Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 1

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 1

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :
YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap PDF)
9 786347 227812

ISBN 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap)
ISBN 978-634-7227-82-9 (jil.1 PDF)
9 786347 227829

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN jilid 1

Penulis :
Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

ISBN : 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap PDF)
978-634-7227-82-9 (jil.1 PDF)

Editor :
Dr. Joseph Teguh Santoso, S.Kom., M.Kom.

Penyunting :
Dr. Mars Caroline Wibowo. S.T., M.Mm.Tech

Desain Sampul dan Tata Letak :
Irdha Yunianto, S.Ds., M.Kom

Penebit :
Yayasan Prima Agus Teknik Bekerja sama dengan
Universitas Sains & Teknologi Komputer (Universitas STEKOM)

Anggota IKAPI No: 279 / ALB / JTE / 2023

Redaksi :
Jl. Majapahit no 605 Semarang
Telp. 08122925000
Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

Distributor Tunggal :
Universitas STEKOM
Jl. Majapahit no 605 Semarang
Telp. 08122925000
Fax. 024-6710144
Email : info@stekom.ac.id

Hak cipta dilindungi undang-undang
Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan dengan cara apapun tanpa ijin dari penulis

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat-Nya sehingga buku ***Rancang Bangun Teknik Jembatan - Jilid 1*** ini dapat diselesaikan dan diterbitkan. Dalam era infrastruktur modern yang semakin menuntut inovasi, jembatan bukan lagi sekadar struktur penyeberangan, melainkan simbol kejeniusan teknik sipil yang menyatukan kekuatan struktural, keindahan estetika, dan keamanan berkelanjutan. Buku *Rancang Bangun Teknik Jembatan - Jilid 1* ini hadir sebagai panduan komprehensif bagi para insinyur, mahasiswa, dan praktisi yang ingin mendalami seni dan ilmu rancang bangun jembatan. Dengan fokus pada konsep dasar hingga aplikasi lanjutan, buku ini menawarkan kerangka pemikiran holistik yang mengintegrasikan teori, analisis, dan praktik terbaik.

Jilid pertama ini dimulai dari fondasi desain konseptual di Bab 1, di mana pembaca diperkenalkan pada teknik dasar desain awal jembatan. Bab 2 dan 3 mengeksplorasi estetika dan seni struktural, membahas persepsi keindahan, proporsi geometris, serta studi kasus nyata seperti Jalan Buckley di atas I-75, Colorado. Selanjutnya, buku membahas perencanaan jembatan penghubung tetap (Bab 4), filosofi desain untuk jembatan jalan raya (Bab 5), beban dan distribusi beban (Bab 6), hingga teori struktur dan pemodelan (Bab 7-8).

Pembahasan inti mencakup berbagai jenis jembatan, mulai dari beton bertulang dan prategang (Bab 9-11), komposit baja-beton (Bab 12-13), dek ortotropik (Bab 14), hingga struktur khusus seperti lengkung horizontal, rangka, lengkung, gantung, kabel gantung, kayu, bergerak, apung, kereta api (Bab 15-23). Bab terakhir menutup dengan dek jembatan, pelat pendekatan, dan sambungan ekspansi (Bab 24-25), dilengkapi daftar pustaka yang kaya untuk studi lanjutan.

Buku ini disusun berdasarkan pengalaman praktis dan penelitian terkini, dengan tujuan membekali pembaca kemampuan merancang jembatan yang tidak hanya fungsional tetapi juga estetis dan tahan lama. Saya mengundang Anda untuk menjelajahi setiap bab dengan tekun, menerapkan konsep-konsep ini dalam proyek nyata, dan berkontribusi pada kemajuan infrastruktur bangsa.

Semoga buku ini menjadi sumber inspirasi dan referensi utama dalam perjalanan karier Anda di bidang teknik sipil.

Semarang, Januari 2026
Penulis

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR ..... **ii**
DAFTAR ISI ..... **iii**
BAB 1 DESAIN JEMBATAN KONSEPTUAL **1**
1.1 Pendahuluan 1
1.2 Desain Awal 1
1.3 Teknik Dasar Dalam Desain Jembatan 10
1.4 Ringkasan 24
BAB 2 DASAR-DASAR ESTETIKA JEMBATAN **25**
2.1 Pendahuluan 25
2.2 Definisi Estetika 25
2.3 Apakah Objek Memiliki Kualitas Estetika? 26
2.4 Bagaimana Manusia Mempersepsikan Nilai Estetika? 28
2.5 Peran Budaya Proporsi 30
2.5 Bagaimana Kita Mempersepsikan Proporsi Geometris? 36
2.7 Persepsi Keindahan Di Alam Bawah Sadar 39
2.8 Penilaian Estetika Dan Selera 39
2.9 Karakteristik Kualitas Estetika Mengarah Pada Pedoman Desain 42
BAB 3 SENI STRUKTURAL DAN ESTETIKA JEMBATAN **49**
3.1 Pendahuluan 49
3.2 Estetika Dan Seni Struktural Insinyur 50
3.3 Tiga Dimensi Struktur 52
3.4 Struktur Dan Arsitektur 55
3.5 Penerapan Pada Desain Sehari-Hari 57
3.5 Peran Studi Kasus Dalam Desain Jembatan 60
3.7 Studi Kasus Jalan Buckley Di Atas I-75 Di Colorado 62
3.8 Analisis Komputer Dan Kompetisi Desain Dalam Seni Struktural 66
3.9 Tujuan Insinyur 71
BAB 4 PERENCANAAN JEMBATAN PENGHUBUNG TETAP UTAMA **72**
4.1 Karakteristik Jembatan Tetap 72
4.2 Pengembangan Proyek 75
4.3 Dasar Proyek 83
4.4 Jembatan Penghubung Tetap 93
BAB 5 FILOSOFI DESAIN UNTUK JEMBATAN JALAN RAYA **103**
5.1 Pendahuluan 103
5.2 Batas Kondisi 103
5.3 Filosofi Keselamatan 104
5.4 Tujuan Desain 115

BAB 6 BEBAN DAN DISTRIBUSI BEBAN JEMBATAN JALAN RAYA 127
6.1 Pendahuluan 127
6.2 Beban Permanen 127
6.3 Beban Hidup Kendaraan 128
6.4 Beban Pejalan Kaki 136
6.5 Beban Angin 136
6.6 Efek Akibat Deformasi Yang Tumpang Tindih 137
6.7 Pengecualian Terhadap Beban Desain Yang Ditentukan Dalam Kode 138
BAB 7 TEORI STRUKTUR 140
7.1 Pendahuluan 140
7.2 Kesetimbangan Dan Kerja Virtual 143
7.3 Persamaan Kompatibilitas 150
7.4 Persamaan Konstitutif 153
7.5 Matriks Kekakuan Untuk Elemen 154
7.6 Pertimbangan Substruktur Dan Simetri 158
BAB 8 PEMODELAN STRUKTUR 160
8.1 PENDAHULUAN 160
8.2 ANALITIS DESAIN JEMBATAN 160
8.3 PEMILIHAN METODOLOGI PEMODELAN 161
8.4 RINGKASAN 172
BAB 9 JEMBATAN BETON BERTULANG 174
9.1 Pendahuluan 174
9.2 Material Beton Bertulang 174
9.3 Jenis Jembatan Beton Bertulang 178
9.4 Pertimbangan Mendesain Jembatan Beton Bertulang 179
9.5 Desain Jembatan Pelat Padat 194
BAB 10 JEMBATAN BETON PRATEGANG 214
10.1 Pendahuluan 214
10.2 Jenis Penampang 218
10.3 Kehilangan Prategang 219
10.4 Pertimbangan Desain Beton Prategang 225
10.5 Contoh Desain Jembatan Beton Prategang 234
BAB 11 JEMBATAN BETON SEGMENTAL 253
11.1 Pendahuluan 253
11.2 Jembatan Balok Kantilever Seimbang 255
11.3 Jembatan Dibangun Secara Progresif Dan Bentang Demi Bentang 262
11.4 Jembatan Yang Dibangun Secara Bertahap 268
11.5 Lengkungan, Rangka Kaku, Dan Jembatan Rangka 271
11.6 Jembatan Kabel Segmental 275
11.7 Pertimbangan Desain 280
11.8 Pertimbangan Seismik 290

11.9 Pengecoran Dan Pemasangan 295
11.10 Masa Depan Jembatan Segmental 303
BAB 12 JEMBATAN KOMPOSIT BAJA-BETON JEMBATAN BALOK I 309
12.1 Pendahuluan 309
12.2 Material Struktural 309
12.3 Komponen Struktural 310
12.4 Desain Lentur 313
12.5 Desain Geser 325
12.6 Pertimbangan Desain Lainnya 335
BAB 13 JEMBATAN BALOK KOTAK KOMPOSIT BAJA-BETON 339
13.1 Balok Kotak Komposit Baja-Beton Lurus 339
13.2 Penampang Khas 339
13.3 Prinsip Desain Umum 340
13.4 Ketahanan Lentur 341
13.5 Resistensi Geser 341
13.6 Pertimbangan Lain 344
13.7 Contoh Desain Jembatan Balok Kotak Kontinu Dua Bentang 345
BAB 14 JEMBATAN DEK ORTOTROPIK 363
14.1 Desain Utama Dek Baja Ortotropik 363
14.2 Keputusan Konseptual 363
14.3 Pengaplikasian Jembatan Dek Ortotropik 369
14.4 Pertimbangan Desain Jembtan Dek Ortotropik 388
BAB 15 JEMBATAN LENGKUNG HORIZONTAL 409
15.1 Jembatan Lengkung Horizontal: Desain Dan Pedoman 409
15.2 Analisis Struktural Untuk Jembatan Lengkung 411
15.3 Jembatan Balok I Baja Lengkung 415
15.4 Jembatan Balok Kotak Baja Lengkung 419
15.5 Jembatan Balok Kotak Beton Lengkung 420
BAB 16 JEMBATAN RANGKA JALAN RAYA 423
16.1 Konfigurasi Rangka Jembatan 423
16.2 Komponen, Nomenklatur, Dan Material Khas 425
16.3 Metode Elemen Dua Gaya 428
16.4 Sistem Lantai Dan Detail Rangka 433
16.5 Detail Khusus Jembatan Kantilever 434
16.6 Lengkungan Dan Pemasangan 442
BAB 17 JEMBATAN LENGKUNG 455
17.1 Pendahuluan 455
17.2 Sejarah Singkat Jembatan Lengkung 456
17.3 Jenis Jembatan Lengkung 457
17.4 Contoh Jembatan Lengkung Khas 458
17.5 Analisis Jembatan Lengkung 461

17.6 Pertimbangan Desain Untuk Jembatan Lengkung 463
17.7 Pemasangan Lengkungan 465
BAB 18 JEMBATAN GANTUNG 467
18.1 Pendahuluan 467
18.2 Sistem Struktur Jembatan Gantung 470
18.3 Desain Jembatan Gantung 474
18.4 Konstruksi Jembatan Gantung 493
18.5 Pengukuran Lapangan Dan Pelapisan 499
BAB 19 JEMBATAN KABEL GANTUNG 504
19.1 Jembatan Kabel Pancang: Evolusi Dan Rekor 504
19.2 Konfigurasi Jembatan Kabel Gantung 506
19.3 Desain Jembatan Kabel Gantung 516
19.4 Bentang Super Panjang 521
19.5 Jembatan Kabel-Tahan Multibentang 522
19.6 Pencahayaan Estetika 522
BAB 20 JEMBATAN KAYU 525
20.1 Pengantar Jembatan Struktural Kayu 525
20.2 Sifat Kayu Dan Produk Kayu 526
20.3 Jenis-Jenis Jembatan Kayu 532
20.4 Konsep Desain Jembatan Kayu 538
BAB 21 JEMBATAN BERGERAK 558
21.1 Jembatan Bergerak: Perkembangan Dan Desain 558
21.2 Jenis-Jenis Jembatan Bergerak 559
21.3 Desain Struktur Jembatan Bergerak 567
21.4 Mesin Jembatan Bergerak 572
21.5 Pengoperasian Jembatan, Daya, Dan Kontrol 581
21.6 Kontrol Lalu Lintas Jembatan Bergerak 585
BAB 22 JEMBATAN APUNG 586
22.1 Pendahuluan 586
22.2 Konsep Dasar Jembatan Apung 587
22.3 Jenis Jembatan Apung 588
22.4 Kriteria Desain Jembatan Apung 591
22.5 Desain Dan Analisis Struktur Jembatan Apung 598
22.6 Fabrikasi Dan Konstruksi Jembatan Apung 603
22.7 Biaya Konstruksi 604
22.8 Inspeksi, Pemeliharaan, Dan Operasi 605
BAB 23 JEMBATAN KERETA API 609
23.1 Pendahuluan 609
23.2 Filosofi Jembatan Kereta Api 612
23.3 Jenis-Jenis Jembatan Kereta Api 614
23.4 Dek Jembatan Kereta Api 615

23.5 Kriteria Desain Jembatan Kereta Api 616
23.6 Peringkat Kapasitas Jembatan Kereta Api 626
BAB 24 DEK JEMBATAN DAN PELAT PENDEKATAN 628
24.1 Pendahuluan 628
24.2 Dek Jembatan 628
24.3 Pelat Pendekatan 639
BAB 25 SAMBUNGAN EKSPANSI 645
25.1 Pendahuluan 645
25.2 Kriteria Desain Umum 646
25.3 Jembatan Tanpa Sambungan 647
25.4 Sambungan Rentang Pergerakan Kecil 647
25.5 Sambungan Rentang Pergerakan Sedang 654
25.6 Sambungan Rentang Pergerakan Besar 657
25.7 Konstruksi Dan Pemeliharaan 661
DAFTAR PUSTAKA 662

BAB 1
DESAIN JEMBATAN KONSEPTUAL

1.1 PENDAHULUAN

Perencanaan dan perancangan jembatan adalah bagian dari seni dan sebagian kompromi, aspek terpenting dari rekayasa struktur. Ini adalah manifestasi dari kemampuan kreatif para perancang dan menunjukkan imajinasi, inovasi, dan eksplorasi mereka. Pertanyaan pertama yang harus dijawab oleh para perancang adalah jenis keajaiban struktural seperti apa yang akan mereka ciptakan dalam desain jembatan?

Pentingnya analisis konseptual dalam masalah desain jembatan tidak dapat cukup ditekankan. Perancang harus terlebih dahulu memvisualisasikan dan membayangkan jembatan untuk menentukan fungsi dan kinerja dasarnya.

Tidak diragukan lagi, faktor keamanan dan ekonomi membentuk pemikiran perancang jembatan dengan cara yang sangat signifikan. Nilai analisis teknis dan ekonomi tidak dapat disangkal, tetapi tidak mencakup seluruh proses desain.

Desain jembatan adalah masalah rekayasa yang kompleks. Proses desain mencakup pertimbangan faktor-faktor penting lainnya, seperti pilihan sistem jembatan, material, dimensi, fondasi, estetika, dan lanskap serta lingkungan setempat. Untuk menyelidiki masalah-masalah ini dan sampai pada solusi terbaik, metode desain pendahuluan adalah pokok bahasan dalam bab ini.

1.2 DESAIN AWAL

Pendahuluan

Apa itu desain awal? Pada dasarnya, proses desain jembatan terdiri dari dua bagian utama: (1) fase desain awal dan (2) fase desain akhir. Fase desain pertama dibahas di bagian ini dan fase desain akhir dibahas di Bagian 1.3 secara lebih rinci.

Tahap desain awal (lihat Tabel 1.1 dan 1.2) terdiri dari pencarian komprehensif aplikasi praktis dan analitis terkini dari metode lama dan baru dalam rekayasa struktur jembatan. Tahap desain akhir terdiri dari penanganan lengkap proyek baru dalam semua aspeknya. Ini termasuk semua masalah material, baja, atau beton. Argumen pentingnya adalah bahwa dengan pendekatan ini penghematan yang signifikan dalam upaya desain dapat dengan mudah dicapai, terutama pada tahap akhir.

Untuk merencanakan dan mendesain jembatan, pertama-tama perlu divisualisasikan. Kreativitas mendasar terletak pada imajinasi. Hal ini sebagian besar tercermin dalam kreativitas perancang dan pengalaman serta pengetahuan perancang di masa lalu. Selain itu, konsep perancang mungkin didasarkan pada pengetahuan yang diperoleh dari perbandingan berbagai skema jembatan.

Secara umum, perancang mendekati masalah secara bertahap, dalam dua langkah. Dalam desain awal, bagian pertama dan terpenting adalah pembuatan skema jembatan. Langkah kedua adalah memeriksa skema dan membuat sketsa dalam gambar. Kemudian

dimungkinkan untuk menentukan kebutuhan desain lainnya. Proses pemeriksaan kemudian dilakukan untuk persyaratan desain lainnya (misalnya, kondisi lokal, sistem bentang, tinggi konstruksi, profil, dll.). Dari sudut pandang ekonomi, pemilihan struktur bentang, konfigurasi, dll. sangat penting. Dari perspektif biaya dan estetika, pandangan terhadap lingkungan lokal sangat penting. Menyelesaikan kedua langkah ini menghasilkan skema jembatan yang diinginkan yang memenuhi proposal proyek.

Pada tahap desain awal juga diperlukan untuk menemukan skema analisis ilmiah yang rasional untuk desain yang dikonsepkan. Dengan demikian, bagian penting dari desain awal adalah memilih dan menyempurnakan berbagai skema untuk memilih yang paling tepat. Ini bukan tugas yang mudah karena tidak ada rumus dan solusi yang ada. Hal ini terutama didasarkan pada pengalaman perancang dan persyaratan yang ditentukan oleh proyek.

Tahap akhir membutuhkan studi dan analisis terperinci tentang perilaku dan stabilitas struktural. Ekonomi dan keselamatan juga merupakan aspek penting dalam desain jembatan, tetapi perhatian yang cukup besar harus diberikan pada studi terperinci untuk analisis, yang melibatkan pilihan akhir sistem struktural, dimensi, material, sistem bentang, lokasi fondasi, faktor angin, dan banyak lainnya.

Namun, perbedaan dalam skema pendahuluan jika semua analisis dilakukan secara akurat seharusnya tidak substansial. Oleh karena itu, sangat penting untuk memiliki, sejak langkah pertama, perhitungan desain yang tepat dan lengkap. Beban kerja perancang dapat dikurangi secara dramatis melalui penggunaan koefisien bantu. Koefisien ini dapat digunakan jika skema yang dipilih perlu dimodifikasi.

Perhitungan desain dilakukan berdasarkan mekanika struktural. Biasanya analisis dimulai dengan dek, stringer, dan balok melintang yang menentukan berat dek. Analisis akhir mencakup pemeriksaan anggota penahan beban utama, penentuan berbagai beban dan pengaruhnya, berat total, dan analisis bantalan. Seiring dengan analisis, koreksi skema konstruksi awal biasanya dilakukan.

Namun, pada tahap desain awal, hanya perlu menjelaskan karakteristik alternatif. Perbandingan biasanya didasarkan pada berat dan biaya struktur. Perlu juga ditekankan bahwa pada tahap ini berat struktur tidak dapat ditentukan dengan presisi absolut. Biasanya diperkirakan berdasarkan koefisien eksperimental.

Seperti yang disebutkan sebelumnya, tujuan desain awal adalah untuk membandingkan berbagai skema desain. Hal ini dapat dicapai secara efisien dengan menggunakan komputer. Perancang dapat membuat sejumlah skema dan alternatif yang rasional dalam waktu singkat. Perbandingan kritis antara berbagai skema kemudian harus dilakukan. Namun, ini bukanlah proses yang mudah dan perlu dilanjutkan ke langkah berikutnya. Berbagai komponen dari setiap skema, seperti dek, bentang, penyangga, dll., harus dibandingkan satu sama lain. Penting pada tahap ini agar perancang dapat memvisualisasikan setiap komponen dalam skema, membuat sketsa, dan memeriksa rasionalitas, penerapan, dan ekonominya. Setelah itu, analisis dan gambar dapat disesuaikan dan dikoreksi.

Terakhir, skema yang dipilih harus menjalani desain terperinci untuk menetapkan struktur jembatan. Analisis diterapkan pada setiap komponen jembatan dan pada keseluruhan

struktur. Setiap bagian harus divisualisasikan terlebih dahulu oleh perancang, digambar, dianalisis, dan diperiksa kelayakannya. Kemudian harus dimodifikasi jika perlu. Dalam setiap kasus, alternatif yang paling menguntungkan harus dipilih. Ini adalah tugas yang sangat sensitif karena tidak mudah untuk menemukan jawaban langsung dan solusi yang dibutuhkan. Masalah pengambilan keputusan akhir hanya dapat diselesaikan berdasarkan pertimbangan umum dan sudut pandang khusus perancang, yang tentunya didasarkan pada pengalaman dan pengetahuan pribadi serta intuisi profesional.

Urutan analisis dalam desain akhir terperinci tetap sama seperti untuk desain pendahuluan kecuali bahwa analisis ini lebih lengkap. Struktur jembatan pada tahap ini memiliki makna fisik karena setiap bagian telah dibentuk dan dirinci di atas kertas. Akhirnya, berat diperkirakan dengan mempertimbangkan volume aktual elemen jembatan dan didokumentasikan dalam formulir khusus yang disebut "spesifikasi" atau daftar berat. Spesifikasi umumnya harus disusun di akhir proyek. Urutan ini mengarah ke tahap akhir proyek, tetapi prosesnya masih belum lengkap. Proyek akan mencapai bentuk akhirnya hanya pada tahap konstruksi. Karena alasan ini, perlu disebutkan bahwa perancang sejak awal harus mempertimbangkan secara serius masalah konstruksi dan, dalam kasus tertentu, memberikan instruksi lengkap serta metode konstruksi.

Pertimbangan Umum untuk Desain Skema Jembatan

Faktanya, skema desain struktur jembatan menghadirkan masalah yang kompleks bagi perancang struktur meskipun terdapat teknologi modern dan fasilitas komputer canggih. Cakupan masalah tersebut meliputi penentuan dimensi umum struktur, sistem bentang (yaitu, jumlah dan panjang bentang), pemilihan jenis substruktur yang rasional. Selain itu, dalam cakupan ini, terdapat tuntutan untuk menemukan solusi yang paling menguntungkan untuk masalah tersebut guna menentukan keamanan maksimum dengan biaya minimum yang sesuai dengan prinsip-prinsip teknik struktur. Memenuhi tuntutan ini akan memberikan solusi yang tepat untuk parameter teknis dan ekonomi, seperti perilaku struktur, biaya, keamanan, kenyamanan, dan tampilan eksternal.

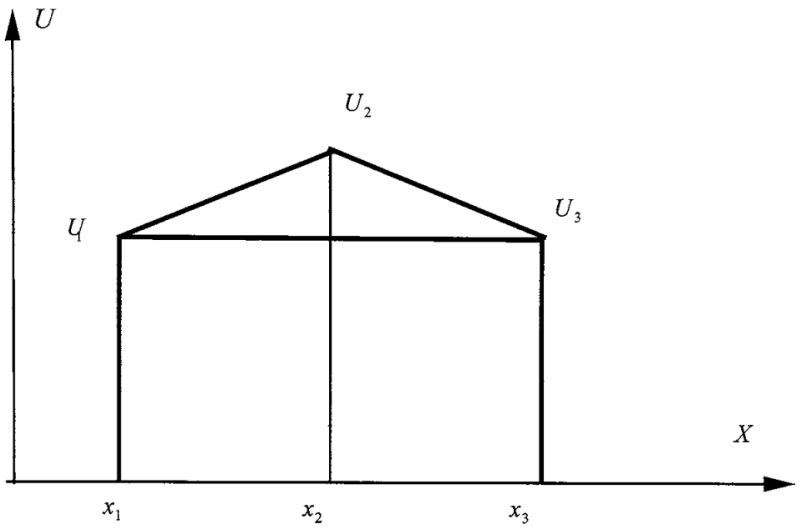
Selain itu, selama perancangan jembatan, penyeberangan sungai harus mempertimbangkan penampang di bawah jembatan yang menyediakan debit air yang dibutuhkan. Bukaan jembatan diukur dari permukaan air pasang yang diperoleh pada penampang antara pilar, dengan mempertimbangkan konfigurasi saluran sungai, koefisien kompresi aliran, dan erosi dasar sungai yang diizinkan.

Dengan mengubah koefisien erosi dan luas penampang dalam batas yang diizinkan oleh standar, dimungkinkan untuk mendapatkan dimensi bukaan yang berbeda dan dapat diterima untuk penyeberangan jembatan yang sama. Selama pemilihan alternatif yang paling tepat, perlu juga mempertimbangkan bahwa pengurangan bukaan jembatan berkaitan dengan peningkatan biaya pondasi sebagai akibat dari kedalaman erosi yang besar dan kebutuhan untuk menerapkan struktur yang lebih rumit dan mahal untuk aliran sungai. Selama perancangan struktur seperti viaduk dan jalan layang, panjang totalnya biasanya sudah ditentukan, yang dapat ditentukan oleh rencana umum atau oleh lanskap lokasi dan hubungan

antara biaya tanggul dengan ketinggian besar dan struktur jembatan. Perancangan jembatan biasanya dimulai dengan pengembangan serangkaian alternatif yang mungkin.

Dengan membandingkan alternatif, dengan mempertimbangkan parameter teknis dan ekonomi, kita mencoba menemukan solusi yang paling tepat untuk kondisi lokasi setempat. Saat ini, pengembangan dan perbandingan alternatif adalah satu-satunya cara untuk menemukan solusi yang paling tepat. Faktor-faktor yang memengaruhi pemilihan skema jembatan sangat beragam dan jumlahnya sangat banyak sehingga mendapatkan jawaban langsung tentang skema jembatan mana yang paling rasional pada kondisi lokal tertentu merupakan tantangan. Perlu dikembangkan beberapa alternatif berdasarkan kondisi lokal (geologi, hidrologi, pelayaran, konstruksi, dll.) dan menerapkan inisiatif kreatif perancang untuk memilih solusi struktural. Menyediakan skema struktural alternatif jembatan merupakan tindakan kreatif.

Komputer dapat digunakan untuk menentukan panjang bentang dan sistem bentang yang paling menguntungkan, untuk menemukan jumlah balok pada jembatan yang memiliki dek atas atau jumlah panel pada rangka, dan untuk memilih substruktur. Namun, menggunakan komputer untuk memilih alternatif rasional, dengan mempertimbangkan perbandingan semua parameter teknis dan ekonomi, adalah hal yang mustahil. Menemukan alternatif optimal menggunakan sudut pandang yang berbeda seringkali mengarah pada kesimpulan yang berbeda. Misalnya, alternatif tersebut mungkin paling menguntungkan dari segi biaya, tetapi mungkin memerlukan pengeluaran besar untuk logam atau memerlukan peralatan pemasangan khusus, yang tidak dapat diperoleh. Beberapa alternatif mungkin tidak memenuhi persyaratan arsitektur, ketika mempertimbangkan jembatan kota. Saat menggunakan komputer, masih mustahil untuk menyangkal metode desain konvensional, dengan mempertimbangkan semua masalah kondisi lokal spesifik, yang secara praktis tidak mungkin untuk dituliskan ke dalam program komputer.



Gambar 1.1 Indeks kualitas struktur.

Metode Dasar Teoretis Desain Awal

Metode desain tidak dapat diciptakan berdasarkan prinsip-prinsip sewenang-wenang tertentu. Metode tersebut dikembangkan dari praktik. Dalam studi teoretis tertentu, terdapat cukup bukti bahwa metode desain berubah tergantung pada praktik pembangunan jembatan dan masalah-masalah dasarnya. Oleh karena itu, metode desain awal yang diterapkan saat ini sebagian besar ditentukan oleh metode empiris.

Untuk mencapai peningkatan, metode ini didasarkan pada konsistensi dalam penerapannya yang tepat dan penjelasan dasar logisnya. Metode desain awal yang canggih ini memungkinkan pengembangan solusi akhir yang sempurna untuk proyek tersebut. Penting untuk disebutkan pada titik ini pentingnya parameter perhitungan dalam pendekatan desain yang dipertimbangkan.

Dengan menggunakan model matematika, dimungkinkan untuk mengekspresikan (lihat Gambar 1.1) indeks kualitas U dari struktur sebagai fungsi dari parameternya; x, y, z, yaitu,

$$U = u(x, y, z, \dots) \tag{1.1}$$

Desain awal menyediakan cara untuk menentukan nilai pasti parameter dan indeks kualitasnya. Masalahnya mirip dengan menemukan limit suatu fungsi, seperti dalam kalkulus variasi. Analogi ini dapat digunakan untuk menentukan dasar logis untuk metode desain awal. Jelas bahwa masalah desain awal tidak dapat diselesaikan dalam matematika murni. Indeks kualitas tidak dapat dinyatakan dengan fungsi aljabar. Perhatikan bahwa sebagian besar parameter dari satu alternatif ke alternatif lain berubah ukurannya dengan cepat. Alternatif hanya ditampilkan untuk pertimbangan dan untuk menunjukkan proses investigasi guna membuktikan kebenaran alternatif yang diterima.

Hanya dalam kasus-kasus tertentu metode matematika dapat diterapkan untuk menemukan limit. Misalnya, diketahui bahwa dengan metode ini dimungkinkan untuk menemukan dimensi pasti panjang bentang rangka bentang sederhana atau tinggi pasti rangka baja dengan batang paralel karena perilakunya yang meminimalkan berat total struktur.

Untuk menemukan limit fungsi U, dimungkinkan untuk menemukan nilai parameter x, y, z yang sesuai dari persamaan berikut:

$$\frac{\partial U}{\partial x} = 0, \frac{\partial U}{\partial y} = 0, \frac{\partial U}{\partial z} = 0, \tag{1.2}$$

Persamaan-persamaan ini menyediakan alat untuk menyelidiki pengaruh setiap parameter karena mengubah indeks kualitas struktur. Dengan membiarkan semua parameter lain konstan, $\pm\Delta x$ diterapkan untuk mempelajari perubahan nilai U. Kita kemudian dapat menemukan nilai parameter yang menyebabkan ΔU berubah tandanya. Ini sesuai dengan nilai minimum fungsi U.

Perhatikan bahwa parameter-parameter terpisah saling terkait. Jika satu parameter diubah, maka parameter lainnya juga perlu dimodifikasi. Dengan melampaui batas tertentu, bentang jembatan beton bertulang harus berubah dari sistem balok menjadi sistem lengkung. Dengan menerapkan metode desain awal ini pada jembatan, perbandingan Persamaan (1.2) mengarah pada penyusunan alternatif. Untuk setiap persamaan dalam Persamaan (1.2), diperlukan minimal tiga alternatif. Persamaan pertama dibentuk dari nilai-nilai tertentu dari parameter x_1, y_1, z_1, dll.

Dengan membiarkan parameter y_1 dan z_1 konstan, diperoleh nilai x baru, yaitu x_2, untuk menyusun alternatif kedua. Dengan membandingkan ini dengan yang pertama, kita menetapkan perubahan indeks kualitas jembatan. Jika indeks kualitasnya membaik, maka perlu mengubah parameter x lagi ke arah yang sama, menaikkannya ke nilai baru x_3 untuk membentuk alternatif ketiga. Kemudian, kita membandingkan ini dengan dua alternatif pertama untuk menentukan perubahan indeks kualitas jembatan yang dirancang. Jika, misalnya, indeks kualitasnya memburuk, maka nilai maksimumnya sesuai dengan x_2 (lihat Gambar 1.1). Jika indeks kualitasnya membaik, maka perlu mengulangi investigasi untuk persamaan kedua $\partial U/\partial y = 0$, dan seterusnya. Semua persamaan ini harus diselesaikan secara simultan. Dalam desain awal, ini berarti perlu menyiapkan banyak alternatif dan membandingkannya secara simultan. Proses ini sulit dan membosankan. Kesulitannya meningkat karena, tidak seperti metode matematika murni di mana fungsi U diberikan, dalam desain awal jenis fungsi tidak diketahui dan harus ditentukan. Karena kesulitan-kesulitan yang disebutkan di atas, ada cukup alasan untuk berasumsi bahwa tahap pertama proses desain didasarkan pada kreativitas dan penemuan.

Bagaimana cara membangun jembatan di atas sungai tertentu? Ada sejumlah jawaban berbeda untuk pertanyaan ini. Jenis jembatan dapat berupa baja atau beton bertulang, dan untuk setiap kasus terdapat sejumlah alternatif yang dapat diterapkan. Jika, untuk masalah yang diberikan, terdapat beberapa solusi yang diketahui, mungkin ada banyak atau lebih banyak solusi yang belum dikembangkan. Ini menunjukkan bahwa membangun jembatan dan membuat desain bukanlah tugas yang mudah. Banyak masalah yang belum ditentukan dihadapi oleh perancang. Namun, ilmu teknik telah membuktikan bahwa kesulitan-kesulitan ini dapat dipecahkan secara sistematis, seperti yang diilustrasikan di bawah ini.

1. Persamaan (1.2) harus diterapkan pada masalah desain struktural dan diselesaikan dengan metode pendekatan bertahap yang mengikuti desain awal. Metode ini dianggap andal secara teknis dan telah digunakan dalam bidang teknik dengan sukses. Untuk meningkatkan dan mempercepat metode ini (pendekatan bertahap), sangat penting untuk memilih ketelitian absolut. Pengalaman, secara signifikan, membantu dalam pengambilan keputusan tersebut.
2. Desain awal umumnya merupakan pendekatan pertama dalam pembuatan proyek jembatan. Ini menyelesaikan persamaan untuk parameter terpenting yang memiliki pengaruh besar pada indeks kualitas struktur. Detail struktur dapat diselidiki pada tahap selanjutnya. Banyak solusi telah dikembangkan dalam praktik untuk struktur

yang detail. Perlu disebutkan bahwa ketika bekerja dengan parameter, tidak banyak parameter dasar.

3. Beberapa parameter diberikan dan tetap konstan selama desain. Parameter lain mengambil sejumlah nilai terbatas dan ini memperpendek jumlah alternatif. Hubungan antar parameter, koreksinya, dan kepentingannya untuk indeks kualitas jembatan memudahkan pelaksanaan metode investigasi alternatif.

Jika memungkinkan untuk menyelesaikan masalah dengan matematika murni, maka solusinya hanyalah menyelesaikan persamaan. Tetapi kita harus ingat bahwa persamaan ini (kecuali yang berderajat pertama) memiliki beberapa akar dan konstanta sembarang. Dalam penerapannya pada desain jembatan, ini berarti, jika diperoleh beberapa alternatif yang sama validnya, investigasi harus disempurnakan lebih lanjut.

Metode pendekatan bertahap harus diterima sebagai prinsip metodologis karena, karena proses tersebut menghasilkan beberapa alternatif untuk satu proyek, kita hanya perlu mempertimbangkan solusi ilmiah terbaik. Kita dapat berhenti pada solusi perkiraan, tetapi hanya setelah kita yakin bahwa, dibandingkan dengan solusi lain, itu adalah pendekatan ilmiah terbaik. Ini adalah cara terbaik untuk menghasilkan keberhasilan perancang. Metode yang sama diterapkan untuk memilih sistem jembatan, serta membuat pilihan akhir untuk material desain jembatan, dan sebagainya.

Pemilihan Alternatif Akhir untuk Jembatan Beton Bertulang

Perancang, misalnya, dapat memutuskan bahwa, untuk material tertentu (misalnya, beton bertulang), alternatif ketiga dipilih. Dengan menggunakan penalaran ini, muncul ketidaksempurnaan berikut: dalam analogi matematika, persamaan (1.2) perlu diselesaikan secara simultan, tetapi di sini masing-masing diselesaikan secara terpisah. Setelah menentukan parameter tertentu, parameter tersebut akan dipertahankan konstan dan pemilihan parameter lainnya akan mengikuti. Terdapat unsur sensitivitas dalam metode ini. Nilai parameter tidak dipilih secara sembarangan. Nilai awal ditentukan secara empiris sehingga nilainya seakurat nilai sebenarnya. Urutan penemuan parameter individual juga penting. Pertama, parameter yang paling signifikan memengaruhi indeks kualitas struktur diselidiki. Kemudian, penyelidikan untuk parameter yang kurang penting menyusul.

Ingat, struktur bentang menyiratkan panjang bentang tetapi juga memerlukan penentuan jenis struktur bentang, bentuknya, sistemnya, berbagai jenis yang dapat berupa struktur bentang seragam atau tidak sama, atau jumlah bentang.

Dalam metode ini, alternatif yang dipilih menentukan sistem struktur bentang dengan berat minimum dan ekonomi serta keamanan maksimum. Sekarang, pertanyaan yang sah mungkin muncul. Apakah itu berarti bahwa alternatif yang dipilih dengan berbagai jenis desain bentang (termasuk panjang bentang, bentuk, rupa, dan jenis) dapat dianggap sebagai pilihan terbaik untuk proyek jembatan dengan ekonomi dan keamanan maksimum? Meskipun jawabannya mungkin terdengar kontroversial dan tidak konsisten secara teokratis, sebenarnya tidak. Jawabannya adalah ya! Ada alasan untuk itu. Jenis proyek jembatan tertentu membutuhkan struktur dengan berbagai jenis bentang yang secara ekonomi dan aman

merupakan pilihan terburuk untuk desain jembatan. Untuk penyempurnaan, lanjutkan investigasi dengan metode pendekatan bertahap.

Perlu dicatat, ketika merancang bentang untuk jembatan rangka-balok, sistem bentang sama sering digunakan karena memberikan standardisasi elemen yang maksimum. Namun, penerapan konstruksi bentang tidak sama juga dimungkinkan dan dalam kasus tertentu lebih menguntungkan.

Berdasarkan pembahasan di atas, jika alternatif bentang yang layak secara ekonomi tidak memuaskan, misalnya, tidak memenuhi persyaratan peraturan pelayaran, atau jika panjang jembatan tidak memungkinkan bentang yang sama, maka perlu dengan metode pendekatan bertahap untuk menemukan skema alternatif yang lebih sensitif dengan sistem bentang yang tidak sama bentuk, rupa, panjang, dll.

Kesimpulannya, dengan mengubah sistem bentang, jumlah bentang, atau bentuk atau rupa atau kombinasi atau dimensinya, dimungkinkan untuk mendapatkan sejumlah alternatif yang akan memenuhi kondisi lokal terbaik dengan biaya minimum.

Misalnya, mengubah sistem bentang, misalnya, dengan mengurangi jumlah bentang, mengakibatkan peninjauan ulang seluruh desain jembatan, dan akibatnya skema jembatan baru harus dirancang.

Tabel 1.1 Desain Awal — Contoh 1

Tahapan Desain	**Sistem Balok**
Alternatif pertama	Sistem struktur bentang, balok tipe dek; jembatan memiliki tiga bentang; konstruksi struktur bentang dari beton bertulang yang memiliki empat balok utama; penyangganya masif.
Alternatif kedua	Sama, hanya dua bentang
Alternatif ketiga	Sama, hanya empat bentang
Perbandingan alternatif	Alternatif terbaik adalah empat bentang (alternatif ketiga); alternatif pertama dan kedua dibatalkan.
Subalternatif dari alternatif ketiga	1. Alternatif empat bentang dengan dua balok utama dan penyangga dari dua kolom alternatif ketiga 2. Sama, dengan beton prategang 3. Dengan penerapan rangka tulangan las
Perbandingan alternatif	Alternatif ketiga dipilih; jembatan empat bentang dengan dua balok beton bertulang utama.
Alternatif keempat	Tipe lengkung, tiga bentang dengan empat lengkung terpisah dan kolom di atas lengkung; penyangganya masif.
Alternatif kelima	Sama, dua bentang
Alternatif keenam	Sama, empat bentang
Perbandingan alternatif	Alternatif keempat dipilih: jembatan tiga bentang dengan empat lengkungan terpisah.
Subalternatif dari alternatif keempat	1. Dengan dua lengkungan sempit dan dinding di atas lengkungan 2. Dengan lengkungan tipe kotak
Perbandingan alternatif	Alternatif keempat dipilih: jembatan tiga bentang dengan empat lengkungan terpisah.

Jika beban struktur bentang dikurangi, sistem bentang harus dimodifikasi baik dengan mengurangi panjang bentang atau bentuk bentang atau aspek lain dari struktur bentang. Perlu disebutkan di sini bahwa pentingnya memilih alternatif yang tepat untuk sistem bentang tidak boleh diremehkan. Hal ini karena pilihan jenis material untuk struktur jembatan (misalnya, monolit atau pracetak, konvensional atau prategang, atau beton bertulang) kurang penting dalam nilai biaya daripada sistem bentang total, yang terdiri dari panjang, bentuk, jumlah bentang, dll. Karena kesederhanaan relatif bentuk beton bertulang pada bentang dan penyangga, menghitung volumenya bukanlah proses yang sulit jika dimensinya diberikan atau ditentukan dari perhitungan awal.

Keuntungan terbesar dari penerapan metode teoretis adalah bahwa proses desain tidak abstrak dan didasarkan pada analisis ilmiah dan informasi yang dapat dikuantifikasi. Oleh karena itu, selama proses memilih alternatif terbaik untuk solusi, ada peluang untuk menghilangkan ketidaksempurnaan untuk setiap skema. Ciri khas metode ini adalah mencari solusi terbaik melalui investigasi terperinci untuk setiap material, struktur atas, sistem jembatan, dll.

Jumlah alternatif yang diperoleh bisa banyak. Dalam skema variasi yang diberikan pada Tabel 1.2, diputuskan untuk menyusun alternatif-alternatif ini dengan sub-alternatif. Hal ini membutuhkan investigasi yang ekstensif, yang tidak selalu diperlukan. Dalam beberapa kasus, metode yang lebih singkat dapat diterapkan. Dalam contoh yang ditunjukkan pada Tabel 1.2, dimungkinkan untuk memilih material jembatan terlebih dahulu, sehingga menyusun satu alternatif untuk sistem baja dan satu untuk sistem beton bertulang. Disarankan untuk mempertimbangkan informasi dari pengalaman menggunakan pendekatan empiris untuk skema jembatan.

Contoh 1.1: Desain Awal Jembatan Jalan Raya

Diberikan

Jarak bebas, beban desain, lokasi, bentang jembatan, jenis pondasi (sumur), dan materialnya adalah beton bertulang dan baja.

Solusi

Proses desain terperinci ditunjukkan pada Tabel 1.2. Dapat diamati bahwa metode yang dipersingkat dicapai untuk mengurangi investigasi dan jumlah proyek alternatif serta untuk meningkatkan penggunaan data yang tersedia dalam praktik. Dengan demikian, investigasi baru tidak diperlukan dan ini menghasilkan penghematan yang signifikan dalam analisis dan upaya desain.

Tabel 1.2 Desain Awal — Contoh 2

Tahapan Desain	**Sistem Balok**
Alternatif pertama	Jembatan tiga bentang sistem dek, balok beton bertulang, dengan empat balok utama; penyangganya masif.
Alternatif kedua	Balok baja dua bentang
Perbandingan alternatif	Alternatif pertama yang dipilih adalah: jembatan beton bertulang.

Alternatif ketiga	Lengkungan beton bertulang, dua bentang yang memiliki empat lengkungan terpisah
Perbandingan alternatif	Setelah membandingkan alternatif pertama dan ketiga, alternatif pertama dipilih: jembatan balok.
Alternatif keempat	Jembatan balok beton bertulang dua bentang
Alternatif kelima	Jembatan balok beton bertulang empat bentang
Perbandingan alternatif	Setelah membandingkan alternatif pertama, keempat, dan kelima, alternatif kelima dipilih: jembatan empat bentang.
Subalternatif dari alternatif kelima	1. Dengan dua balok utama, monolit 2. Sama, dengan empat balok, beton prategang pracetak 3. Sama, dengan rangka penguat las
Perbandingan alternatif	Dengan membandingkan alternatif dasar dan tambahan kelima, subalternatif kelima 2 dipilih.

1.3 TEKNIK DASAR DALAM DESAIN JEMBATAN

Dalam banyak aspek, desain jembatan didasarkan pada analisis yang tepat dan karena alasan ini, desain tersebut analog dengan penyelesaian masalah matematika, di mana hasilnya diperoleh dengan memeriksa data masalah dan menggunakan metode matematika untuk sampai pada solusi. Pendekatan ini bekerja dengan baik untuk analisis teknis dan ekonomi yang menyajikan aspek-aspek yang sangat penting dari desain jembatan, tetapi mengabaikan bagian penting dari proyek tersebut.

Hal ini karena, pertama-tama, banyak masalah tidak dapat diselesaikan secara numerik. Kedua, analisis mungkin tidak sesuai persis dengan situasi sebenarnya. Analisis teknis valid untuk memberikan informasi untuk konstruksi, tetapi tidak signifikan untuk penyelesaian masalah dasar: pilihan sistem jembatan, pilihan material, dimensi umum, masalah pondasi, dll. Masalah-masalah ini diselesaikan berdasarkan pertimbangan umum dan penilaian perancang.

Untuk masalah yang sama dalam analisis teknis atau masalah dasar, untuk proyek jembatan bisa ada banyak proposal sebanyak jumlah perancang yang terlibat dalam sengketa teknik. Pilihan alternatif akhir bergantung sampai batas tertentu pada peserta yang hadir yang mempertahankan pandangan mereka dan mendukung argumen mereka secara teknis. Perlu untuk menganalisis berbagai penalaran dan menentukan proposal mana yang paling konsisten dengan standar yang berlaku dan diterima dalam keadaan saat ini.

Bantuan dari berbagai tren metodologis dalam desain jembatan tidak dapat dihindari mengingat peningkatan dan kemajuan yang stabil selama berabad-abad dalam rekayasa jembatan. Kemajuan dalam teknik konstruksi jembatan bergantung pada perkembangan ilmiah dan teknologi pada setiap momen sejarah dalam pembuatan jembatan; tradisi dilestarikan dan pandangan saat ini dibentuk.

Investigasi sejarah jembatan menunjukkan bahwa konstruksi jembatan telah melewati beberapa tahapan industri. Kita dapat memisahkan tahapan ini menjadi fase primitif, industri, arsitektur, dan teknik. Tahapan ini dapat dibagi lagi menjadi bentuk dan karakteristik yang lebih sederhana.

Pengaruh abad-abad sebelumnya pada desain jembatan menunjukkan bahwa, untuk memahami tren saat ini dengan sebaik-baiknya, seseorang harus mempelajari evolusi rekayasa jembatan. Perhatikan bahwa hal itu mencerminkan keterlibatan material, budaya spiritual masyarakat, dan transfer warisan. Mengenai kemajuan teknologi, universitas telah memiliki pengaruh yang besar. Para insinyur masa depan mengambil pengetahuan dasar dan tren baru dalam desain dari profesor mereka.

Pada abad ke-20, desain jembatan telah mengalami perubahan yang cukup besar. Dengan meningkatnya permintaan akan jembatan beton bertulang, kebutuhan dan penciptaan sistem baru menjadi tak terhindarkan. Metode lama memiliki banyak keterbatasan dan tidak akan dibahas di sini. Metode tersebut sebenarnya menghadirkan banyak hambatan bagi perkembangan lebih lanjut dalam rekayasa jembatan. Oleh karena itu, perlu dibuat spesifikasi baru untuk struktur beton bertulang.

Pembangunan jembatan jalan raya dan penerapan beton bertulang menghadirkan masalah mendasar bagi para perancang mengenai pilihan sistem jembatan. Hal ini menciptakan permintaan yang kuat untuk desain awal. Konsep baru ini membutuhkan pengembangan metode baru dan telah memberi tekanan pada para perancang untuk melihat jembatan bukan sebagai kondensasi bagian-bagian penting, melainkan sebagai unit gabungan monolitik dengan bagian-bagian yang saling terkait.

Karena meningkatnya permintaan akan jembatan beton bertulang dan jembatan gantung, perancang memiliki banyak pilihan material dan cara untuk mengembangkan sistem jembatan baru, dan ide jembatan kabel-stayed pun muncul. Abad baru menciptakan permintaan yang kuat untuk pendekatan analitis dan memerlukan kebutuhan yang semakin besar untuk desain awal dengan lebih banyak skema.

Penerimaan bahwa untuk setiap kasus tidak ada satu solusi tunggal, melainkan ada beberapa solusi yang memungkinkan untuk memilih yang paling sesuai dengan standar yang berlaku dan diterima serta paling efektif untuk proyek sebenarnya, mengarah pada karakteristik dasar dari tren signifikan kedua dalam desain jembatan, yang akan disebut "kreatif."

Oleh karena itu, desain setiap jembatan adalah proses menemukan solusi untuk masalah baru. Jika tidak ada solusi yang tersedia, solusi tersebut harus dicari. Dengan mempertimbangkan peran kreasi pribadi, tren kedua ini dapat memberikan proyek-proyek baru yang orisinal. Pendukung tren tersebut percaya bahwa penciptaan jembatan bergantung pada predisposisi, kemampuan, dan visi pribadi. Desain dianggap sebagai proses kreatif yang terdiri dari kombinasi ekspresi struktural berdasarkan pengetahuan yang dibutuhkan dan intuisi profesional.

Tren Praktis

Kepraktisan adalah pertimbangan utama dalam tren ini. Kata praktis berjalan seiring dengan investigasi ilmiah menggunakan teknologi modern. Para perancang menggunakan prinsip-prinsip ilmiah dan kreativitas untuk desain mereka hanya untuk memecahkan masalah aktual. Dalam tren ini, jembatan dianggap sebagai bagian dari jalan raya atau rel kereta api dan tujuan dasarnya adalah untuk memenuhi persyaratan transportasi.

Jembatan harus memenuhi persyaratan dasar keselamatan dan faktor ekonomi. Konstruksi jembatan juga harus mengikuti pola metode industri yang sukses. Pendukung tren kreatif menganggap jalan raya dan rel kereta api sebagai area untuk menerapkan kemampuan kreatif mereka dan untuk menguji penemuan baru mereka. Pengikut investigasi analisis ilmiah menganggap jalan raya sebagai laboratorium besar untuk investigasi mereka. Pengikut desain praktis telah meminjam konsep mereka dari kedua tren tersebut, dengan menekankan bahwa jembatan harus aman terlebih dahulu dan hanya mengizinkan struktur eksperimental di jalan raya sekunder. Perancang praktis menyarankan agar struktur tersebut distandarisasi untuk persiapan industri karena dapat mengarah pada cara rekonstruksi atau rehabilitasi yang lebih cepat. Selain itu, para perancang yang pragmatis menekankan penggunaan teknik konstruksi yang membutuhkan perawatan minimum dan tidak memengaruhi arus lalu lintas.

Asumsi Dasar Desain

Aturan metodologis yang sesuai dengan persyaratan teknis dan yang berlaku dalam rekayasa jembatan memainkan peran utama dalam metode progresif modern untuk mendesain jembatan. Saat ini, waktu merupakan faktor penting, terutama dalam pembangunan jembatan. Metode progresif harus memenuhi kinerja teknis yang cepat serta persyaratan ekonomi teknik yang cerdas. Struktur megah tersebut harus berfungsi secara efektif dan, selain itu, menarik secara estetika. Jembatan memainkan peran utama dalam sistem transportasi yang melintasi sungai atau rintangan lainnya.

Pada waktu yang berbeda, jembatan dibangun untuk lebih dari satu tujuan. Berikut adalah beberapa contohnya:

1. Jembatan Romawi dan jembatan yang dibangun pada Abad Pertengahan tidak hanya berfungsi untuk transportasi atau kereta kuda, tetapi juga untuk kegiatan yang menyenangkan dan meriah bagi penduduk. Tradisi ini dilanjutkan pada masa-masa selanjutnya.
2. Tren lain yang muncul pada Abad Pertengahan adalah pembangunan jembatan untuk benteng, kastil, dan menara sebagai tindakan perlindungan terhadap serangan musuh. Contohnya adalah jembatan di Avignon, Prancis; juga "London Tower Bridge," yang dibangun dengan menara hanya untuk tujuan estetika.
3. Tren lain di era yang sama adalah membangun kapel di jembatan dan memungut tol untuk memeliharanya, masalah pemeliharaan yang sama seperti dulu (misalnya, Italia, Spanyol, Jerman).
4. Selama Abad Pertengahan dan setelahnya, jembatan dibangun untuk berfungsi sebagai bendungan bagi kincir air, yang merupakan bagian penting dari perekonomian pada masa itu (misalnya, Belanda).
5. Selama abad ke-16 dan ke-17, jembatan dibangun sebagai struktur lebar untuk toko dan fasilitas umum. Contoh yang baik adalah Jembatan London, Inggris dan Ponte Vecchio, Florence, Italia. Pembangunan jenis jembatan ini dihentikan menjelang awal abad ke-19.
6. Dalam peradaban Barat, jembatan terkadang dibangun sebagai monumen megah untuk memperingati peristiwa atau pencapaian penting nasional bagi tokoh penting

atau pahlawan nasional. Contohnya adalah monumen untuk George Washington, Jembatan George Washington, Kota New York; Monumen untuk Putri Margaret dari Britania Raya, Jembatan Putri Margaret, Fredericton, New Brunswick, Kanada (jembatan ini dirancang oleh M. S. Troitsky); monumen untuk kemenangan di Pertempuran Waterloo, Jembatan Waterloo, London, Inggris; monumen untuk Tsar Rusia Alexander III, Jembatan Alexander III, Paris, Prancis (salah satu jembatan besi cor terindah bergaya kekaisaran); monumen Asosiasi Sarajevo, Jembatan Gavrilo Princip, Sarajevo, Yugoslavia; monumen untuk kemenangan Napoleon Bonaparte di Pertempuran Austerlitz, Jembatan Austerlitz, Austria.

Abad ke-19 ditandai dengan pertumbuhan industri, dan penggunaan jembatan terbatas pada transportasi sebagai akibat dari booming pembangunan jalur kereta api. Kemudian, dengan Ford mempromosikan "kendaraan otomatis," pembangunan jembatan untuk jalan raya menjadi sangat dibutuhkan. Tren baru dalam persyaratan transportasi ini juga memberikan tekanan untuk meningkatkan faktor keselamatan. Oleh karena itu, sangat penting dalam rekayasa jembatan modern untuk menentukan kapasitas tampung jembatan atau nilai maksimum beban vertikal sementara yang dapat ditanggung jembatan.

Selain itu, untuk menghindari gangguan arus lalu lintas, perhitungan harus mempertimbangkan jumlah maksimum kendaraan yang lewat dalam waktu tertentu. Untuk jembatan yang melintasi sungai yang dapat dilayari, jarak bebas harus dipertimbangkan. Pertimbangan serupa juga harus diberikan pada terowongan bawah tanah. Kapasitas tampung jembatan ditentukan oleh jumlah lajur, lebarnya, dan jarak bebas lateral bahu jalan dan median yang diterima yang diperlukan untuk pertimbangan keselamatan.

Untuk menghindari gangguan arus lalu lintas, lebar jembatan harus lebih besar daripada yang dibutuhkan oleh kapasitas tampung yang dihitung. Misalnya, pada jembatan panjang, perlu menyediakan ruang parkir tambahan untuk kemungkinan keadaan darurat guna mencegah kemacetan lalu lintas. Pada umumnya, lebar jalan di jembatan sama dengan lebar jalan raya. Namun, mungkin ada penyimpangan dari aturan ini. Misalnya, meskipun jalan raya dapat menampung tiga lajur untuk lalu lintas, jumlah lajur di jembatan dapat dikurangi. Selain itu, ada juga contoh situasi sebaliknya.

Kondisi kesesuaian dan kenyamanan lalu lintas maksimum bukanlah suatu persyaratan, tetapi lebih disukai dan harus diperhatikan selama perencanaan proyek. Selain itu, masalah ini dapat dianggap sebagai salah satu kriteria untuk penilaian proyek, asalkan biayanya tidak terlalu berlebihan.

Struktur jembatan fungsional yang paling efisien dianggap sebagai struktur yang mewujudkan sebagian besar persyaratan transportasi, dengan faktor keselamatan tertinggi, kapasitas angkut, yang memiliki fasilitas kenyamanan tambahan, yang paling efektif dalam hal tenaga kerja dan material, dan yang dapat diselesaikan dalam waktu yang wajar. Sejak zaman Henry Ford, tekanan ekstra telah diberikan pada sistem transportasi, terutama pada jalan raya dan kereta api, yang secara langsung memengaruhi inovasi dalam jembatan. Transportasi modern semakin meningkat jumlah dan beratnya. Ini berarti jembatan harus dirancang sedemikian rupa sehingga kapasitas angkut dan lewatnya dapat mengakomodasi kendaraan

yang lebih berat dan jumlah kendaraan yang lebih banyak. Perancang harus memiliki sumber daya dan cara untuk mengatasi situasi sulit secara efektif dan untuk mengatasi tuntutan yang semakin meningkat dari transportasi yang bergerak lebih cepat dan lebih besar dengan cadangan yang lebih besar untuk pertumbuhan di masa depan, semakin lama jembatan tersebut berdiri tanpa memerlukan perbaikan atau penguatan.

Perlu dicatat bahwa dengan meningkatkan cadangan untuk kapasitas lewat dan angkut, biaya jembatan akan meningkat. Menentukan cadangan yang diperlukan adalah masalah yang perlu diselesaikan dengan ekonomi teknik. Bangsa Romawi tidak membayangkan perkembangan transportasi dan sarana transportasi yang cepat, tetapi memusatkan desain konseptual mereka pada keabadian struktur jembatan dan, untuk tujuan ini, menyediakan cadangan besar untuk kapasitas lewat dan angkut.

Sifat material tidak selalu menjadi faktor dasar yang menentukan masa pakai dan keamanan jembatan. Lebih sering, jembatan dibangun kembali karena alasan lain: kapasitas lewat dan angkut yang terlalu kecil, jarak bebas yang tidak mencukupi di bawah jembatan, pelurusan jalur atau pengurangan kemiringan.

Persyaratan Dasar Jembatan dalam Desain

Memilih lokasi yang tepat sangat penting untuk mendesain dan merencanakan jembatan. Tetapi di atas segalanya, pertimbangan keselamatan yang mengatur persyaratan teknis, fungsional, ekonomi, efisiensi, kecepatan, dan estetika sangat penting. Jembatan dan setiap komponennya harus aman, tahan lama, andal, dan stabil. Hal ini biasanya diperiksa melalui analisis menggunakan spesifikasi terkini. Namun, tidak semua pertanyaan tentang daya tahan, keandalan, dan stabilitas dapat dijawab melalui analisis. Oleh karena itu, dalam beberapa kasus, perlu dilakukan tindakan khusus seperti pengujian kinerja struktur dan pemeriksaan perilakunya di bawah beban maksimum di lokasi konstruksi.

Spesifikasi dan persyaratan teknis harus dipenuhi karena menjamin kapasitas daya dukung struktur. Dari sudut pandang keselamatan, semua jembatan yang dirancang sesuai dengan persyaratan teknis adalah sama. Namun secara praktis, berbagai aspek persyaratan teknis dapat dipenuhi dengan margin keselamatan yang berbeda.

Mengenai berbagai komponen jembatan, perlu diketahui bahwa untuk struktur teknik, solusi terbaik harus menyediakan material dan kapasitas daya dukung yang sesuai. Selama perbandingan proyek, persyaratan teknis harus dipertimbangkan. Karena persyaratan teknis dapat dipenuhi menggunakan alternatif, pertimbangan harus selalu diberikan pada jaminan tambahan untuk keselamatan. Jangan pernah mengorbankan keselamatan penumpang. Persyaratan penting tentu saja harus sangat penting, tetapi pada dasarnya dipenuhi oleh jarak bebas yang diterima. Selain itu, pertimbangan tambahan harus diberikan pada masalah selain tuntutan dasar agar arus lalu lintas berjalan efisien. Perlu diperhatikan bahwa tinggi jembatan dan elevasi jalan harus ditentukan pada tahap awal, karena hal tersebut memengaruhi arus lalu lintas.

Selain itu, kemiringan jalan pendekatan yang lebih besar atau lebih kecil harus dirancang lebih awal dalam proyek. Kemiringan maksimum ditentukan oleh spesifikasi, tetapi untuk tujuan praktis, kemiringan minimum adalah yang paling sesuai. Selanjutnya, penting

untuk menentukan jumlah sambungan di jalan yang sesuai dengan pembagian struktur menjadi beberapa bagian. Kondisi keausan minimum bagian konstruksi penahan beban akibat pengaruh kendaraan yang bergerak juga penting untuk dipertimbangkan. Mengenai pemeliharaan jalan dan jembatan, hal ini dapat dianggap sebagai pengeluaran umum dan oleh karena itu dikaitkan dengan pertimbangan ekonomi.

Persyaratan penting menunjukkan bahwa total biaya jembatan dalam semua kondisi harus rasional secara ekonomi. Biaya keseluruhan konstruksi dan pemasangan jembatan sebagian besar ditentukan oleh kuantitas material dan harga satuan. Namun, kecenderungan untuk mengurangi kuantitas material guna mencapai biaya yang lebih rendah tidak selalu menghasilkan biaya keseluruhan minimum. Ada faktor lain yang harus dipertimbangkan. Misalnya, struktur baja: pertimbangan harus diberikan pada kuantitas baja dan di atas itu perhatian khusus harus diberikan pada praktik industri modern dalam produksi yang pada gilirannya dapat menghasilkan kemudahan dalam pemasangan yang dihasilkan dari konstruksi berat dengan biaya lebih rendah.

Selama perbandingan berbagai proyek, analisis kriteria ekonominya dapat mengungkapkan prinsip-prinsip kelayakan yang dapat diterapkan pada proyek yang sedang dipertimbangkan. Persyaratan konstruksi terkait dengan kendala ekonomi karena, ketika jumlah material sedikit, pekerjaan menjadi sederhana dan waktu yang dibutuhkan lebih singkat. Selain itu, harga satuan dianggap sebagai bagian dari kriteria ekonomi, yang menyiratkan biaya persiapan dan pemasangan. Semua faktor ini memengaruhi biaya keseluruhan. Untuk jembatan konvensional yang dibangun dari material tertentu, konstruksi dilakukan dengan metode yang sudah mapan. Oleh karena itu, selama perbandingan alternatif, kriteria konstruksi tidak begitu penting. Dalam kasus khusus pembangunan jembatan yang rumit dengan bentang yang besar, atau untuk pekerjaan mendesak, persyaratan konstruksi sangat penting dan dapat memengaruhi pilihan sistem dan material jembatan. Dalam kasus ini, mungkin perlu menggunakan sejumlah besar material, sehingga meningkatkan biaya konstruksi dan mengabaikan persyaratan lainnya. Misalnya, selama periode awal penerapannya, konstruksi beton bertulang rakitan lebih mahal daripada konstruksi monolitik. Namun, dengan meningkatnya penggunaan konstruksi ini, penerapan struktur rakitan menjadi lebih rasional dan ekonomis.

Persyaratan Estetika

Selain persyaratan dasar desain jembatan, seringkali ada tuntutan tambahan. Yang pertama adalah masalah estetika. Keindahan harus dicapai sebagai hasil dari proporsi yang baik dari keseluruhan jembatan dan bagian-bagiannya yang terpisah. Terlepas dari kecenderungan untuk membangun struktur yang ekonomis, kita tidak boleh melupakan keindahan.

Pentingnya arsitektur jembatan tidak boleh diabaikan karena persyaratan ekonomi dan teknis. Faktanya, jembatan-jembatan paling terkenal dikenang karena standar arsitektur dan struktur megahnya (contohnya, Jembatan Brooklyn, Jembatan Verrazano Narrows, Jembatan Golden Gate, Jembatan Tower, Jembatan Alexander III, Jembatan Ponte Vecchio, Jembatan

Revelstoke, British Columbia (dirancang oleh M.S. Troitsky), Jembatan Skyway, Ontario (dirancang oleh M.S. Troitsky), dll.).

Terdapat berbagai pandangan mengenai praktik estetika dalam rekayasa jembatan. Pendukung tren analitis rasional merasa bahwa tuntutan estetika tidak penting dan tidak perlu untuk jembatan di luar kota. Di sisi lain, perancang tren kreatif menganggap nilai-nilai estetika ini lebih penting daripada nilai-nilai ekonomi dan setara dengan persyaratan kekuatan dan umur panjang.

Karena pandangan yang bertentangan, masalah ini membutuhkan pertimbangan khusus. Semua perancang pasti menginginkan struktur mereka menjadi yang paling indah. Keinginan ini wajar dan menunjukkan kecintaan dan minat pada pekerjaan dan diperlukan agar struktur yang dirancang menuju kesempurnaan.

Selama proses desain, insinyur disibukkan dengan perhitungan detail. Insinyur juga mungkin terlalu terpaku pada detail-detail khusus dan kehilangan pandangan terhadap keseluruhan struktur. Dengan memeriksa hasil karya dari sudut pandang estetika, insinyur memperhatikan cakupan dan bentuk struktur secara luas dan memiliki kesempatan untuk merancang detail dan memperbaikinya jika perlu.

Jika perancang tidak puas secara estetika dengan hasil karyanya, perancang akan memperbaikinya dan mencoba menemukan solusi yang layak. Namun, perancang harus selalu memperhatikan nilai-nilai teknis, ekonomi, dan keselamatan struktur. Perlu dicatat, arsitektur jembatan tidak boleh bertentangan, baik secara keseluruhan maupun detail, dengan tujuan struktur tersebut. Gagasan perancang harus sesuai dengan konsep teknis, kondisi sekitar, dan lingkungan (misalnya, Jembatan Menara London).

Penting untuk memiliki kemampuan teknis yang baik. Terlebih lagi, mendesain tampilan luar jembatan saja tidak cukup. Jembatan yang memenuhi tuntutan dan persyaratan permintaan teknik modern dan dirancang dengan benar akan mendapatkan pengakuan dan penghargaan di seluruh dunia. Jika perancang dipandu oleh selera imajinatif mereka sendiri, terlepas dari konsep teknis, mereka tidak akan mencapai tujuan ini. Bentuk yang indah saja tidak dapat diinvestasikan dan diterapkan pada jembatan. Desain harus mempertimbangkan baik konsep teknis maupun bentuk struktural.

Aturan-aturan penting tentang proporsi dan penggunaan bentuk geometris murni, pada zamannya, tidak begitu banyak memiliki dasar estetika tetapi lebih pada dasar teknis. Para perancang mendasarkan teori mereka pada prinsip inisiasi dan hubungan yang mereka amati di alam. Investigasi historis menunjukkan bahwa banyak aturan estetika yang dilestarikan dari abad-abad sebelumnya ketika aturan tersebut memiliki dasar yang berbeda. Bahkan hingga saat ini, sebuah jembatan dianggap indah jika memiliki jumlah penyangga genap karena klasik dan tidak mudah dicapai dengan kondisi alam yang sulit. Menurut Palladio jelas bahwa aturan ini diterima karena semua burung dan hewan memiliki jumlah ekstremitas genap yang memberi mereka stabilitas yang lebih baik.

Membebaskan diri dari prasangka dan melakukan investigasi independen untuk menemukan bentuk yang sesuai dengan isi harus mengarahkan para perancang menuju pengembangan teori estetika sejati dalam rekayasa jembatan. Sejarah telah menunjukkan

bagaimana bentuk jembatan berubah tergantung pada perkembangan umum kehidupan budaya dan ekonomi suatu bangsa. Karena alasan ini, masalah estetika dalam rekayasa jembatan harus dilihat dari perspektif historis. Seorang perancang harus mampu menilai jembatan dengan mempertimbangkan tampilan eksternal dan skema konstruksinya.

Para pengikut arah historis meninggalkan investigasi semacam itu dan dengan demikian mengubah prinsip mereka dan lebih tertarik pada desain jembatan. Namun, usaha bersama antara insinyur dan arsitek tidak selalu bermanfaat untuk memecahkan masalah desain jembatan. Saat ini, arsitek mengkhususkan diri dalam konstruksi bangunan yang tercermin dalam selera estetika mereka.

Meskipun aturan dan pandangan arsitektur mungkin benar untuk bangunan, aturan dan pandangan tersebut mungkin tidak berlaku untuk jembatan. Sebagai contoh, ketika mendesain sebuah bangunan, arsitek biasanya menggunakan konstruksi baja sebagai kerangka bangunan yang membutuhkan penutup tertentu. Bagi perancang jembatan, konstruksi baja adalah poligon gaya yang secara jelas menunjukkan transfer gaya. Untuk tampilan eksternal jembatan yang menarik, desain yang detail dan pelaksanaan konstruksi yang tepat sangat penting. Tampilan eksternal dapat rusak oleh pekerjaan yang ceroboh. Konsep teknis struktur dan bentuk arsitektur tidak boleh terpisah, tetapi harus memenuhi kondisi lokal dan mencakup berbagai persyaratan.

Dengan memahami validitas pengakuan kriteria estetika khusus, alternatif yang tepat dapat dipilih. Pilihan alternatif terakhir adalah solusi dari beberapa masalah teknis yang sesuai dengan tujuan dasar jembatan sebagai bagian dari jalan raya.

Jika jembatan tersebut tidak dianggap sebagai monumen untuk memperingati peristiwa luar biasa atau tokoh sejarah yang luar biasa atau kejadian penting di dunia, tetapi hanya berfungsi untuk lalu lintas untuk jangka waktu tertentu, maka tidak perlu mendesain jembatan ini sebagai kreasi yang sangat estetis. Kita mungkin puas dengan keinginan yang lebih sederhana terkait dengan tampilan eksternalnya. Praktik menunjukkan bahwa perancang dapat menciptakan, dan memang telah menciptakan, jembatan yang menarik bahkan ketika mereka hanya dipandu oleh persyaratan teknis dan ekonomi selama proses desain.

Jembatan yang dirancang dengan benar dari sudut pandang teknis dan ekonomi tidak dapat bertentangan dengan aturan dasar arsitektur. Dasar umum arsitektur terdiri dari gagasan bahwa massa material harus didistribusikan secara efisien. Sifat material harus digunakan secara sesuai, dan seluruh struktur harus sesuai dengan tujuannya.

Secara umum, pertimbangan ekonomi dalam desain jembatan sama dengan yang disebutkan di atas. Desain ekonomis dicapai dengan (1) distribusi material yang efisien, pemilihan sistem yang paling ekonomis, penampang elemen, dan mempertimbangkan kondisi kerja; dan (2) penggunaan material yang tepat (elemen yang mengalami tegangan menggunakan baja, elemen yang mengalami kompresi menggunakan beton). Oleh karena itu, efisiensi ekonomi dan konsepsi arsitektur ditentukan oleh kriteria yang sama. Dari sini, tidak mungkin untuk membandingkan kriteria estetika dengan aspek teknis dan ekonomi.

Sebagai contoh, disarankan untuk menolak jembatan balok dan memilih jembatan lengkung jika jembatan balok lebih baik dari segi sifat lainnya, atau lebih memilih jembatan

bentang tunggal daripada jembatan dua bentang yang lebih praktis. Selain itu, dapat dikatakan bahwa pilihan alternatif, dengan mempertimbangkan kriteria teknis dan ekonomi, tidak boleh menyimpang dari cara yang tepat untuk mencapai tujuan estetika.

Terakhir, jembatan hanya akan sempurna dalam arti estetika, ketika sistemnya secara keseluruhan dan bagian-bagiannya dipilih bukan berdasarkan selera pribadi perancang, tetapi dengan mempertimbangkan kelayakan teknis dan ekonomi.

Semua bukti lain yang sering diterapkan oleh penulis proyek-proyek terpisah untuk membela alternatif teknis dan ekonomi yang tidak berhasil harus ditolak. Semua bukti ini didasarkan pada dasar opini pribadi yang tidak stabil dan berubah-ubah. Bukti-bukti tersebut hanyalah pernyataan kesan pribadi dan cenderung tidak membuktikan apa pun, tetapi hanya meyakinkan orang dengan menggunakan argumen verbal yang lemah.

Banyak definisi diungkapkan menggunakan terminologi yang beragam yang sinonim dalam arti, tetapi dengan nuansa yang sangat berbeda dalam arti positif dan negatif. Misalnya, mengenai struktur jembatan, ketika dek berada di bagian bawah rangka, pihak yang membela mungkin mengatakan bahwa struktur ini "ekspresif," "mudah dilihat," atau "menonjol dengan bentuk yang indah di langit." Namun, pihak lawan mungkin keberatan dan mengatakan bahwa struktur ini "menghalangi pandangan," "menggantung pada pengamat," dan sebagainya. Dengan penggunaan terminologi yang terampil, dimungkinkan untuk meyakinkan orang yang kurang berpengalaman bahwa perspektif yang disajikan dengan indah tidak layak dipuji seperti proyek yang kurang berhasil.

Persyaratan Penelitian Ilmiah

Persyaratan tambahan kedua yang terkadang diminta dari jembatan yang sedang dirancang disebut penelitian ilmiah atau "inovasi." Ini mensyaratkan bahwa jembatan tersebut mengandung pencapaian baru karena penelitian ilmiah atau penemuan baru.

Desain jembatan selalu mengandung sesuatu yang baru. Bahkan jika proyek dikerjakan menggunakan contoh lama dan menerapkan proyek-proyek tipikal, perancang menggunakan kontribusi baru bersama dengan yang sudah dikenal. Oleh karena itu, selalu ada tingkat kebaruan tertentu. Seorang perancang atau insinyur yang baik tidak hanya harus familiar dengan desain sebelumnya, tetapi juga harus selalu mengikuti perkembangan penelitian ilmiah modern dan memanfaatkannya dengan menggunakan ilmu teknik canggih dalam desain seiring perubahan proyek.

Adalah wajar bagi perancang untuk mencari hal baru; namun solusi baru seharusnya hanya lahir dari kecenderungan untuk mencapai solusi terbaik dengan memulai dari kondisi yang ada pada proyek tersebut. Oleh karena itu, persyaratan "kebaruan" tidak dapat bertentangan; keduanya harus saling melengkapi.

Sejarah evolusi teknik jembatan adalah perkembangan dari yang sederhana menjadi lebih kompleks, dan hal itu dicapai secara bertahap dan tidak merata. Beberapa periode ditandai dengan penemuan dan munculnya bentuk, sistem, dan jenis jembatan baru; periode lain ditandai dengan penguasaan dan penyempurnaan sistem yang ada dan pengembangan pekerjaan penelitian ilmiah. Misalnya, pada akhir abad ke-19, langkah maju yang besar telah dibuat di bidang jembatan batu. Mungkin pencapaian paling signifikan di era modern adalah

munculnya sistem lengkung besi cor dan sistem suspensi besi dengan berbagai anggota rangka dan bentang yang besar. Semua inovasi ini dihasilkan dari dampak pertumbuhan industri dan transportasi.

40 atau 50 tahun pertama abad ke-19 dihabiskan untuk menciptakan jembatan balok besi, dan bagian kedua abad tersebut dikhususkan untuk mengembangkan sistem yang efisien dan meningkatkan konstruksi. Periode penting dalam sejarah selanjutnya dikhususkan untuk pengembangan jembatan beton bertulang. Periode awal percobaan dan pembuatan konstruksi adalah tahun 1880 hingga 1890, dan periode penguasaan adalah tahun 1900 hingga 1910. Namun, perlu dicatat bahwa dengan perkembangan umum ilmu pengetahuan dan teknologi, peran penelitian ilmiah semakin berlomba dengan inovasi, rasionalisasi, dan penemuan. Jelas bahwa kebutuhan akan inovasi dihasilkan dari kondisi ekonomi umum dan persyaratan sosial budaya.

Sikap terhadap inovasi dalam rekayasa jembatan telah dimodifikasi. Para pendukung aliran rasional dan analitis lebih memilih untuk berpegang pada beberapa model klasik, dengan mempertimbangkan bahwa pencarian bentuk-bentuk baru seharusnya hanya terkait dengan pekerjaan penelitian ilmiah yang berarah kreatif, namun cenderung ke arah yang baru dan orisinal dengan mengabaikan pola lama apa pun. Pendekatan realistis terhadap ide baru harus didasarkan pada pemahaman bahwa kebaruan bukanlah tujuan itu sendiri dan bahwa ide baru tersebut harus menjadi landasan yang kokoh untuk perbaikan.

Penting untuk mempertimbangkan kriteria kebaruan karena terkadang muncul sebagai faktor independen selama penilaian proyek dan pemilihan alternatif. Karena kebaruan bukanlah tujuan itu sendiri, maka seharusnya tidak menjadi kriteria khusus yang memaksa preferensi untuk konstruksi baru terlepas dari kualitasnya. Jika berdasarkan kondisi dasar ide baru lebih baik dan tidak ada keraguan mengenai kualitasnya, maka ide tersebut harus diadopsi dan menggantikan yang lama. Sebaliknya, ide tersebut harus ditolak.

Tidak setiap kebaruan mengarah pada kemajuan dalam rekayasa jembatan. Jika kebaruan tersebut baik, ia dapat dikembangkan sedemikian rupa sehingga akan menghasilkan metode baru, tetapi jika tidak lebih baik daripada metode lama atau belum dikembangkan, pengembangannya di tahap selanjutnya dapat dibantu dengan menahan diri dari penerapan awal. Penerapan awal menyebabkan penurunan kualitas jembatan dan dapat mengkompromikan ide-ide baru sebelum mencapai apresiasi penuh dan dievaluasi sepenuhnya.

Kriteria kebaruan hanya dapat dianggap independen dalam kasus-kasus terpisah ketika ekonomi membutuhkan pengenalan jenis konstruksi baru. Salah satu contohnya adalah pengenalan konstruksi beton bertulang pracetak. Saat ini, penggunaan konstruksi beton bertulang pracetak dianggap tepat, tetapi awalnya lebih mahal daripada konstruksi konvensional. Kriteria kebaruan saat itu bertentangan dengan kriteria lainnya. Hal itu harus dipecahkan untuk setiap kasus, terutama ketika kebaruan bukanlah tujuan itu sendiri, tetapi diperlukan untuk tuntutan ekonomi dan komersial.

Salah satu alasan untuk memperkenalkan teknik konstruksi baru berkaitan dengan kebutuhan pengujian eksperimental dan praktis dari pekerjaan penelitian ilmiah, yang tentu

saja diperlukan. Namun, mengenai jembatan di jalan raya utama, tidak disarankan untuk melakukan eksperimen terhadapnya, karena fungsi dasarnya adalah untuk melayani transportasi. Hanya struktur eksperimental terpisah dan kontrol khusus yang diizinkan. Namun, dalam setiap kasus, masalah penelitian ilmiah khusus dan eksperimen struktural harus dilakukan di lembaga ilmiah.

Parameter Dasar Jembatan

Kualitas struktur dievaluasi dengan mempertimbangkan berbagai kriteria: teknis, fungsional, ekonomi, konstruksi, dan, selain itu, material sistem dan dimensi geometris jembatan. Semua kriteria ini adalah parameter sementara yang menentukan kualitas struktur. Masalah desain umumnya terdiri dari cara untuk menemukan nilai-nilai parameter ini yang akan sesuai dengan kualitas struktur yang lebih baik. Pertama-tama perlu mempertimbangkan secara detail faktor-faktor dasar yang memengaruhi kualitas struktur. Semua parameter berinteraksi, tetapi pengaruhnya terhadap kualitas struktur berbeda. Pengaruhnya satu sama lain juga berbeda: satu mungkin sedikit bergantung pada yang lain; yang lain mungkin sangat memengaruhi yang lain. Misalnya, parameter dasar untuk material mungkin tidak memengaruhi parameter dasar pondasi dan seterusnya.

Selama desain awal, penentuan parameter dasar berinteraksi dan memiliki pengaruh besar dalam pengambilan keputusan tentang lokasi jembatan, bentang, material, jenis pondasi, sistem jembatan, panjang bentang terpisah, jenis struktur atas, dan jenis penyangga. Lokasi jembatan biasanya tidak terlalu bergantung pada parameter lain, tetapi tetap memiliki dampak. Untuk jembatan kecil, lokasinya ditentukan oleh persimpangan jalan raya dengan sungai, jurang, dan sebagainya. Untuk jembatan berukuran sedang hingga besar, dimungkinkan untuk membandingkan sejumlah alternatif, seperti nilai dasar jalan raya dan biaya pendekatan serta instalasi jalan raya. Biaya jembatan itu sendiri memainkan peran penentu karena bentangnya pada semua alternatif biasanya merupakan konstanta yang tidak berubah. Karena alasan ini, selama pemilihan lokasi jembatan, dimungkinkan untuk mengusulkan tipe jembatan yang sering digunakan tanpa studi terperinci.

Namun, ada dua pengecualian untuk aturan umum ini. Pertama, jika sungai tidak digunakan untuk pelayaran dan memiliki tepian pasir, maka di lokasi dengan kelengkungan terbesar, bentang jembatan yang diperoleh lebih kecil, tetapi kedalaman air di sini lebih besar. Oleh karena itu, fondasinya rumit dan pemasangan penyangga tiang pancang mungkin tidak memungkinkan. Di tepian pasir di mana bentangnya meningkat, tetapi kedalaman air lebih dangkal, dimungkinkan untuk membangun jembatan tipe viaduk sederhana yang ditopang oleh tiang pancang. Jika jembatan yang diusulkan akan dibangun dari kayu, lokasinya harus dipilih di atas gundukan pasir.

Oleh karena itu, selama pemilihan penyeberangan, perlu mempertimbangkan kedua jenis jembatan alternatif. Pengecualian kedua adalah desain viaduk melintasi jurang pegunungan. Dalam hal ini, perubahan penyeberangan memiliki dampak substansial pada pemilihan bentang jembatan dan tercermin dalam biayanya. Memang benar bahwa jenis jembatan untuk perbandingan pertama dapat dibiarkan tidak berubah (misalnya, jenis

lengkung beton bertulang, dll.), tetapi dapat dirancang untuk semua alternatif karena biaya viaduk akan berdampak pada pemilihan lokasi penyeberangan.

Pengecualian di atas tidak sering terjadi dan harus dipertimbangkan secara terpisah; karena alasan ini, lokasi penyeberangan dapat dipilih sebelum desain awal dan harus dilakukan oleh peneliti dengan upaya perancang hanya untuk memeriksa kebenaran pilihan tersebut. Ukuran bukaan jembatan ditentukan oleh investigasi hidrolik dan hidroanalitik dan diasumsikan untuk desain. Namun, dalam beberapa kasus, selama proses desain dimungkinkan untuk mengubah bentang. Ukuran bukaan, seperti yang ditunjukkan di atas, bergantung pada lokasi penyeberangan. Hal ini juga bergantung pada jenis dan kedalaman pondasi. Pada kedalaman yang lebih besar, erosi yang lebih besar diperbolehkan, dengan pengurangan bukaan yang sesuai. Pada pondasi dangkal, kebalikannya dapat terjadi.

Pada prinsipnya, dua solusi yang berlawanan mungkin ada:

1. Membangun penyangga jembatan yang aman terhadap erosi, mempersempit aliran sungai dengan tanggul yang diarahkan alirannya, dan mendapatkan bukaan minimum.
2. Tidak mempersempit aliran sungai, menyeberangi seluruh sungai selama banjir, sehingga kekhawatiran bahwa penyangga akan hanyut tidak lagi menjadi masalah.

Solusi pertama biasanya digunakan untuk sungai di dataran dan dapat dibenarkan secara ekonomi dan teknis. Hanya untuk jembatan kayu, menutupi seluruh area banjir dengan viaduk pendekatan dianggap tepat. Di sini, ukuran bukaan bergantung pada material jembatan. Solusi kedua seringkali tepat untuk sungai pegunungan di mana saluran utama sering berubah dan mengancam untuk menghanyutkan tanggul banjir.

Secara umum, ukuran bukaan dapat sedikit berubah tergantung pada jenis fondasi. Jika jenis fondasi secara keseluruhan ditentukan oleh kondisi lokal (misalnya, dengan menggunakan caisson atau sumur), maka ukuran bukaan untuk semua alternatif tetap tidak berubah. Pemilihan material adalah masalah paling substansial selama desain awal dan bergantung tidak hanya pada sudut pandang perancang tetapi juga pada kondisi lain yang harus dipertimbangkan sebelum mempersiapkan proyek. Setiap material memiliki area aplikasinya sendiri dan masalah pemilihan material muncul ketika area-area ini berpotongan.

Jembatan kayu biasanya digunakan sebagai struktur sementara. Bentang yang lebih besar dari 160 kaki seringkali menimbulkan kesulitan. Untuk jembatan permanen, pilihan biasanya antara beton bertulang dan struktur baja. Berikut beberapa rekomendasi mengenai pemilihan material untuk jembatan:

1. Untuk bentang antara 65 hingga 100 kaki, jembatan tipe balok beton bertulang terutama digunakan dan baja dipertimbangkan untuk jalan layang dan jalan bawah tanah.
2. Untuk bentang antara 330 dan 500 kaki, jembatan baja seringkali lebih disukai.
3. Untuk bentang antara 650 dan 800 kaki, lebih tepat menggunakan jembatan baja.

Oleh karena itu, pilihan antara jembatan beton bertulang dan baja umumnya untuk bentang antara 65 dan 330 kaki. Jenis pondasi untuk jembatan terutama ditentukan oleh investigasi geologi tanah di tepi sungai dan di saluran utama, dan juga oleh kedalaman dan perilaku air.

Secara relatif, jenis pondasi memengaruhi struktur atas, ukuran bentang terpisah, dan jenis penyangga. Pondasi yang dibangun saat ini dapat dibagi menjadi dua kelompok dasar:

1. Pondasi tiang pancang di mana tiang pancang kayu digunakan untuk pondasi dangkal dan tiang pancang beton bertulang dan baja digunakan untuk pondasi dalam.
2. Pondasi masif, dangkal (di antara tiang pancang lain) dan pondasi dalam (caisson dan sumur). Jelas bahwa untuk bentang yang besar, perlu menggunakan pondasi masif.

Pondasi tiang pancang dangkal dimungkinkan untuk jembatan layang yang memiliki bentang kecil. Mengenai sistem jembatan, perlu ditekankan bahwa pondasi tiang pancang hampir menentukan sistem balok dan lengkungan. Jembatan gantung membutuhkan pondasi dan penyangga masif, tetapi mungkin ada alternatif lain. Selama perancangan, parameter berikut tetap konstan atau sedikit dimodifikasi untuk sistem jembatan:

1. Ukuran bentang (tidak sama atau seragam);
2. Sistem bentang;
3. Jenis penyangga.

Sistem Jembatan

Sistem jembatan (yaitu, balok, lengkungan, gantung) terkait erat dengan material yang dipilih. Sistem balok sebagian besar digunakan untuk bentang kecil dan menengah. Sistem lengkung terutama digunakan untuk bentang besar dan sistem suspensi digunakan untuk bentang panjang. Saat menggunakan jembatan beton bertulang, hal-hal berikut harus dipertimbangkan:

1. Untuk bentang hingga 130 kaki, sistem balok direkomendasikan.
2. Untuk bentang antara 130 dan 200 kaki, sistem balok atau lengkung dapat digunakan.
3. Untuk bentang yang lebih panjang, sistem lengkung direkomendasikan.

Untuk jembatan baja, sistem balok terutama digunakan. Sistem lengkung lebih tepat digunakan untuk bentang yang lebih panjang dari 160 kaki. Semua panjang bentang di atas bersifat perkiraan dan dapat digunakan sebagai panduan awal pada tahap awal investigasi untuk menentukan sistem yang tepat untuk digunakan. Sistem jembatan juga bergantung pada parameter lain. Tidak mungkin untuk menyelidiki semua parameter lain tanpa mengasumsikan jenis material untuk struktur dan sistem jembatan pada tahap awal investigasi.

Ukuran Sistem Terpisah

Ukuran sistem terpisah sangat memengaruhi biaya jembatan. Penentuan sistem bentang melibatkan sejumlah masalah mendasar yang perlu dipecahkan selama desain awal. Untuk jembatan balok yang memiliki rangka baja, ada aturan yang diketahui. Biaya rangka utama dengan penguat per bentang harus sama dengan biaya satu pilar dengan fondasi. Untuk semua kasus lain, panjang bentang bergantung pada jenis fondasi dan pilar.

Demikian pula, sistem konstruksi bentang berpengaruh pada sistem bentang. Pada jembatan lengkung, biaya penyangga umumnya lebih besar daripada tipe balok. Karena alasan ini (dengan asumsi semua hal sama), bentang jembatan lengkung harus lebih besar daripada jembatan balok. Pengecualiannya adalah viaduk tinggi yang memiliki lengkungan tinggi yang lebih ekonomis.

Batasan perubahan panjang bentang diatur oleh jarak bebas untuk kapal dan penggunaan tipikal struktur bentang. Jarak bebas untuk kapal mengatur ukuran minimum bentang. Biasanya bentang lebih besar daripada panjang yang paling ekonomis. Oleh karena itu, selama penyeberangan sungai yang dapat dilayari, ukuran bentang di saluran utama dalam kebanyakan kasus telah ditentukan sebelumnya. Hanya bentang samping dan bentang pendekatan yang perlu diubah. Saat memilih bentang pendekatan, perlu mempertimbangkan proyek-proyek tipikal karena penggunaan konstruksi tipikal lebih rasional dan bermanfaat.

Dari sini dapat disimpulkan bahwa panjang bentang bukanlah sembarangan. Panjang bentang dipilih berdasarkan kondisi yang telah ditentukan. Panjang bentang sangat terkait dengan sistem struktur bentang. Oleh karena itu, pada tahap awal proyek perlu diasumsikan sistem struktur bentang yang tepat, dengan memperhatikan bahwa pilihan sistem tersebut secara signifikan menentukan sistem jembatan.

Jenis Konstruksi Bentang

Jenis konstruksi bentang sangat terkait dengan sistem jembatan. Setelah mengasumsikan sistem jembatan, struktur bentang harus ditentukan. Mungkin ada beberapa masalah yang terkait dengan jenis struktur (misalnya, tipe padat atau rangka untuk baja, monolit atau pracetak untuk beton bertulang), jumlah balok utama, dimensi dasar, dll. Studi rinci untuk setiap kasus diperlukan. Banyak masalah yang umum terjadi pada kasus tertentu dapat diselidiki lebih awal, selama persiapan proyek tipikal.

Penggunaan proyek tipikal sangat membantu desain individual. Misalnya, pada sebagian besar jembatan bentang menengah, proyek tipikal dapat digunakan. Penggunaan proyek tipikal menyederhanakan fabrikasi struktur, mengurangi waktu yang dibutuhkan untuk desain dan konstruksi, dan membuat struktur lebih ekonomis untuk dieksekusi. Namun, penggunaan proyek tipikal secara langsung tidak boleh dianggap sebagai aturan. Proyek tipikal harus dianggap sebagai solusi pertama, yang dalam banyak kasus dapat ditingkatkan. Setiap proyek memiliki keadaan yang berbeda, dan proyek tipikal tidak memberikan solusi untuk semua kemungkinan masalah desain.

Dalam beberapa proyek mungkin ada beberapa kondisi lokal yang perlu ditangani dan belum ditangani dalam proyek sebelumnya. Masalah ini terutama dikenali dalam desain dan konstruksi jembatan bentang panjang. Contoh jembatan yang sudah dibangun dapat memberikan titik awal yang rasional. Bersama dengan pengalaman dalam perancangan dan pembangunan jembatan ini, dimungkinkan untuk menetapkan beberapa hubungan yang berguna seperti rasio tinggi rangka terhadap bentang terhadap jumlah dan panjang panel, dll. Perancangan struktur jembatan dimulai dengan studi kritis dan penggunaan jembatan yang ada untuk mempersiapkan alternatif struktur pertama dan berlanjut selama investigasi untuk memisahkan parameter guna mempersiapkan alternatif berikutnya.

Jenis Penopang

Penopang dapat dibagi menjadi dua kelompok: kolom dan penopang masif. Kelompok kedua digunakan jika terdapat es apung besar dan struktur bentang lengkung. Penopang tipe kolom paling tepat untuk struktur balok kecil.

1.4 RINGKASAN

Metode perancangan yang tepat harus memenuhi dua kriteria dasar:

1. Pertama, metode perancangan harus didasarkan pada penelitian dan analisis teknik ilmiah. Dari penelitian komprehensif, perancangan menghasilkan kesimpulan yang logis.
2. Metode perancangan harus dicapai melalui praktik dan pengalaman sebelumnya dalam perancangan dan pembangunan jembatan. Selain itu, modifikasi harus selalu dilakukan untuk meningkatkan perancangan. Hal ini sebagian besar tercermin dari kemampuan kreatif, daya cipta, dan inovasi sang desainer.

Oleh karena itu, bagian terintegrasi dari desain awal adalah pencarian komprehensif atas temuan dan analisis ilmiah dan praktis.

BAB 2
DASAR-DASAR ESTETIKA JEMBATAN

2.1 PENDAHULUAN

Estetika termasuk dalam lingkup filsafat, fisiologi, dan psikologi. Lalu, Anda mungkin bertanya, bagaimana saya sebagai seorang insinyur dapat berani menyatakan pendapat tentang estetika, pendapat yang bagi para ahli akan tampak seperti pendapat orang awam. Meskipun demikian, saya akan mencoba.

Selama lebih dari 50 tahun saya telah memperhatikan, dan telah banyak membaca tentang, pertanyaan-pertanyaan mengenai desain estetika proyek bangunan dan penilaian kualitas estetika karya-karya di bidang seni pertunjukan. Saya kecewa dengan hampir semua risalah filosofis tentang estetika, kecuali beberapa saja. Saya merasa sulit untuk mengikuti akrobatik mental banyak filsuf — misalnya, apakah eksistensi adalah eksistensi dari yang ada. Filsafat adalah cinta akan Kebenaran, tetapi kebenaran itu sulit dipahami dan sulit untuk ditentukan. Buku-buku karya para ahli bangunan hebat penuh dengan pengamatan dan pertimbangan yang dapat kita pelajari dengan cara yang sama seperti kita mempelajari ilmuwan alam modern.

Gagasan saya tentang estetika sebagian besar didasarkan pada pengamatan saya sendiri, hasil dari bertahun-tahun bertanya-tanya — mengapa kita menganggap ini indah atau itu jelek? — dan pada diskusi yang tak terhitung jumlahnya dengan para arsitek yang juga tidak puas dengan slogan dan "isme" pada zamannya, tetapi mencoba untuk berpikir kritis dan logis.

Pertanyaan tentang estetika tidak dapat dipahami semata-mata melalui penalaran kritis. Ia menyentuh emosi, di mana logika dan rasionalitas kehilangan ketepatannya. Tanpa gentar, saya akan secara pribadi membahas pertanyaan-pertanyaan ini, yang sangat relevan bagi kita semua, serasional mungkin. Saya akan membatasi diri pada estetika bangunan, objek buatan manusia, meskipun dari waktu ke waktu sekilas melihat keindahan alam yang diciptakan Tuhan dapat membantu kita memperkuat temuan kita.

Saya mohon maaf atas kekurangan yang muncul karena posisi saya sebagai orang awam. Karya ini dimaksudkan untuk mendorong orang untuk mempelajari pertanyaan-pertanyaan estetika menggunakan metode ilmuwan alam (observasi, eksperimen, analisis, hipotesis, teori) dan untuk mengembalikan rasa hormat dan nilai yang dinikmatinya di banyak budaya.

2.2 DEFINISI ESTETIKA

Kata Yunani aisthetike berarti ilmu persepsi indrawi dan sejak awal dikaitkan dengan persepsi keindahan. Di sini kita akan mendefinisikannya sebagai berikut:

Estetika: Ilmu atau studi tentang kualitas keindahan yang dimiliki suatu objek, dan yang dikomunikasikan kepada persepsi kita melalui indra kita (ekspresi dan kesan menurut Klages).

Estetika: Berkaitan dengan kualitas keindahan atau efeknya; estetika bukanlah keindahan secara langsung tetapi mencakup kemungkinan ketidakindahan atau keburukan. Estetika tidak terbatas pada bentuk, tetapi mencakup lingkungan, cahaya, bayangan, dan warna.

2.3 APAKAH OBJEK MEMILIKI KUALITAS ESTETIKA?

Dua pendapat berbeda diungkapkan dalam studi filosofis lama tentang estetika:

1. Keindahan bukanlah kualitas objek itu sendiri, tetapi hanya ada dalam imajinasi pengamat dan bergantung pada pengalaman pengamat. Smith mengatakan dalam "Pembelaan untuk Estetika", "Nilai estetika bukanlah kualitas bawaan benda, tetapi sesuatu yang dipinjamkan oleh pikiran pengamat, interpretasi melalui pemahaman dan perasaan." Tetapi bagaimana kita dapat menafsirkan apa yang tidak ada? Beberapa filsuf bahkan mempertanyakan keberadaan objek sama sekali, dengan mengatakan bahwa objek hanyalah atom yang bergetar, dan segala sesuatu yang kita persepsikan bersifat subjektif dan hanya digambarkan oleh organ indera kita. Hal ini menimbulkan pertanyaan, apakah mungkin untuk menggambarkan bentuk dan warna objek pada film menggunakan kamera? Mesin-mesin ini jelas tidak memiliki organ indera manusia.
2. Aliran pemikiran kedua berpendapat bahwa objek memiliki kualitas keindahan. Kant [4] dalam Kritik Akal Murni mengatakan, "Keindahan adalah apa yang secara umum dan tanpa definisi, menyenangkan." Tidak langsung jelas apa yang dimaksud dengan "tanpa definisi," mungkin tanpa menjelaskan dan memahami kualitas keindahan secara sadar. Apa yang "secara umum menyenangkan" harus berarti bahwa mayoritas pengamat "menyukainya". Paul mengungkapkan pemikiran serupa dalam Vorschule der Aesthetik dan menyatakan bahwa batasan Kant "tanpa definisi" tidak perlu. Thomas Aquinas (1225–1274) hanya mengatakan, "Suatu hal itu indah jika menyenangkan ketika diamati. Keindahan terdiri dari kelengkapan, proporsi yang sesuai, dan kilau warna." Di lain waktu, Kant mengatakan bahwa objek dapat membangkitkan kesenangan terlepas dari tujuan atau kegunaannya. Ia membahas "kesenangan tanpa pamrih," kesenangan yang bebas dari kepentingan apa pun pada objek: "Ketika mempersepsikan keindahan, saya tidak tertarik pada keberadaan objek tersebut." Ini menekankan aspek subjektif dari persepsi estetika, tetapi tetap mendasarkan asal usul keindahan pada objek.

Apakah salah satu dari kita benar? Sebagian besar akan setuju dengan Kant dan mengakui bahwa semua objek memiliki kualitas estetika, baik kita mempersepsikannya atau tidak. Nilai estetika ditransmisikan oleh objek sebagai pesan atau simulasi dan kekuatannya bagi diri kita sendiri bergantung pada seberapa baik kita diselaraskan untuk penerimaan. Contoh yang diambil dari teknologi modern ini seharusnya hanya dilihat sebagai bantuan untuk pemahaman. Jika seseorang peka terhadap transmisi keindahan, maka hal itu sangat bergantung pada seberapa sensitif dan berkembangnya indra orang tersebut terhadap pesan-pesan estetika, apakah orang tersebut memiliki perasaan terhadap kualitas sama sekali. Kita akan melihat pertanyaan ini lebih dekat di Bagian 2.4.

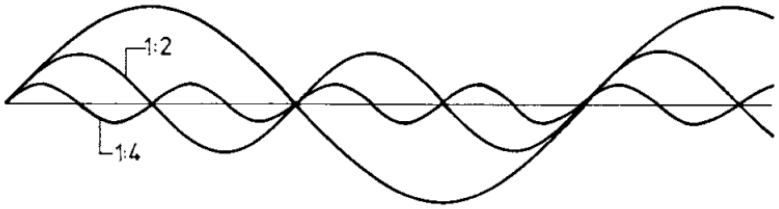
Di sisi lain, Schmitz, dalam Neue Phänomenologie, melihat pendekatan sederhana ini sebagai "salah satu dosa asal terburuk dalam teori kognisi." …Fisiologisme ini membatasi informasi untuk persepsi manusia pada pesan-pesan yang mencapai organ sensorik dan otak dalam bentuk sinyal fisik dan oleh karena itu secara metafisik diangkat ke kesadaran dalam bentuk yang aneh dan berubah. Kita harus melihat hubungan antara objek dan keadaan, asosiasi, dan situasi.

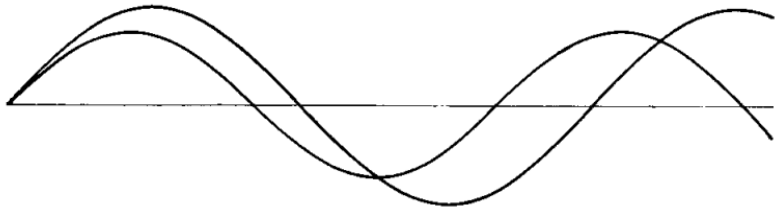
Yang lebih penting adalah situasi dan latar belakang serta pengalaman pengamat. Pengamat "dipengaruhi secara afektif," yaitu, efeknya bergantung pada kesehatan indera pengamat, suasana hati pengamat, kondisi mental pengamat; pengamat akan memiliki persepsi yang berbeda ketika sedih atau bahagia. Pengalaman latar belakang pengamat membangkitkan konsep dan fakta yang dipersiapkan pengamat secara bawah sadar atau yang disarankan oleh situasi. "Protensi" semacam itu memengaruhi efek objek yang dipersepsikan, dan mencakup prasangka yang dipegang oleh sebagian besar orang dan yang seringkali merupakan hambatan yang kuat dan permanen terhadap kognisi dan penilaian objektif. Namun, tidak satu pun dari fenomenologi ini menyangkal keberadaan kualitas estetika objek.

Kualitas estetika tidak terbatas pada nilai tetap tertentu berdasarkan karakteristik objek, tetapi bervariasi dalam rentang nilai yang bergantung pada berbagai karakteristik pengamat. Penilaian terjadi dalam proses komunikasi. Bahrdt, seorang sosiolog, mengatakan, "Pada umumnya penilaian estetika terjadi dalam konteks situasi sosial di mana pengamat saat ini beroperasi. Pengamat dapat berupa kelompok, audiens publik, atau individu yang mungkin merupakan bagian dari komunitas atau publik. Situasi tersebut dapat muncul saat bekerja bersama, selama waktu luang, atau selama istirahat yang tenang dari kesibukan kehidupan sehari-hari. Dalam setiap situasi yang berbeda ini, pengamat memiliki perspektif dan interpretasi yang berbeda, dan dengan demikian pengalaman estetika [kesan] yang berbeda."

Karakteristik estetika tidak hanya diekspresikan oleh bentuk, warna, cahaya, dan bayangan objek, tetapi juga oleh lingkungan sekitar objek dan karenanya bergantung pada lingkungan objek. Fakta ini sudah dikenal oleh para fotografer yang dapat membuat suatu objek tampak jauh lebih indah dengan pemilihan cahaya dan latar belakang yang cermat. Seringkali sebuah foto karya seni memancarkan pesan estetika yang lebih kuat daripada objek itu sendiri (jika dipamerkan dengan buruk) di galeri.

Pada bangunan, efeknya sangat bergantung pada cuaca, posisi matahari, dan latar depan serta latar belakang. Tidak dapat disangkal bahwa ada jumlah dan variasi objek yang tak terbatas (yang dianggap indah oleh semua manusia normal dan sehat). Keindahan alam adalah sumber kesehatan yang paling ampuh bagi manusia, yang memperkuat anggapan bahwa kita memiliki indra estetika bawaan.





Gambar 2.1 Diagram gelombang untuk nada konsonan dan disonan.

Keberadaan kualitas estetika dalam bangunan jelas ditunjukkan oleh fakta bahwa ada banyak bangunan, kelompok bangunan, atau area publik yang dirancang dengan sangat indah sehingga telah dikagumi oleh banyak orang selama berabad-abad, dan yang hingga kini, terlepas dari sikap hidup kita yang tidak artistik dan materialistis, masih dikunjungi oleh ribuan orang dan masih memancarkan kekuatan vital. Kita berbicara tentang keindahan klasik. Semua budaya memiliki karya-karya seperti itu, dan orang-orang berusaha keras untuk melestarikan dan melindunginya; bantuan besar telah datang dari seluruh dunia untuk membantu melestarikan Venesia, yang keindahan mempesonanya begitu beragam dan persuasif.

Kita juga dapat memberikan bukti negatif tentang keberadaan kualitas estetika dalam objek di lingkungan buatan manusia kita. Bayangkan keburukan permukiman kumuh kota, atau blok apartemen yang monoton dan menyedihkan, atau struktur beton besar yang berbentuk balok. Produk-produk dari aliran "brutalis" ini telah memicu gelombang protes. Penghinaan terhadap indra kita ini mendorong arsitek Swiss Rolf Keller untuk menulis bukunya yang banyak dibaca.

Semua pengamatan dan pengalaman ini mengarah pada kesimpulan bahwa objek memiliki kualitas estetika. Sekarang kita harus melihat pertanyaan tentang bagaimana manusia menerima dan memproses pesan-pesan estetika ini.

2.4 BAGAIMANA MANUSIA MEMPERSEPSIKAN NILAI ESTETIKA?

Manusia sebagai penerima pesan estetika menggunakan semua indra mereka: mereka melihat dengan mata, mendengar dengan telinga, merasakan dengan sentuhan, dan merasakan suhu dan radiasi melalui sensor yang tersebar di dalam tubuh, sensor yang tidak memiliki satu nama pun. Organ indera kita menerima berbagai bentuk gelombang, panjang gelombang, dan intensitas. Kita membaca bentuk melalui sinar cahaya, yang panjang gelombangnya memberi kita informasi tentang warna objek pada saat yang sama. Panjang gelombang cahaya tampak berkisar dari 400 µm (ungu) hingga 700 µm (merah) (1 µm = 1/1 juta mm). Telinga kita dapat mendengar frekuensi dari sekitar 2 hingga 20.000 Hz.

Sinyal yang diterima ditransmisikan ke otak dan di sana terjadi reaksi estetika — kepuasan, kesenangan, kenikmatan, ketidaksetujuan, atau jijik. Dalam psikologi Gestalt modern, Arnheim menjelaskan proses otak sebagai penciptaan medan muatan elektrokimia yang secara topologis mirip dengan objek yang diamati. Jika medan tersebut dalam keadaan seimbang, pengamat merasakan kepuasan estetika, dalam kasus lain pengamat mungkin merasakan ketidaknyamanan atau bahkan rasa sakit. Banyak penelitian perlu dilakukan untuk

memverifikasi penjelasan fungsi otak tersebut, tetapi tampaknya masuk akal. Namun, bagi sebagian besar dari kita, kita tidak perlu mengetahui fungsi otak secara tepat.

Selama evolusi, yang kita asumsikan telah berlangsung jutaan tahun, mata dan telinga telah berkembang menjadi organ sensorik yang halus dengan reaksi yang beragam terhadap berbagai jenis gelombang. Urutan nada khusus dapat merangsang begitu banyak kesenangan sehingga kita suka mendengarnya — nada tersebut konsonan atau selaras satu sama lain.

Namun, jika gelombang tersebut tidak memiliki simpul umum (Gambar 2.1), hasilnya adalah disonansi atau denyutan, yang dapat menyakitkan telinga kita. Disonansi sering digunakan dalam musik untuk menciptakan kegembiraan atau ketegangan.

Efek positif atau negatif bukan hanya hasil dari medan muatan di otak, tetapi juga anatomi telinga kita, struktur kompleks dari tulang gendang telinga, koklea spiral, dan membran basilar. Apakah kita menganggap nada itu menyenangkan atau tidak nyaman tampaknya bersifat fisiologis dan karenanya dikondisikan secara genetik. Secara alami terdapat perbedaan individu dalam indra pendengaran, perbedaan yang terjadi di semua area dan di semua bentuk kehidupan tumbuhan dan hewan.

Terdapat juga pesan yang menyenangkan dan menyakitkan bagi mata. Efeknya sebagian bergantung pada kondisi mata, misalnya, ketika kita keluar dari ruangan gelap ke cahaya. Efek warna yang bersifat fisiologis dijelaskan secara rinci oleh Goethe dalam teori warnanya. Selanjutnya, kita akan membahas efek warna fisik pada mata yang sehat dan beristirahat, dan tidak akan membahas efek warna yang disebabkan oleh pembiasan atau pantulan cahaya.

Beberapa warna kimia yang cerah menyebabkan reaksi yang menyakitkan, tetapi sebagian besar warna yang terjadi secara alami tampak menyenangkan atau indah. Sekali lagi, penyebabnya terletak pada gelombang. Gelombang monoton warna spektral murni memiliki efek yang lemah. Mata bereaksi lebih baik terhadap gelombang yang tumpang tindih atau terhadap interaksi dua warna yang berbeda, terutama warna komplementer.

Kita merasa bahwa kombinasi warna komplementer seperti itu harmonis, dan berbicara tentang "harmoni warna." Pelukis-pelukis hebat telah memberi kita banyak contoh harmoni warna, seperti biru dan kuning pada jubah Madonna of the Grotto karya Leonardo da Vinci.

Kita semua tahu bahwa warna dapat memiliki efek psikologis yang berbeda: merah memicu agresi; hijau dan biru memiliki efek menenangkan. Ada banyak buku yang membahas psikologi warna dan pengaruhnya terhadap suasana hati dan sikap manusia.

Kita dapat berasumsi bahwa penilaian estetika mata juga dikendalikan secara fisiologis dan genetik, dan bahwa gelombang harmonis dianggap lebih menyenangkan daripada gelombang disonan. Mata kita tidak hanya merasakan warna tetapi juga dapat membentuk citra karakteristik spasial tiga dimensi dari objek, yang sangat penting untuk menilai efek estetika bangunan. Kita bereaksi terutama terhadap proporsi objek, terhadap hubungan antara lebar dan panjang dan antara lebar dan tinggi, atau antara dimensi ini dan kedalaman ruang. Objek dapat memiliki permukaan yang tidak terputus atau dapat diartikulasikan. Penerangan menimbulkan interaksi cahaya dan bayangan, yang proporsinya juga penting. Di

sini, pertanyaan apakah ada alasan genetik untuk mempersepsikan proporsi tertentu sebagai indah atau apakah pengasuhan, pendidikan, atau kebiasaan berperan, tidak dapat dijawab semudah pertanyaan tentang nada akustik dan warna. Mari kita lihat terlebih dahulu peran proporsi.

2.5 PERAN BUDAYA PROPORSI

Proporsi tidak hanya ada antara panjang geometris, tetapi juga antara frekuensi nada dan warna musik. Interaksi antara proporsi harmonis dalam musik, warna, dan dimensi geometris ditemukan sejak awal, dan telah menjadi perhatian para pemikir dari berbagai era budaya.

Pythagoras dari Samos, seorang filsuf Yunani (571–497 SM) mencatat bahwa proporsi antara bilangan bulat kecil (1:2, 2:3, 3:4, atau 4:3, dan 3:2) memiliki efek yang menyenangkan untuk nada dan panjang. Ia mendemonstrasikan hal ini dengan monokord, senar yang diregangkan yang panjangnya dibagi menjadi beberapa bagian yang sama, membandingkan nada yang dihasilkan oleh bagian senar di kedua sisi penyangga perantara atau dengan nada terbuka.

Dalam musik, interval nada harmonik atau konsonan ini sudah dikenal luas, misalnya,

Panjang Senar	***Frekuensi***	
1:2	2:1	Oktaf
2:3	3:2	Kelima
3:4	4:3	Keempat
4:5	5:4	Mayor ketiga

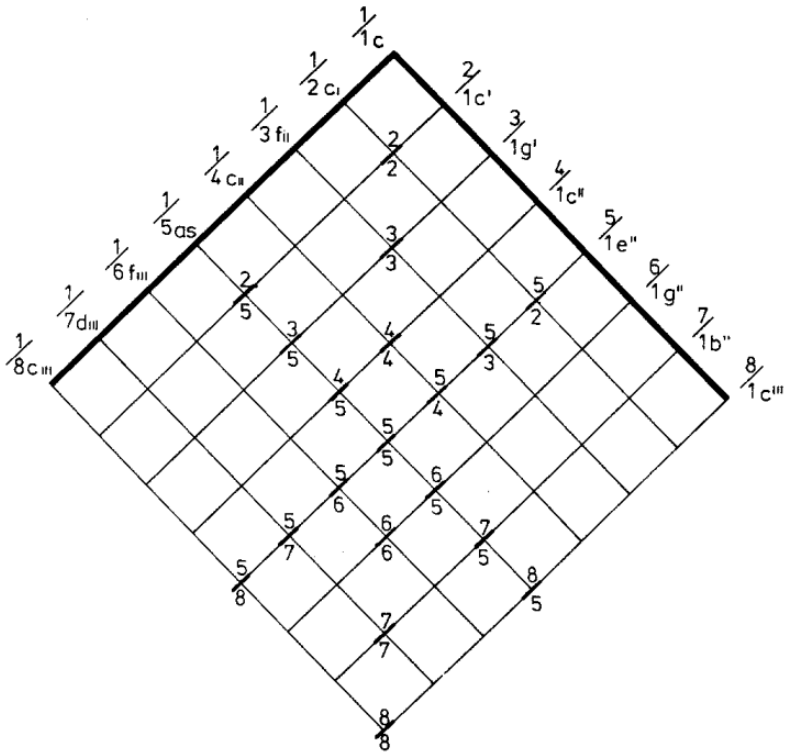
Semakin harmonis dua nada, semakin baik konsonansinya; simpul harmoni selaras dengan simpul nada dasar. Kemudian, tangga nada yang berbeda dikembangkan untuk membangkitkan perasaan kita dengan cara yang berbeda tergantung pada tingkat konsonansi interval; pikirkan kunci mayor dan minor dengan efek emosionalnya yang berbeda.

Kesesuaian antara proporsi harmonik dalam musik dan proporsi geometris yang baik dalam arsitektur telah diusulkan dan dipelajari sejak awal. Di kuil-kuil Yunani, banyak proporsi yang sesuai dengan interval musik Pythagoras dapat diidentifikasi. Kayser telah mencatat hubungan ini untuk kuil Poseidon di Paestum.

H. Kayser (1891–1964) mendedikasikan masa kerjanya untuk meneliti “harmoni Dunia.” Baginya, inti dari pendekatan Pythagoras adalah penggabungan nada senar monokord dengan panjang bagian senar, yang menghubungkan kualitatif (persepsi nada) dengan kuantitatif (dimensi). Monokord dapat dibandingkan dengan gitar. Jika Anda menarik senar gitar, akan terdengar nada; tinggi nada (kualitas) bergantung pada panjang (dimensi = kuantitas) dan tegangan senar. Kayser menganggap faktor kualitatif (nada) sebagai penilaian berdasarkan perasaan emosional. Dari perpaduan antara nada dan dimensi, antara persepsi dan logika, antara perasaan dan pengetahuan inilah muncul rasa emosional terhadap proporsi bangunan — atau bisa dibilang, "nada" bangunan.

Kayser juga telah menunjukkan bahwa harmoni Pythagoras dapat ditelusuri kembali ke budaya yang lebih tua seperti Mesir, Babilonia, dan Cina, dan bahwa pengetahuan tentang proporsi harmonik dalam musik dan bangunan berusia sekitar 3000 tahun. Penelitian Kayser telah dilanjutkan oleh R. Haasse di Institut Kayser untuk Penelitian Harmonik di Sekolah Tinggi Musik dan Seni Pertunjukan Wina.

Mari kita kembali ke survei sejarah kita. Dalam 10 bukunya yang terkenal, De Architectura, Marcus Vitruvius Pollio (84–14 SM) mencatat hubungan Yunani antara musik dan arsitektur dan mendasarkan teori proporsinya pada hal tersebut.



Gambar 2.2 Analogi numerik Giorgio dalam bentuk Λ.

Wittkower menyebutkan sebuah teks menarik oleh biarawan Francesco Giorgio dari Venesia. Menulis pada tahun 1535 tentang desain Gereja S. Francesco della Vigna di Venesia (kutipan singkat):

> *Untuk membangun gereja dengan proporsi yang benar dan harmonis, saya akan membuat lebar bagian tengah gereja sembilan langkah ganda, yang merupakan kuadrat dari tiga, angka yang paling sempurna dan suci. Panjang bagian tengah gereja seharusnya dua puluh tujuh, tiga kali sembilan, yaitu satu oktaf dan seperlima. … Kami menganggap perlu untuk mengikuti perintah ini, yang pencipta dan pembuatnya adalah Tuhan sendiri, sang pembangun agung.*
>
> *… Siapa pun yang berani melanggar aturan ini, ia akan menciptakan kecacatan, ia akan menghujat hukum Alam."*

Hukum harmoni, harmoni Tuhan, dipatuhi dengan sangat ketat.

Dalam bukunya Harmonia, Francesco Giorgio menggambarkan analogi angka mistiknya dalam bentuk huruf Yunani Λ. Thimus merevisi "Lambdoma" ini untuk pembaca kontemporer (Gambar 2.2). "Ditemukan kembali" untuk menyembuhkan penyakit arsitektur masa kini, Andea di Piero da Padova — yang kita kenal sebagai Palladio, adalah seorang murid setia proporsi harmonik. Ia menulis, "Proporsi nada yang murni harmonis bagi telinga, harmoni dimensi spasial yang sesuai harmonis bagi mata. Harmoni semacam itu memberi kita perasaan senang, tetapi tidak ada yang tahu mengapa — kecuali dia yang mempelajari penyebab segala sesuatu."

Bangunan dan desain Palladio membuktikan bahwa struktur yang indah dapat diciptakan menggunakan proporsi harmonis ini ketika diterapkan oleh seorang ahli yang peka. Palladio juga mempelajari proporsi dalam perspektif spasial, di mana dimensi terus menerus dikurangi sepanjang garis pandang.

Ia menegaskan pandangan yang telah dinyatakan oleh Brunelleschi (1377–1446) bahwa hukum harmoni objektif juga berlaku untuk ruang perspektif. Bahkan sebelum Palladio, Leon Batista Alberti (1404–1472) telah menulis tentang proporsi bangunan, Pythagoras telah berkata:

Angka-angka yang menggetarkan telinga kita dengan harmoni nada sama persis dengan angka-angka yang menyenangkan mata dan pemahaman kita. … [Kita] dengan demikian akan mengambil semua aturan kita untuk hubungan harmonis dari para musisi yang mengetahui angka-angka ini dengan baik, dan dari hal-hal khusus di mana Alam menunjukkan dirinya begitu unggul dan sempurna.

Kita dapat melihat betapa sepenuhnya arsitektur klasik, khususnya selama Renaisans, diatur oleh proporsi harmonis. Pada zaman Gotik, para pembangun utama merahasiakan kanon angka mereka. Baru beberapa tahun yang lalu buku Die Geheimnisse der Kathedrale von Chartres (Rahasia Katedral Chartres) karya orang Prancis L. Charpentier muncul, di mana ia menguraikan proporsi karya terkenal ini. Bacaannya seperti novel yang menarik. Proporsi tersebut sesuai dengan skala Gregorian pertama, berdasarkan re dengan nada utama re-fa-la. Hubungan dengan pergerakan matahari dan bintang-bintang ditunjukkan.

Para filsuf kuno menghabiskan banyak waktu mereka untuk mencoba membuktikan bahwa matahari, bulan, bintang, dan planet Tuhan mematuhi hukum harmonik ini. Dalam karyanya Harmonice Mundi, Johannes Kepler (1571–1630) menunjukkan bahwa ada sejumlah besar harmoni musik. Ia menemukan hukum planet ketiganya melalui pertimbangan harmonik, yang disebut oktavoperations. Beberapa orang berbicara tentang "musik bola langit" (Boethius, Musica mundana).

Villard de Honnecourt, pembangun katedral abad ke-13 dari Picardy, memberi kita ilustrasi yang menarik tentang Kanon harmonik untuk pembagian berdasarkan seri nada atas 1–½–⅓–¼, dll. Untuk katedral Gotik, ia memulai dengan persegi panjang 2:1. Diagram Villard ini (Gambar 2.3) mungkin digunakan untuk desain katedral Bern. Proporsi bilangan bulat dari seri keempat dan ketiga dapat dilihat pada artikulasi menara Katedral Ulm. Diagram Villard dapat digambar untuk sebuah persegi, dan kemudian, misalnya, sesuai dengan penampang basilika Katedral Santo Petrus di Roma sebelumnya.

Ketika berbicara tentang proporsi, banyak yang memikirkan rasio emas, tetapi ini tidak membentuk serangkaian hubungan bilangan bulat dan tidak memainkan peran penting dalam arsitektur yang sering dikaitkan dengannya. Proporsi ini dihasilkan dari pembagian panjang $a + b$ di mana $b < a$ sehingga

$$\frac{b}{a} = \frac{a}{a+b} \tag{2.1}$$

Ini adalah kasusnya jika

$$a = \frac{\sqrt{5}+1}{2} b = 1.618b \tag{2.2}$$

Nilai kebalikannya adalah $b = 0{,}618a$, yang mendekati nilai minor keenam pada $\frac{5}{8} = 0{,}625$ atau $\frac{8}{5} = 1{,}6$. Rasio emas adalah hasil dari konvergensi deret Fibonacci, yang didasarkan pada proporsi $a: b, b: (a + b)$, dan seterusnya.

$a: b$	=	$1: 2$	=	0.500	=	oktaf
$b: (a + b)$	=	$2: 3$	=	0.667	=	kelima
		$3: 5$	=	0.600	=	mayor keenam
		$5: 8$	=	0.625	=	minor keenam
		$8: 13$	=	0.615		
		$13: 21$	=	0.619		
		$21: 34$	=	0.618	=	Rasio Emas

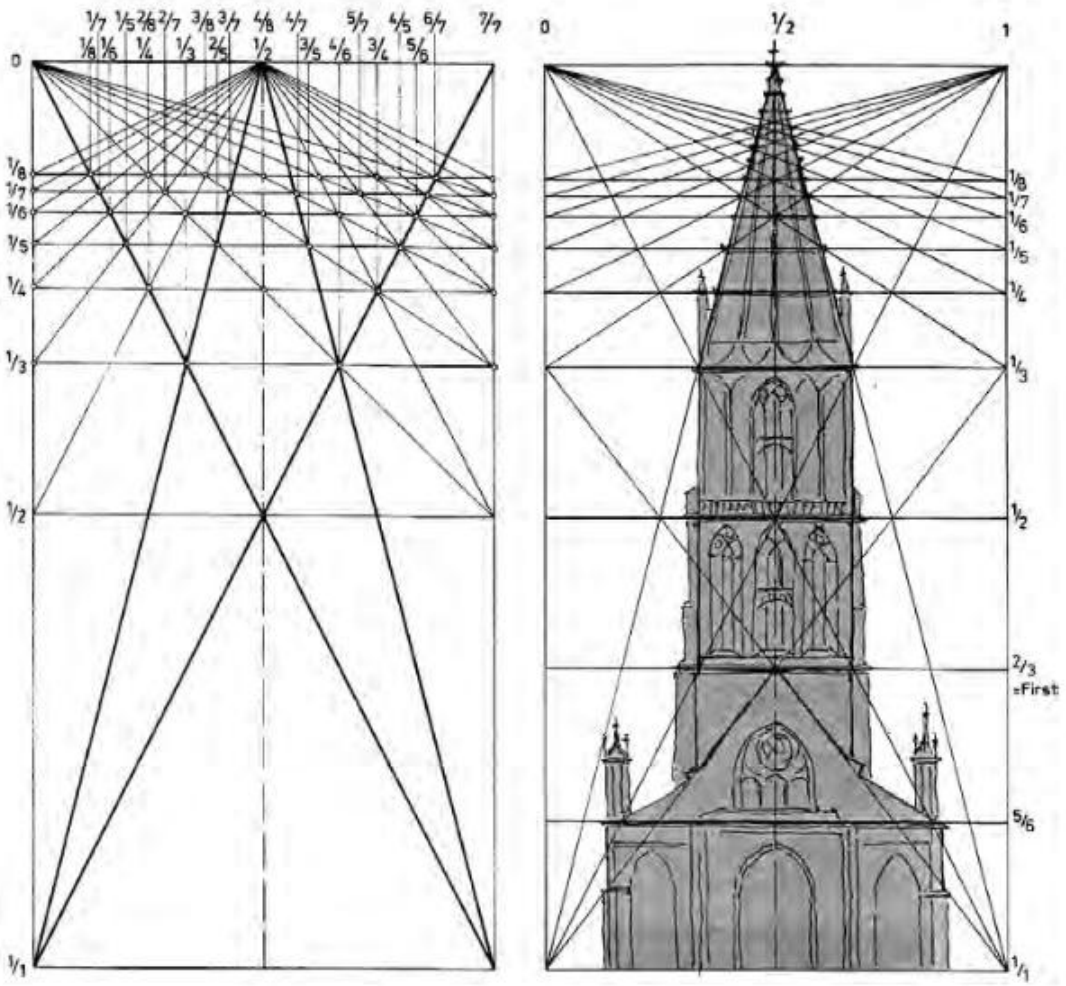
Nilai numerik ini menarik karena:

$$\frac{1.618}{1.618-1} = \frac{1.618}{0.618} = 2.618$$

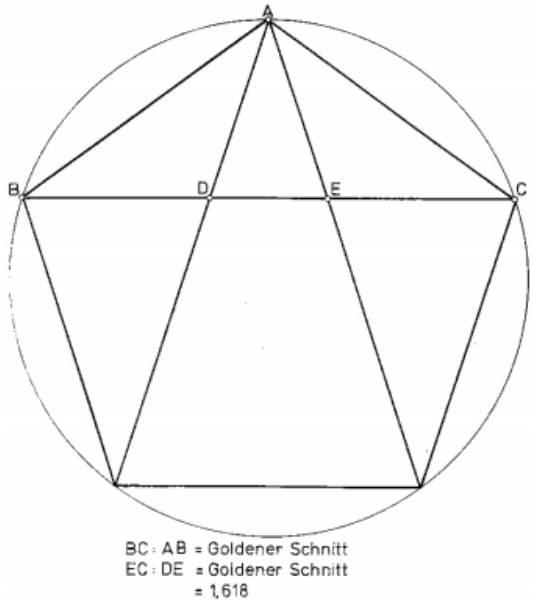
Dan

$$2.168\ (6/5) = 3.1416 = \pi$$

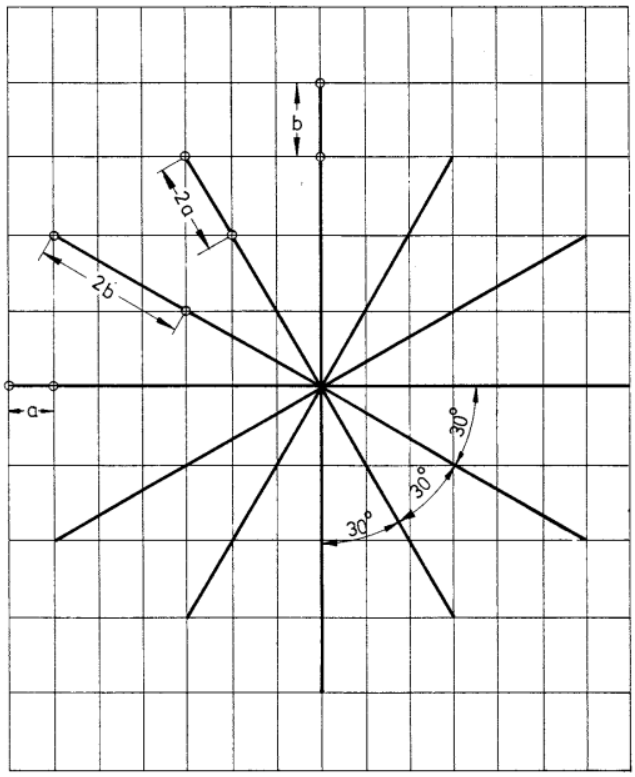
Rasio emas memberikan kunci untuk mengkuadratkan lingkaran, seperti yang dapat ditemukan di Katedral Chartres. Bentuk ini dapat dibangun dengan membagi lingkaran menjadi lima bagian (Gambar 2.4).



Gambar 2.3 Diagram Villard untuk persegi panjang 2:1.



Gambar 2.4 Rasio emas dalam segi lima.



Gambar 2.5 Kisi Kloecker dengan $a: b = 1: \sqrt{3}$.

Deret Fibonacci juga digunakan untuk membangun spiral logaritmik, yang terdapat di alam pada cangkang siput dan amonit, dan dianggap sangat indah untuk ornamen. Le Corbusier (1887–1965) menggunakan rasio emas untuk membangun "Modulor"-nya berdasarkan asumsi tinggi badan 1,829 m, tetapi Modulor itu sendiri bukanlah jaminan harmoni.

Proporsi yang menarik adalah $a: b = 1: \sqrt{3} = 1: 1{,}73$. Proporsi ini mendekati rasio emas tetapi untuk aplikasi teknis memiliki karakteristik penting bahwa sudut terhadap diagonal adalah 30° atau 60° (segitiga sama sisi) dan panjang diagonalnya adalah $2a$ atau $2b$ (Gambar 2.5). Kisi-kisi dengan sisi-sisi dalam rasio 1: dipatenkan pada tanggal 8 Juli 1976 oleh Johann Klocker dari Strasslach. Ia menggunakan kisi-kisi ini untuk mendesain karpet, yang memenangkan penghargaan atas penampilannya yang harmonis.

Selama 50 tahun terakhir, para arsitek sebagian besar telah meninggalkan penggunaan proporsi harmonis. Hasilnya adalah kurangnya kualitas estetika di banyak bangunan di mana arsitek tidak memilih proporsi yang baik secara intuitif sebagai hasil dari kepekaan artistiknya. Ada pengecualian, seperti biasa. Arsitek Swiss Andre M. Studer dan arsitek Finlandia Aulis Blomstdt secara sadar membangun secara “harmonik”. Salah satu hasil dari gelombang nostalgia tahun 1970-an adalah kembalinya estetika semacam itu di banyak tempat. Kayser dalam Referensi dan P. Jesberg dalam Deutsche Bauzeitschrift DBZ 9/1977 memberikan deskripsi lengkap tentang proporsi harmonis.

2.5 BAGAIMANA KITA MEMPERSEPSIKAN PROPORSI GEOMETRIS?

Dalam musik, kita dapat menyatakan secara masuk akal bahwa perasaan dan kepekaan terhadap rangkaian nada harmonis dikendalikan secara genetik dan fisiologis melalui karakteristik bawaan telinga. Bagaimana dengan proporsi panjang, dimensi objek, dan volume? Helmcke, dari Universitas Teknik Berlin, dengan sepenuh hati mendukung gagasan dasar genetik untuk persepsi estetika proporsi dan ia berpendapat sebagai berikut:

Selama evolusi hewan dan Manusia, pilihan pasangan tidak diragukan lagi selalu memainkan peran penting. Sejak zaman kuno, pria telah memilih wanita sebagai pasangan, yang di mata mereka adalah yang paling cantik dan proporsional, dan demikian pula wanita telah memilih pria sebagai pasangan yang paling kuat dan paling tegap di mata mereka. Melalui seleksi alam [Darwin] selama evolusi suatu spesies, ini pasti telah menyebabkan evolusi persepsi dan perasaan estetika dan menghasilkan perkembangan pada Manusia dari ideal estetika yang dikodekan secara genetik untuk pasangan manusia, yang diturunkan dari generasi ke generasi.

Kita lebih mudah jatuh cinta dengan pasangan yang cantik; Cinta pada pandangan pertama sebagian besar diarahkan oleh perasaan naluriah akan keindahan, dan bukan oleh logika. Tidak seorang pun yang mengenal Manusia dan sejarahnya akan meragukan bahwa ada ideal kecantikan manusia yang diwariskan. Setiap budaya telah menunjukkan ideal kecantikan manusianya, dan jika kita mempelajari patung-patung terkenal dari seniman Yunani, kita menyadari bahwa ideal kecantikan Eropa pada tubuh perempuan dan laki-laki tidak berubah dalam 3000 tahun terakhir.

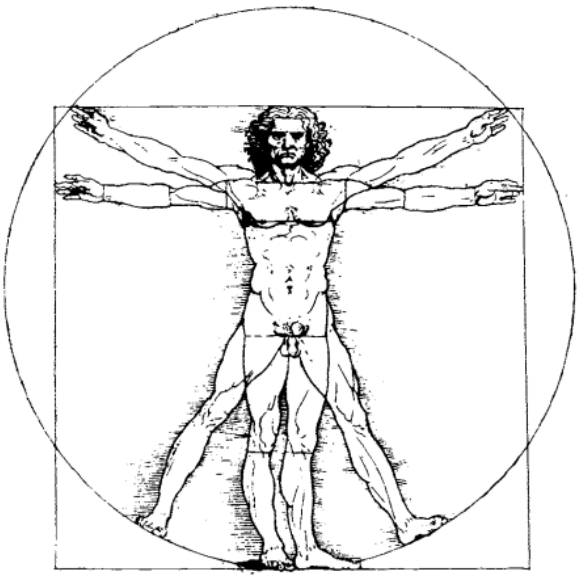
Bagi orang Yunani, karakter erotis dari keindahan tubuh manusia memainkan peran dominan. Pada Simposium Xenophon (sekitar 390 SM), Socrates menyampaikan pidato untuk memuji Eros. Menurut Grassi, istilah indah lebih disukai digunakan untuk tubuh manusia.

Insinyur Spanyol Eduardo Torroja (1899–1961), yang strukturnya diakui secara luas karena keindahannya, menulis dalam bukunya Logika Bentuk bahwa “sesungguhnya karya Alam yang paling sempurna dan menarik adalah wanita.” Helmcke mengatakan bahwa “Perasaan estetika manusia, saat mempersepsikan proporsi tubuh tertentu, berkembang sejajar dengan evolusi manusia itu sendiri dan diprogram secara genetik dalam sel kita sebagai mekanisme pemicu turun-temurun.”

Menurut ini, proporsi tubuh manusia yang indah akan menjadi dasar dari rasa keindahan turun-temurun kita. Pandangan ini terlalu sempit karena ribuan objek alami lainnya memancarkan keindahan, tetapi mari kita lanjutkan mempelajari “Manusia” untuk sementara waktu.

Untungnya, semua manusia berbeda dalam atribut, penampilan, dan warisan genetik mereka, meskipun umumnya hanya sedikit. Ini berarti bahwa standar keindahan kita tidak dapat diikat secara ketat pada bentuk geometris tertentu dan proporsinya. Harus ada rentang sebaran tertentu. Rentang ini mencakup perbedaan dalam cita-cita keindahan yang dianut oleh berbagai ras. Ini memastikan bahwa selama pencarian pasangan, cita-cita setiap individu akan berbeda, menjaga persaingan untuk pasangan yang tersedia dalam batas yang wajar.

Kita juga dapat menjelaskan distribusi ini secara fisiologis. Mata kita harus bekerja jauh lebih keras daripada telinga kita. Pesan yang diterima oleh mata mencakup rentang sekitar seribu kali lebih lebar daripada skala nada yang harus diproses oleh telinga. Ini berarti bahwa dalam hal warna dan proporsi geometris, harmoni dan ketidakharmonisan tidak didefinisikan setajam seperti pada nada musik. Mata lebih mudah tertipu dan tidak secepat telinga, yang bereaksi sensitif terhadap disonansi terkecil. Bukti lebih lanjut tentang rasa keindahan yang diwariskan diberikan oleh fakta bahwa bahkan pada tahun pertama mereka, anak-anak mengungkapkan kegembiraan pada hal-hal yang indah dan merasa tersinggung, bahkan sampai menangis, oleh benda-benda yang jelek. Betapa berbinarnya mata anak-anak ketika mereka melihat bunga yang cantik.



Gambar 2.6 Gambar manusia dalam lingkaran dan persegi menurut Leonardo da Vinci.

Bukti yang menentang gagasan bahwa kita memiliki rasa keindahan yang diwariskan ditunjukkan oleh fakta bahwa orang begitu banyak berdebat tentang apa yang indah atau jelek, menunjukkan banyak ketidakamanan dalam penilaian kualitas estetika. Kita akan membahas hal ini lebih lanjut di Bagian 2.7.

Kemampuan kita untuk membedakan antara baik dan buruk menggunakan indra pengecap dan penciuman juga telah berkembang secara genetik dan dengan variasi tertentu sama untuk sebagian besar orang. Dengan latar belakang perkembangan genetik ini, dapat dipahami bahwa proporsi tubuh manusia yang dianggap indah telah dipelajari sepanjang zaman. Seorang pematung Yunani, Polyklet dari Kikyon (465–420 SM), mendefinisikan proporsi berikut:

dua jengkal	*= tinggi wajah dan tinggi dada, jarak dada ke pusar, pusar ke ujung badan*
tiga jengkal	*= tinggi tengkorak, panjang kaki*

empat jengkal = jarak bahu ke siku, siku ke ujung jari
enam jengkal = telinga ke pusar, pusar ke lutut, panjang badan, panjang paha

Plyklet mendasarkan "kanon untuk figur ideal" pada hubungan ini. Studi ini memiliki pengaruh terbesar pada seni selama zaman humanisme, misalnya, melalui Vier Büecher von menschlicher Proportione 1528 karya Albrecht Dürer (1471–1528).

Vitruvius juga membahas tubuh manusia dalam buku-bukunya De Architectura dan menggunakan jengkal sebagai satuan ukuran. Leonardo da Vinci mengikuti teori Vitruvius ketika menggambar gambar manusia yang terukir dalam sebuah persegi (Gambar 2.6). Teman Leonardo, matematikawan Luca Pacioli (sekitar 1445–1514) memulai karyanya De Divina Proportione, 1508, dengan kata-kata:

> *Mari kita pertama-tama berbicara tentang proporsi Manusia karena semua ukuran dan hubungannya berasal dari tubuh manusia dan di sinilah dapat ditemukan semua hubungan numerik, melalui mana Tuhan mengungkapkan rahasia terdalam Alam. Setelah orang-orang kuno mempelajari proporsi tubuh manusia yang benar, mereka menyesuaikan semua karya mereka, khususnya kuil-kuil, sesuai dengan itu.*

Tubuh manusia dengan lengan dan kaki terentang yang terukir dalam persegi dan lingkaran menjadi lambang favorit bagi seniman berorientasi humanistik hingga Le Corbusier dan Ernst Neufert. Mari kita tutup bagian ini dengan kutipan dari salah satu karya Helmcke [19]:

> *Kecerdasan intelektual budaya-budaya terdahulu terungkap kepada kita setiap kali para seniman, arsitek, dan pelindung mereka berhasil memasukkan, secara sadar atau tidak sadar, kanon proporsi yang diwariskan dan diprogram secara genetik ke dalam karya-karya mereka; dalam mencapai hal ini mereka mendekati pencarian kepuasan rasa estetika kita yang dikendalikan secara genetik.*

Hal ini mengungkapkan kemiskinan spiritual para seniman, arsitek, dan pelindung masa kini ketika, meskipun ada contoh-contoh sejarah yang baik dan meskipun ada kemajuan dalam ilmu pengetahuan alam dan humaniora, mereka tidak mengetahui hubungan-hubungan sederhana yang berbasis biologis dan anatomis ini atau terlalu kurang berbakat untuk memahami, mengerti, dan menyadari hubungan-hubungan tersebut. Mereka yang meremehkan pencarian kita akan kanon formal dari perasaan estetika kita sebagai kegiatan yang bodoh dan tidak perlu, harus siap menerima bahwa pendapat mereka akan dianggap sebagai ketidaktahuan yang arogan dan kurangnya rasa keindahan naluriah yang pasti, dan secara etnologis sudah dikenal sebagai tanda kemerosotan akibat domestikasi.

Satu-satunya kritik yang, menurut pendapat saya, dapat dilontarkan pada pencarian ribuan tahun untuk kanon bentuk yang berlaku universal, terletak pada asumsi bahwa kanon-

kanon ini akan terdiri dari proporsi tetap dan dengan demikian akan berlaku untuk seluruh umat manusia. …

Yang dibutuhkan adalah pengalaman dan wawasan tentang rentang penyebaran hubungan proporsional dan wawasan tentang batas-batas di mana indra estetika turun-temurun kita bereaksi positif, dan di luar batas tersebut ia bereaksi negatif.

2.7 PERSEPSI KEINDAHAN DI ALAM BAWAH SADAR

Kita umumnya tidak menyadari betapa kuatnya dunia perasaan kita, tingkat kesejahteraan, kenyamanan, kegelisahan, atau penolakan kita bergantung pada kesan dari lingkungan sekitar kita. Para ahli neurologi mengetahui bahwa bagian-bagian otak kita mampu bereaksi terhadap rangsangan eksternal tanpa mengacu pada pikiran sadar dan memproses sejumlah besar informasi. Hal ini terjadi di sistem limbik dari struktur primitif otak tengah dan batang otak. Untuk semua aktivitas bawah sadar yang berkaitan dengan pemrosesan pesan estetika, Smith menggunakan frasa "estetika limbik" dan mendedikasikan seluruh bab dalam bukunya yang sangat mudah dibaca untuk hal tersebut.

Perasaan keindahan bawah sadar kita hampir selalu aktif, baik kita berada di rumah, di pasar kota, di gereja, di lanskap yang indah, atau di padang pasir. Lingkungan kita memengaruhi kita melalui karakteristik estetiknya meskipun pikiran sadar kita dipenuhi dengan hal-hal dan kesan yang sama sekali berbeda.

Smith menulis tentang selera sensorik bagian-bagian primitif otak ini terhadap lingkungan yang menyenangkan, terhadap keajaiban kota, dan terhadap keindahan alam. Sistem limbik bereaksi terhadap kelebihan rangsangan dengan penolakan atau kecemasan. Nilai-nilai simbolis yang terhubung dengan bagian-bagian tertentu dari lingkungan kita juga memengaruhi alam bawah sadar. Rumah, gereja, sekolah, taman, dan lain-lain selalu memiliki nilai simbolis yang diciptakan melalui pembelajaran dan pengalaman. Nilai-nilai ini sebagian besar berkaitan dengan situasi dasar manusia dan menimbulkan reaksi emosional, tanpa pernah mencapai tingkat kesadaran.

Persepsi keindahan pada tingkat bawah sadar ini memainkan peran yang sangat kuat pada penduduk kota. Perasaan dasar kesejahteraan mereka tidak diragukan lagi dipengaruhi oleh kualitas estetika lingkungan mereka dengan cara ini. Hal ini memiliki konsekuensi sosial (lihat Bagian 2.10) dan menggarisbawahi tanggung jawab kita untuk peduli terhadap keindahan lingkungan.

2.8 PENILAIAN ESTETIKA DAN SELERA

Ketika dua pengamat tidak sepakat dalam penilaian mereka terhadap sebuah karya seni, diskusi tersebut terlalu sering diakhiri dengan pepatah lama, “De gustibus non disputandum est.” Kita suka menggunakan sedikit bahasa Latin untuk menunjukkan pendidikan klasik kita, yang, seperti yang kita ketahui, seharusnya mencakup pemahaman tentang seni. Ungkapan “selera tidak dapat dijelaskan” ini adalah taktik penghindaran yang sia-sia, yang hanya berfungsi untuk menunjukkan bahwa pembicara tidak pernah benar-benar

melakukan upaya serius untuk mempelajari estetika dan dengan demikian memiliki kekurangan pendidikan dalam bidang penilaian karya seni.

Tentu saja, selera tunduk pada perubahan terus-menerus, yang pada gilirannya bergantung pada cita-cita, mode, dan latar belakang sejarah dan budaya saat ini. Selera populer pada periode waktu tertentu atau bahkan selera individu tunggal bukanlah ukuran yang dapat diandalkan untuk kualitas estetika.

Di sisi lain, studi genetik telah menunjukkan bahwa kita memiliki rasa keindahan yang diwariskan secara mendasar. Smith mengatakan bahwa persepsi estetika ini telah berkembang menjadi salah satu kemampuan tertinggi dari sistem saraf pusat kita dan merupakan sumber kepuasan dan kegembiraan yang mendalam.

Penilaian karakteristik estetika sebagian besar bergantung pada perasaan yang berasal dari persepsi indera kita. Keindahan, kemudian, terlepas dari beberapa teori tidak dapat diukur secara rasional. Ketika melihat sifat perasaan, kita harus mengakui fakta bahwa terlepas dari semua penelitian dan ilmu pengetahuan kita, kita hanya sedikit mengetahui tentang kemanusiaan atau tentang diri kita sendiri. Namun, kita dapat mengandalkan pengamatan dan pengalaman yang bermanfaat.

Kita berulang kali mengalami bahwa mayoritas orang setuju bahwa lanskap tertentu, lukisan besar, atau bangunan itu indah. Misalnya, ketika memasuki ruangan di gereja tua, atau saat berjalan-jalan di jalan, perasaan yang menyenangkan, nyaman, bahkan membangkitkan semangat, akan muncul jika kita merasakan pancaran keindahan. Jika kita memasuki daerah kumuh, kita merasa jijik atau khawatir, karena kita merasakan kekacauan dan kerusakan. Kita dapat lebih atau kurang menyadari perasaan ini, tergantung pada seberapa kuat pikiran kita terfokus pada hal lain. Kepekaan dan kemampuan untuk merasakan keindahan secara alami berbeda dari orang ke orang, seperti halnya bakat kita yang lain. Kepekaan ini dipengaruhi oleh kesan dari lingkungan kita, oleh pengalaman, oleh hubungan dengan teman-teman kita di rumah, di sekolah, dan dengan sahabat kita. Dua orang yang menilai kualitas keindahan suatu objek cenderung memberikan pendapat yang berbeda.

Lingkungan yang indah membangkitkan perasaan senang pada hampir semua orang, tetapi lingkungan yang jelek dan kotor menyebabkan ketidaknyamanan. Hanya tingkat ketidaknyamanannya yang akan berbeda. Dalam kehidupan sehari-hari kita, perasaan seperti itu seringkali hanya terjadi pada tingkat bawah sadar dan seringkali penyebabnya baru disadari setelah refleksi selanjutnya.

Kita dapat mengembangkan kapasitas yang jelas untuk menilai kualitas estetika hanya ketika kita mempelajari pesan yang dipancarkan oleh suatu objek secara sadar dan bertanya pada diri sendiri apakah kita menyukai sebuah bangunan atau ruangan atau tidak. Selanjutnya, kita harus bertanya pada diri sendiri mengapa. Mengapa saya menyukai ini dan bukan itu? Hanya dengan analisis, evaluasi, dan pertimbangan yang sering terhadap nilai-nilai estetika yang dirasakan secara sadar, kita dapat mengembangkan kapasitas penilaian yang biasa kita sebut selera — selera yang harus kita perdebatkan, sehingga kita dapat memperkuat dan memperhalusnya. Selera, kemudian, menuntut pendidikan diri, yang dapat dikembangkan melalui diskusi kritis dengan orang lain atau melalui bimbingan dari mereka yang lebih

berpengalaman. Penilaian yang baik terhadap nilai-nilai estetika membutuhkan pendidikan yang luas. Hal ini dapat dibandingkan dengan seni dan membutuhkan keterampilan, dan seperti seni, hal itu tidak hanya membutuhkan bakat, tetapi juga banyak kerja keras.

Kita tidak perlu takut bahwa analisis semacam itu akan melemahkan keterampilan kreatif kita; bahkan, yang terjadi justru sebaliknya: tujuan analisis adalah penemuan kebenaran melalui pemikiran kreatif. Orang-orang memiliki bakat dan kecenderungan yang berbeda karena mereka tumbuh di lingkungan yang berbeda dengan latar belakang budaya yang berbeda dan oleh karena itu selera mereka akan selalu berbeda. Namun, dalam budaya tertentu, terdapat polaritas tertentu dalam penilaian keindahan. Psikolog menyebut kesepakatan ini sebagai "perilaku normal," "reaksi normal mayoritas." Ini sekali lagi sesuai dengan pandangan Kant bahwa keindahan adalah apa yang secara umum dianggap indah oleh mayoritas orang.

Namun, keindahan tidak dapat dibuktikan secara ketat; jadi kita harus toleran dalam masalah selera dan harus memberi kebebasan pada apa yang secara umum dirasakan indah dan apa yang dianggap jelek. Bahwa ada konsep keindahan yang diakui secara umum dibuktikan oleh penilaian yang konsisten terhadap karya seni klasik dari semua budaya besar, yang dikunjungi setiap tahun oleh ribuan orang. Pikirkan popularitas pameran seni bersejarah yang hebat saat ini. Sejarahlah yang memiliki kata terakhir dalam penilaian nilai-nilai estetika, jauh setelah tren mode memudar.

Mode: Kreasi artistik tidak akan pernah sepenuhnya bebas dari mode. Dorongan untuk menciptakan sesuatu yang baru adalah ciri khas makhluk kreatif. Jika hal baru menjadi populer, maka akan segera ditiru, dan lahirlah mode. Mode lahir dari ambisi dan kesombongan manusia dan menyenangkan keduanya. Keinginan untuk mengesankan seringkali berperan. Sampai titik tertentu, mode diperlukan; dalam arah baru tertentu, seni sejati dapat berkembang melalui hal-hal yang sedang tren, memperoleh stabilitas melalui proses pematangan dan bertahan melampaui mode aslinya. Seringkali, perkembangan baru tersebut ditolak, karena kita sangat dipengaruhi oleh hal yang familiar, oleh apa yang biasa kita lihat, dan baru kemudian menyadari nilai dari hal yang baru. Sekali lagi, sejarah memberikan penilaian yang seimbang.
Kebingungan seringkali disebabkan dalam penilaian kita oleh seniman modern yang sengaja merepresentasikan keburukan untuk mencerminkan keadaan mental yang menyimpang dari masyarakat industri kita. Beberapa karya ini tidak memiliki kualitas yang sebenarnya, tetapi tetap diakui sebagai seni modern. Mayoritas tidak berani mempertanyakan hal ini karena takut akan penolakan, fitnah, dan tekanan dari teman sebaya.

Meskipun beberapa karya yang secara sadar menampilkan keburukan atau hal yang menjijikkan mungkin memang seni, kita harus mempertanyakan kewarasan dan kejujuran para pelindung coretan primitif, tumpukan besi tua, atau bak mandi bayi tua yang ditutupi plester (J. Beuys) ketika upaya semacam itu dipamerkan sebagai karya seni. Untungnya, keberanian untuk menolak penghinaan semacam itu dan menempatkannya pada tempatnya semakin meningkat. Kita hanya perlu membaca buku Claus Borgeest, Das Kunsturteil, di mana ia menulis, “kepercayaan pada ‘seni’ semacam itu adalah bentuk modern dari ketidakdewasaan

yang ditimbulkan sendiri, yang harganya adalah hilangnya akal sehat, atribut tertinggi manusia."

Bagaimanapun, akan salah untuk menggambarkan karya-karya yang dihantui oleh keburukan sebagai karya yang indah, meskipun karya-karya tersebut memiliki kualitas seni. Seniman bermaksud untuk memprovokasi dan mendorong pertimbangan. Namun, efek pendidikan dari kreasi artistik semacam itu patut dipertanyakan, karena kita biasanya menghindari studi berulang-ulang terhadapnya.

Namun, pelukis dan pematung seharusnya bebas melukis dan memahat seburuk dan semenjijikkan apa pun yang mereka inginkan—kita tidak harus melihat karya mereka. Hal ini sangat berbeda dengan bangunan; bangunan bukanlah urusan pribadi, melainkan urusan publik. Oleh karena itu, perancang memiliki tanggung jawab kepada seluruh umat manusia dan kewajiban untuk menghasilkan bangunan yang indah sehingga perancang tersebut tidak menyinggung perasaan. Dengan tepat, orang Yunani kuno melarang pertunjukan keburukan di depan umum, karena dampaknya sebagian besar negatif.

Kita jarang menemukan siapa pun yang akan menggantung karya seni yang jelek di rumahnya. Tidak diragukan lagi bahwa dalam jangka panjang kita hanya merasa nyaman di lingkungan yang indah dan keindahan merupakan persyaratan penting untuk kesejahteraan jiwa kita; ini jauh lebih penting bagi kebahagiaan manusia daripada yang kita akui saat ini.

2.9 KARAKTERISTIK KUALITAS ESTETIKA MENGARAH PADA PEDOMAN DESAIN

Pencarian penjelasan, analisis nilai-nilai estetika, pasti akan menghasilkan hasil yang bermanfaat, setidaknya untuk bangunan dan struktur buatan manusia. Sekarang kita akan mencoba untuk menundukkan hal-hal yang berkaitan dengan perasaan, emosi, pada cahaya pengakuan dan pemahaman yang jernih.

Jika kita melakukan ini, kita pasti dapat menemukan jawaban atas pertanyaan, "Mengapa ini indah dan ini jelek?" Untuk mahakarya arsitektur yang diakui dan umumnya dianggap indah, telah ada jawabannya sejak zaman kuno, banyak di antaranya diberikan dalam literatur yang dikutip tentang proporsi. Bangunan-bangunan tersebut mengungkapkan karakteristik kualitas tertentu dan dari situ kita dapat menyimpulkan pedoman desain, seperti proporsi tertentu, simetri, ritme, pengulangan, kontras, dan faktor serupa. Sekolah-sekolah master zaman dahulu memiliki aturan atau pedoman seperti itu, seperti yang dikembangkan oleh Vitruvius dan Palladio. Saat ini, aturan-aturan ini tentu valid dan harus ditemukan kembali demi arsitektur masa depan. Aturan-aturan ini dapat terbukti sebagai bantuan yang berharga dalam desain struktur bangunan dan setidaknya berkontribusi untuk menghindari kesalahan desain yang besar.

Banyak arsitek dan insinyur menolak aturan, tetapi dalam pernyataan mereka tentang bangunan kita masih menemukan referensi tentang harmoni, proporsi, ritme, dominasi, fungsi, dll. Torroja menolak aturan, tetapi ia mengatakan "kenikmatan dan pemahaman sadar akan kesenangan estetika tanpa diragukan lagi akan jauh lebih besar jika, melalui pengetahuan tentang aturan harmoni, kita dapat menikmati semua penyempurnaan dan kesempurnaan bangunan yang dimaksud." Aturan harmoni didasarkan pada aturan proporsi, dan entah

bagaimana upaya untuk kebebasan artistik individu mencegah kita untuk mengenali hubungan yang sering kali dipaksakan kepada kita oleh etika. Oleh karena itu, mari kita coba merumuskan karakteristik, aturan, atau pedoman tersebut sebagaimana berlaku untuk struktur bangunan, khususnya jembatan.

Pemenuhan Tujuan–Fungsi

Bangunan atau struktur jembatan didirikan untuk suatu tujuan. Persyaratan pertama adalah bahwa bangunan dan jembatan dirancang untuk secara optimal sesuai dengan tujuan ini. Untuk memenuhi tujuan khusus tersebut, sebuah jembatan dapat memiliki berbagai jenis struktur: lengkungan, balok, atau suspensi. Struktur tersebut harus menunjukkan dirinya dalam bentuk yang murni dan jelas serta memberikan perasaan stabilitas.

Kita harus mencari kesederhanaan di sini. Bentuk struktur dasar juga harus sesuai dengan bahan yang digunakan. Batu bata dan kayu menentukan bentuk yang berbeda dari baja atau beton. Kita berbicara tentang bentuk yang dibenarkan oleh material, atau "logika bentuk". Ini mengingatkan kita pada aturan arsitek Sullivan "bentuk mengikuti fungsi" yang menjadi pepatah yang sering disalahpahami dalam desain bangunan. Fungsi sebuah bangunan bukan hanya untuk berdiri tegak. Bangunan tersebut harus memenuhi berbagai kebutuhan orang yang menghuninya.

Ini termasuk kebersihan, kenyamanan, perlindungan dari cuaca, keindahan, bahkan kehangatan. Pemenuhan persyaratan fungsional bangunan mencakup kualitas termal, iklim, akustik, dan estetika yang menguntungkan. Sullivan tentu bermaksud agar kita menafsirkan aturannya dalam pengertian ini. Untuk bangunan, persyaratan fungsional sangat kompleks, tetapi dalam struktur teknik, fungsi selain kapasitas menahan beban harus dipenuhi, seperti perlindungan yang memadai terhadap cuaca, pembatasan deformasi dan osilasi, antara lain, dan semua faktor ini memengaruhi desain. Kualitas dan keindahan harus disatukan, dan kualitas menjadi prioritas utama!

Proporsi

Ciri penting yang diperlukan untuk mencapai keindahan sebuah bangunan adalah proporsi yang baik dan harmonis dalam ruang tiga dimensi. Proporsi yang baik harus ada antara ukuran relatif dari berbagai bagian bangunan, antara tinggi, lebar, dan kedalamannya, antara massa dan ruang kosong, permukaan tertutup dan bukaan, antara terang dan gelap yang disebabkan oleh sinar matahari dan bayangan. Proporsi ini harus menyampaikan kesan keseimbangan. Tassios lebih menyukai "proporsi ekspresif" yang menekankan karakter bangunan yang diinginkan.

Untuk struktur, tidak cukup jika desainnya "benar secara statis." Balok yang berat dapat sama benarnya secara struktural dengan balok yang ramping, tetapi mengekspresikan sesuatu yang sama sekali berbeda. Tidak hanya proporsi dimensi geometris dari masing-masing bagian bangunan yang penting, tetapi juga proporsi massa struktur. Dalam sebuah jembatan, misalnya, hubungan ini dapat berupa antara struktur atas yang digantung dan kolom penyangga, antara kedalaman dan bentang balok, atau antara tinggi, panjang, dan lebar bukaan. Harmoni juga dicapai dengan pengulangan proporsi yang sama di seluruh struktur atau di berbagai bagiannya. Hal ini terutama berlaku pada bangunan.

Keteraturan

Aturan penting ketiga adalah prinsip keteraturan pada garis dan tepi bangunan, keteraturan yang dicapai dengan membatasi arah garis dan tepi ini hanya pada beberapa saja di ruang angkasa.

Terlalu banyak arah tepi, penyangga, dan sejenisnya menciptakan keresahan, membingungkan pengamat, dan membangkitkan emosi yang tidak menyenangkan. Alam menawarkan banyak contoh bagaimana keteraturan dapat menghasilkan keindahan; bayangkan saja bentuk-bentuk kristal salju yang mempesona dan banyak bunga. Keteraturan yang baik harus diperhatikan antara proporsi yang terjadi dalam sebuah bangunan; misalnya, persegi panjang dengan perbandingan 0,8:1 tidak boleh ditempatkan di sebelah persegi panjang ramping dengan perbandingan 1:3. Simetri adalah elemen keteraturan yang telah teruji dengan baik setiap kali persyaratan fungsional memungkinkan simetri tanpa batasan.

Kita dapat memasukkan pengulangan elemen yang sama di bawah aturan keteraturan. Pengulangan memberikan ritme, yang menciptakan kepuasan. Di sisi lain, terlalu banyak pengulangan menyebabkan monoton, yang kita temui dalam arsitektur modular banyak gedung pencakar langit. Jika terlalu banyak pengulangan terjadi, pengulangan tersebut harus diselingi oleh elemen desain lainnya.

Pemilihan satu sistem balok di seluruh struktur memberikan elemen keteraturan yang baik. Menginterupsi serangkaian lengkungan dengan balok menimbulkan masalah desain estetika. Di bawah prinsip keteraturan untuk jembatan, kita dapat memasukkan keinginan untuk menghindari aksesori yang tidak perlu. Desain harus begitu halus sehingga kita tidak dapat menghilangkan atau menambahkan elemen apa pun tanpa mengganggu harmoni keseluruhan.

Penyempurnaan Bentuk

Dalam banyak kasus, benda-benda yang dibentuk oleh garis lurus paralel tampak kaku dan statis, menghasilkan ilusi optik yang tidak nyaman. Pilar jembatan atau menara tinggi dengan sisi paralel tampak dari bawah lebih lebar di bagian atas daripada di bagian bawah, yang tidak wajar. Ketebalan seragam ini juga tidak sesuai dengan konsep fungsionalitas kita, karena gaya berkurang seiring bertambahnya ketinggian. Karena alasan ini, orang Mesir dan Yunani memberikan sedikit kemiringan pada kolom kuil mereka, yang dalam banyak kasus sebenarnya melengkung. Menara dibangun meruncing atau bertingkat. Pada menara tinggi dan pilar jembatan, kemiringan parabola terlihat lebih baik daripada kemiringan lurus.

Bentang jembatan layang yang melintasi lembah harus menjadi lebih kecil di lereng, dan bahkan kedalaman balok atau fasia tepi dapat disesuaikan dengan bentang yang bervariasi. Balok panjang yang tepi bawahnya benar-benar horizontal terlihat seperti melengkung, sehingga kita memberinya sedikit kelengkungan.

Kita juga harus memeriksa tampilan desain dari semua sudut pandang yang mungkin dari pengamat di masa depan. Seringkali elevasi murni di papan gambar sepenuhnya memuaskan, tetapi dalam pandangan sudut miring ditemukan tumpang tindih yang tidak menyenangkan. Kita juga harus mempertimbangkan efek cahaya dan bayangan. Pelat dek kantilever yang lebar dapat membuat balok jembatan berada dalam bayangan dan

membuatnya tampak terang, sedangkan bayangan serupa merusak karakter ekspresif sebuah lengkungan. Model sangat direkomendasikan untuk memeriksa desain dari semua sudut pandang yang mungkin. Penyempurnaan bentuk ini didasarkan pada pengalaman panjang dan harus dipelajari dengan model dari kasus ke kasus.

Integrasi ke dalam Lingkungan

Sebagai aturan selanjutnya, kita menyadari perlunya mengintegrasikan struktur atau bangunan ke dalam lingkungannya, lanskap, atau pemandangan kota, terutama yang berkaitan dengan hubungan dimensi dan skalanya. Dalam hal ini, banyak kesalahan telah dilakukan selama beberapa dekade terakhir dengan menempatkan blok beton masif di jantung kawasan kota tua. Banyak pabrik dan supermarket juga menunjukkan kurangnya integrasi yang sensitif ini. Terkadang jembatan bentang panjang dengan balok yang tebal dan berat merusak pemandangan lembah yang indah atau kota-kota dengan rumah-rumah tua yang berjejer di tepi sungai.

Dimensi bangunan juga harus terkait dengan skala manusia. Kita merasa gelisah dan tidak nyaman bergerak di antara gedung-gedung pencakar langit raksasa. Bentuk-bentuk yang berat dan brutal sering kali sengaja dipilih oleh arsitek yang bekerja dengan elemen beton pracetak, tetapi bentuk-bentuk tersebut sangat menyinggung. Justru kurangnya skala dan proporsi inilah yang menyebabkan pemberontakan terhadap kebrutalan arsitektur jenis ini.

Tekstur Permukaan

Saat mengintegrasikan bangunan dengan lingkungannya, pemilihan material, tekstur permukaan, dan terutama warna memainkan peran utama. Betapa indah dan vitalnya dinding batu alam jika kita memilih batu yang tepat. Sebaliknya, betapa menjijikkannya banyak fasad beton; tidak hanya memiliki warna abu-abu kusam sejak awal, tetapi juga mudah lapuk, menghasilkan patina yang jelek dan tampak kotor hanya setelah beberapa tahun. Permukaan kasar cocok untuk pilar dan abutmen; permukaan halus cocok untuk balok fasia, balok penopang, dan kolom ramping. Pada umumnya, permukaan harus matte dan bukan mengkilap.

Warna

Warna memainkan peran penting dalam efek estetika keseluruhan. Banyak peneliti telah mempelajari efek psikologis warna. Di sini juga, aturan kuno komposisi warna yang harmonis berlaku, tetapi saat ini skema warna harmonis yang berhasil jarang ditemukan. Seringkali, kita menemukan dorongan fatal untuk sensasi, untuk efek agresif yang mengejutkan, yang dapat dengan mudah dipenuhi dengan penggunaan warna-warna disonan, terutama dengan warna-warna pop sintetis modern—atau warna-warna yang mengejutkan. Namun, kita dapat menemukan banyak contoh pewarnaan yang harmonis, umumnya dalam program renovasi kota. Bavaria telah memberikan beberapa contoh di mana selera yang baik telah menang.

Karakter

Sebuah bangunan dan jembatan harus memiliki karakter; bangunan dan jembatan tersebut harus memiliki efek tertentu yang disengaja pada orang-orang. Sifat dari efek yang diinginkan ini bergantung pada tujuan, situasi, jenis masyarakat, dan pada hubungan dan niat

sosiologis. Monarki dan kediktatoran mencoba mengintimidasi dengan menciptakan bangunan-bangunan monumental, yang membuat orang merasa kecil dan lemah. Kita dapat berharap ini menjadi bagian dari masa lalu.

Hanya bank dan perusahaan besar yang masih berupaya untuk mengesankan pelanggan mereka dengan monumentalitas. Gereja-gereja harus mengarah ke dalam untuk ketenangan pikiran atau menyampaikan rasa kebebasan dan kegembiraan hidup seperti pada gaya Barok atau Rokoko. Rumah-rumah sederhana harus memancarkan keamanan, perlindungan, kenyamanan, dan kehangatan.

Rumah-rumah yang indah dapat merangsang kebahagiaan. Bangunan-bangunan beberapa dekade terakhir mengekspresikan suasana objektivitas yang kaku, monoton, dingin, sempit, dan, di kota-kota, kebingungan, kegelisahan, dan kurangnya komposisi; terlalu banyak individualitas dan egoisme. Semua ini menumpulkan indra manusia dan membuat mereka sedih.

Kita tampaknya telah melupakan bahwa manusia juga ingin bertemu dengan sukacita di lingkungan buatan manusia. Bangunan modern tampaknya sama sekali tidak memiliki kualitas keceriaan, semangat, pesona, dan relaksasi. Kita harus sekali lagi membiasakan diri dengan fitur desain yang memancarkan keceriaan tanpa terjerumus ke dalam kemewahan Barok.

Kompleksitas — Stimulasi oleh Variasi

Smith mengemukakan "tatanan estetika kedua," yang disarankan oleh temuan yang dibuat oleh ahli biologi dan psikolog. Menurut ini, keindahan dapat ditingkatkan oleh ketegangan antara variasi dan kesamaan, antara kompleksitas dan keteraturan.

Baumgarten mengungkapkan hal ini sejak tahun 1750, "Kelimpahan dan keragaman harus dikombinasikan dengan kejelasan. Keindahan menawarkan imbalan ganda: perasaan sejahtera baik dari persepsi kebaruan, orisinalitas, dan variasi maupun dari koherensi, kesederhanaan, dan kejelasan." Leibniz pada tahun 1714 menuntut pencapaian kesempurnaan dengan keragaman sebanyak mungkin, tetapi dengan keteraturan yang sebesar mungkin.

Berlyne menganggap urutan ketegangan dan relaksasi sebagai karakteristik penting dari pengalaman estetika. Venturi, seorang pemberontak terhadap arsitektur "rasteritis" (penyakit modular) Mies van der Rohe, mengatakan, "Penyimpangan dari keteraturan — tetapi dengan kepekaan artistik — dapat menciptakan ketegangan puitis yang menyenangkan."

Sejumlah kegembiraan yang disebabkan oleh objek yang mengejutkan dirasakan menyenangkan jika objek-objek di sekitarnya dalam keteraturan tersebut mengurangi pelepasan ketegangan. Jika keragaman mendominasi orientasi kita, refleks menjadi terlalu terbebani dan perasaan mulai dari rasa tidak suka hingga penolakan muncul. Kekacauan bukanlah keindahan.

Kompleksitas ini tentu membutuhkan keterampilan artistik agar berhasil. Hal ini dapat digunakan dengan baik dalam desain jembatan jika, misalnya, pada jembatan panjang dengan banyak bentang, bentang utama ditonjolkan oleh variasi bentuk balok. Interaksi antara kompleksitas dan keteraturan sangat penting dalam arsitektur, khususnya dalam perencanaan

kota. Palladio adalah salah satu orang pertama yang memperluas pemahaman klasik tentang harmoni melalui kompleksitas elemen arsitektur dan ornamen.

Menggabungkan Alam

Kita akan selalu menemukan keindahan tertinggi di alam, pada tumbuhan, bunga, hewan, kristal, dan di seluruh alam semesta dalam berbagai bentuk dan warna sehingga kekaguman dan pujian membuat sangat sulit untuk memulai analisis. Saat kita menjelajahi lebih dalam ranah keindahan, kita juga menemukan aturan dan keteraturan di alam, tetapi selalu ada pengecualian. Pengecualian tersebut juga harus tetap memungkinkan untuk dimasukkan dalam mahakarya seni yang dibuat oleh manusia kreatif.

Keindahan alam adalah sumber yang kaya untuk kebutuhan jiwa, dan untuk kesejahteraan psikis manusia. Kita semua tahu bagaimana alam dapat menyembuhkan efek kesedihan dan duka. Berjalanlah melalui pedesaan yang indah — seringkali hal itu memberikan keajaiban. Sebagai manusia, kita membutuhkan hubungan langsung dengan alam, karena kita adalah bagian darinya dan selama ribuan tahun telah dibentuk olehnya.

Pemahaman tentang efek menguntungkan dari keindahan alam ini seharusnya mendorong kita untuk bersikeras agar alam kembali diberi lebih banyak ruang di lingkungan buatan manusia kita. Hal ini sudah terjadi di banyak kota kita, tetapi kita harus memperkenalkan lebih banyak area hijau dan kelompok pohon. Di sini kita harus menyebutkan karya berharga Seifert selama pembangunan jalan tol pertama di Jerman.

Kita tidak boleh berasumsi bahwa penerapan sederhana aturan-aturan ini dengan sendirinya akan menghasilkan bangunan atau jembatan yang indah. Perancang tetap harus memiliki imajinasi, intuisi, dan rasa akan bentuk dan keindahan. Beberapa orang terlahir dengan bakat ini, tetapi bakat tersebut harus dipraktikkan dan disempurnakan. Tindakan perancangan harus selalu dimulai dengan kebebasan individu, yang dalam hal apa pun akan dibatasi oleh semua persyaratan fungsional, oleh batasan lokasi, dan yang tidak kalah pentingnya oleh peraturan bangunan yang biasanya terlalu ketat.

Namun, aturan-aturan tersebut memberi kita titik awal yang lebih baik dan membantu kita dalam penilaian kritis terhadap desain kita, khususnya pada tahap model, sehingga membuat kita menyadari kesalahan desain.

Orang yang berbakat secara artistik mungkin dapat menghasilkan mahakarya keindahan secara intuitif tanpa mengacu pada aturan apa pun dan tanpa prosedur rasional. Namun, banyaknya persyaratan fungsional yang dikenakan pada bangunan dan struktur saat ini menuntut agar pekerjaan kita harus mencakup tingkat penalaran yang sadar, rasional, dan metodis yang signifikan.

Estetika dan Etika

Estetika dan etika dalam arti tertentu saling terkait; dengan etika kita maksudkan tanggung jawab moral kita terhadap kemanusiaan dan alam. Etika juga menyiratkan kerendahan hati dan kesederhanaan, kebajikan yang kita temukan kurang pada banyak perancang dalam beberapa dekade terakhir dan yang telah digantikan oleh kecenderungan terhadap hal-hal yang spektakuler, sensasional, dan raksasa dalam desain. Karena ambisi dan kesombongan yang berlebihan dan didorong oleh keinginan untuk mengesankan, superlatif

mode yang tidak perlu diciptakan, yang kurang memiliki kualitas keindahan sejati. Sebagian besar karya ini kurang memiliki karakteristik yang dibutuhkan untuk memenuhi persyaratan pengguna bangunan-bangunan ini.

Sebagai tanggung jawab, etika membutuhkan pertimbangan penuh atas semua persyaratan fungsional. Dalam lingkungan buatan manusia kita, kita harus menekankan kategori kualitas dan keindahan. Dalam bukunya Acht Todsünden der Menschheit, Loreanz pernah mengatakan bahwa "*indera estetika dan etika tampaknya sangat erat hubungannya, sehingga kualitas estetika lingkungan harus secara langsung mempengaruhi perilaku etis Manusia.*" Ia berkata lebih lanjut, "*Keindahan Alam dan keindahan lingkungan budaya buatan manusia tampaknya sama-sama diperlukan untuk menjaga kesehatan mental dan psikis Manusia. Kebutaan total jiwa terhadap segala sesuatu yang indah adalah penyakit mental yang menyebar dengan cepat saat ini dan yang harus kita tangani dengan serius karena membuat kita tidak peka terhadap hal-hal yang secara etis tidak pantas*."

Dalam salah satu karya penting terakhirnya, dalam To Have or to Be Erich Fromm juga mengatakan bahwa kategori "kebaikan" harus menjadi prasyarat penting bagi kategori "keindahan," jika keindahan ingin menjadi nilai yang abadi. Fromm bahkan mengatakan bahwa "kelangsungan hidup fisik umat manusia bergantung pada perubahan spiritual radikal dalam diri Manusia." Tuntutan akan estetika hanyalah sebagian dari tuntutan umum akan perubahan dalam perkembangan "Manusia." Perubahan-perubahan ini telah diserukan setidaknya sebagian dan secara berkala oleh humanisme, tetapi realisasi penuhnya pada gilirannya menuntut jenis humanisme baru, sebagaimana diungkapkan dengan baik dalam seruan oleh Peccei.

BAB 3
SENI STRUKTURAL DAN ESTETIKA JEMBATAN

3.1 PENDAHULUAN

Dalam beberapa tahun terakhir, telah menjadi jelas bahwa masalah sebenarnya dalam desain jembatan mencakup lebih dari sekadar masalah struktural atau konstruksi yang berkaitan dengan bentangan suatu celah. Masyarakat sering kali menyatakan keprihatinan atas penampilan jembatan, karena menyadari bahwa dampak visual jembatan terhadap komunitasnya bersifat abadi dan harus mendapat pertimbangan serius.

Masyarakat tahu bahwa peradaban terbentuk di sekitar pekerjaan sipil: untuk air, transportasi, dan tempat berlindung. Oleh karena itu, kualitas kehidupan publik bergantung pada kualitas pekerjaan sipil seperti saluran air, jembatan, menara, terminal, dan balai pertemuan: efisiensi desainnya, ekonomi konstruksinya, dan penampilan visual dari bentuk yang telah selesai. Pada kondisi terbaiknya, pekerjaan sipil ini berfungsi dengan andal, membebani masyarakat seminimal mungkin, dan, jika dirancang dengan sensitif, menjadi karya seni.

Dengan demikian, para insinyur di seluruh dunia dipaksa untuk mengatasi masalah estetika. Para insinyur tidak dapat menghindari masalah estetika dengan hanya mengurus elemen struktural dan menyerahkan kualitas visual kepada orang lain. Bentuk dan ukuran komponen struktural itu sendiri yang mendominasi penampilan jembatan, bukan detail, warna, atau permukaannya. Karena mereka mengontrol bentuk dan ukuran komponen struktural, para insinyur harus mengakui fakta bahwa mereka pada akhirnya bertanggung jawab atas penampilan struktur mereka. Para insinyur terbiasa menangani masalah kinerja, efisiensi, dan biaya. Sekarang, mereka juga harus siap menangani masalah penampilan.

Gambar 3.1 Jembatan Craigellachie karya Thomas Telford.

3.2 ESTETIKA DAN SENI STRUKTURAL INSINYUR

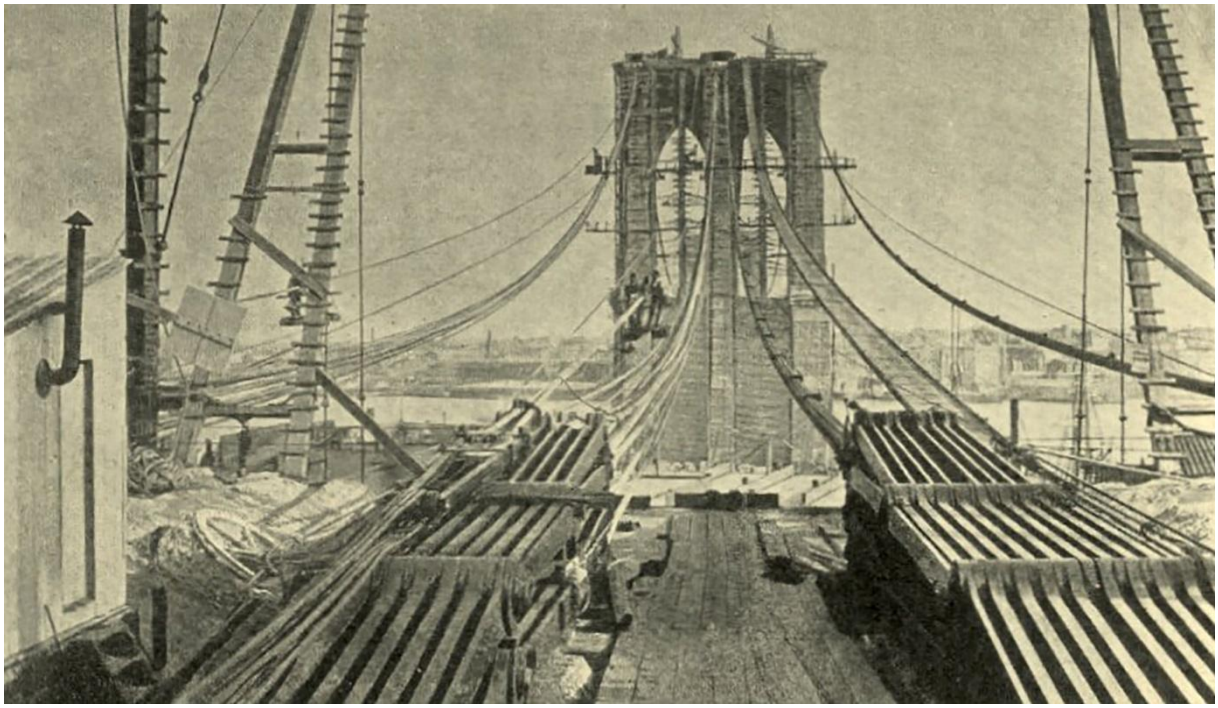
"Estetika" adalah subjek yang misterius bagi sebagian besar insinyur, karena tidak mudah dianalisis dengan alat analisis yang biasa digunakan insinyur. Ini adalah topik yang jarang diajarkan di sekolah-sekolah teknik. Banyak insinyur kontemporer tidak menyadari bahwa banyak insinyur telah menjadikan estetika sebagai elemen eksplisit dalam pekerjaan mereka, dimulai dengan insinyur Inggris Thomas Telford. Pada tahun 1812, Telford mendefinisikan seni struktural sebagai ekspresi pribadi struktur dalam disiplin efisiensi dan ekonomi. Efisiensi di sini berarti kinerja yang andal dengan bahan minimum, dan ekonomi berarti konstruksi dengan biaya kompetitif dan biaya perawatan yang terbatas.

Dalam batasan ini, seniman struktural menemukan cara untuk memilih bentuk dan detail yang mengekspresikan visi mereka sendiri, seperti yang dilakukan Telford pada Jembatan Craigellachie-nya (Gambar 3.1). Lengkungan tersebut dibentuk agar menjadi bentuk struktural yang efisien dalam besi cor, sementara pola berlian dari palang spandrelnya, di lokasi jembatan di mana pertimbangan struktural memungkinkan banyak pilihan, jelas dipilih dengan memperhatikan penampilannya.

Para insinyur yang paling menyadari pentingnya estetika bagi struktur juga dianggap sebagai yang terbaik dalam arti teknis murni. Dimulai dengan Thomas Telford (1757–1834), kita dapat mengidentifikasi Gustave Eiffel (1832–1923) dan John Roebling (1806–1869) sebagai pemimpin yang tak terbantahkan di bidang mereka selama abad ke-19. Mereka merancang struktur terbesar dan paling menantang secara teknis, dan mereka adalah pemimpin dalam profesi mereka. Telford adalah presiden pertama dari perkumpulan teknik formal pertama, Institution of Civil Engineers, dan tetap menjadi presiden selama 14 tahun hingga kematiannya. Eiffel memimpin perusahaan desain-konstruksi-fabrikasi miliknya sendiri dan menciptakan lengkungan bentang terpanjang dan menara tertinggi; Roebling mendirikan organisasi manufaktur tali kawat skala besar miliknya saat membangun jembatan bentang terpanjang di dunia (Gambar 3.2).

Dalam beton bertulang, Robert Maillart (1872–1940) adalah seniman struktural utama di awal abad ke-20. Pertama dalam Jembatan Tavanasa tahun 1905, dan kemudian dengan desain Salginatobel tahun 1930 (Gambar 3.3) dan Vessy tahun 1936, ia membayangkan bentuk baru untuk lengkungan tiga engsel yang mencakup penemuannya sendiri tentang kotak berongga dalam beton bertulang. Insinyur Swiss Christian Menn (1927–) telah menunjukkan bagaimana pemahaman mendalam tentang lengkungan, prategang, dan bentuk kabel-stayed dapat menghasilkan struktur yang layak dipamerkan di museum seni.

Yang sangat patut diperhatikan adalah Lengkungan Reichenau tahun 1964, kantilever prategang Felsenau tahun 1974, dan Jembatan Ganter beton kabel-stayed tahun 1980. Sementara itu, insinyur Jerman Jorg Schlaich telah mengembangkan ide-ide baru untuk struktur ringan yang sering menggunakan kabel, yang ditandai dengan serangkaian jembatan penyeberangan yang elegan di dalam dan sekitar Stuttgart (Gambar 3.4).



Gambar 3.2 Jembatan Brooklyn karya John Roebling.

Gambar 3.3 Jembatan Salginotobel Robert Maillert.

Gambar 3.4 Salah satu jembatan penyeberangan Jorg Schlaich.

Estetika para insinyur dihasilkan dari pilihan bentuk yang disadari oleh para insinyur yang mencari ekspresi struktur. Ini bukanlah hasil yang tidak disadari dari pencarian ekonomi atau produk dari perhitungan yang dianggap mengoptimalkan.

Banyak insinyur struktur terbaik telah menyadari kemungkinan rekayasa struktur menjadi bentuk seni yang sejajar tetapi independen dari arsitektur. Orang-orang ini, selama dua abad terakhir, telah mendefinisikan tradisi baru, seni struktural, yang kita anggap di sini sebagai ideal untuk estetika seorang insinyur.

Meskipun seni struktural sangat modern, ia tidak dapat dilabeli sebagai gerakan lain dalam seni modern. Pertama, bentuk dan cita-citanya tidak banyak berubah sejak pertama kali diungkapkan oleh Thomas Telford. Bukan kebetulan bahwa cita-cita ini muncul di masyarakat yang berjuang dengan konsekuensi tidak hanya revolusi industri tetapi juga revolusi demokrasi. Tradisi seni struktural adalah tradisi demokrasi.

Di zaman kita sendiri, karya-karya seni struktural memberikan bukti bahwa kehidupan bersama berkembang paling baik ketika tujuan kebebasan dan disiplin dijaga keseimbangannya. Disiplin seni struktural adalah efisiensi dan ekonomi, dan kebebasannya terletak pada potensi yang ditawarkannya kepada perancang individu untuk mengekspresikan gaya pribadi yang dimotivasi oleh pencarian estetika yang sadar akan keanggunan teknik. Ini adalah tiga cita-cita utama seni struktural — efisiensi, ekonomi, dan keanggunan.

3.3 TIGA DIMENSI STRUKTUR

Dimensi pertamanya adalah dimensi ilmiah. Setiap struktur atau mesin yang berfungsi harus berkinerja sesuai dengan hukum alam. Dalam pengertian ini, teknologi menjadi bagian dari dunia alam. Metode analisis yang berguna bagi para ilmuwan untuk menjelaskan fenomena alam seringkali berguna bagi para insinyur untuk menggambarkan perilaku ciptaan buatan mereka. Kesamaan metode inilah yang membantu memperkuat kekeliruan bahwa teknik adalah ilmu terapan.

Tetapi para ilmuwan berupaya menemukan bentuk yang sudah ada dan menjelaskan perilakunya dengan menciptakan rumus, sedangkan para insinyur ingin menciptakan bentuk, menggunakan rumus yang sudah ada untuk memeriksa desain mereka. Karena bentuk yang dipelajari oleh para ilmuwan sangat berbeda dari bentuk yang dipelajari oleh para insinyur, metode analisisnya pun akan berbeda; namun, karena kedua bentuk tersebut ada di dunia alam, keduanya harus mematuhi hukum alam yang sama. Dimensi ilmiah ini diukur dengan efisiensi. Bentuk-bentuk teknologi juga hidup di dunia sosial.

Bentuk-bentuknya dibentuk oleh pola politik dan ekonomi serta oleh hukum alam. Dimensi kedua dari struktur adalah dimensi sosial. Di masa lalu atau di tempat-tempat primitif saat ini, struktur dan mesin yang lengkap mungkin, dalam bentuknya yang paling dasar, hanyalah produk dari satu orang; namun, di dunia modern yang beradab, bentuk-bentuk teknologi ini, meskipun paling baik dirancang oleh satu orang, adalah produk dari sebuah masyarakat. Masyarakat harus mendukungnya, baik melalui pajak publik maupun melalui perdagangan swasta. Ekonomi mengukur dimensi sosial dari struktur.

Objek-objek teknologi secara visual mendominasi lanskap industri dan perkotaan kita. Mereka termasuk di antara simbol-simbol paling kuat dari zaman modern. Struktur dan mesin mendefinisikan lingkungan kita. Lokomotif abad ke-19 telah digantikan oleh mobil dan pesawat terbang abad ke-20. Kompleks skala besar yang mencakup struktur dan mesin menjadi isu publik utama. Pembangkit listrik, sistem senjata, kilang minyak, pekerjaan sungai — semuanya telah menjadi simbol janji dan masalah peradaban industri.

Jembatan Golden Gate, George Washington, dan Verrazano melanjutkan tradisi yang ditetapkan oleh Jembatan Brooklyn. Menara Hancock dan Sears di Chicago, serta Menara Woolworth, Empire State, dan World Trade Center di New York, semuanya membawa janji Menara Eiffel ke dalam fungsi bangunan perkantoran dan apartemen kota. Astrodome, Kingdome, dan Superdome membawa visi ruang pertemuan tertutup permanen yang besar ke akhir abad ke-20, yang pertama kali didramatisasi oleh Crystal Palace tahun 1851 di London dan Galeri Mesin tahun 1889 di Paris.

Hampir setiap orang Amerika mengetahui sesuatu tentang struktur abad ke-20 yang sangat besar ini, dan kota-kota modern berulang kali mempublikasikan diri mereka sendiri dengan merujuk secara visual pada karya-karya ini. Seperti yang ditulis Montgomery Schuyler, kritikus struktur Amerika pertama, pada abad ke-19 untuk pembukaan Jembatan Brooklyn, “Kebetulan karya yang kemungkinan besar akan menjadi monumen kita yang paling tahan lama, dan untuk menyampaikan beberapa pengetahuan tentang kita kepada generasi penerus yang paling jauh, adalah karya yang murni fungsional; bukan kuil, bukan benteng, bukan istana tetapi jembatan. Ini sendiri merupakan ciri khas zaman kita.”.

Jadi, dimensi ketiga teknologi adalah simbolis, dan tentu saja, dimensi inilah yang membuka kemungkinan bagi rekayasa baru untuk menjadi seni struktural. Meskipun tidak ada ukuran untuk dimensi simbolis, kita mengenali sebuah simbol melalui keanggunan dan kekuatan ekspresifnya. Dengan demikian, Sunshine Skyway (Gambar 3.5) telah menjadi simbol baik bagi kawasan Tampa Bay di Florida maupun teknologi terbaik akhir abad ke-20.

Ada tiga jenis perancang yang bekerja dengan bentuk di ruang angkasa: insinyur, arsitek, dan pematung. Dalam membuat suatu bentuk, setiap perancang harus mempertimbangkan tiga dimensi atau kriteria yang telah kita bahas. Kriteria pertama, atau kriteria ilmiah, pada dasarnya bermuara pada pembuatan struktur dengan bahan minimum namun dengan ketahanan yang cukup terhadap beban dan lingkungan sehingga akan bertahan lama. Analisis efisiensi-ketahanan ini diatur oleh perhatian terhadap keselamatan.

Kriteria kedua, atau kriteria sosial, terutama terdiri dari analisis biaya dibandingkan dengan kegunaan bentuk tersebut bagi masyarakat. Analisis biaya-manfaat semacam itu ditempatkan dalam konteks politik. Terakhir, kriteria ketiga, yaitu simbolis, terdiri dari studi tentang penampilan, bersamaan dengan pertimbangan bagaimana keanggunan dapat dicapai dalam batasan yang ditetapkan oleh kriteria ilmiah dan sosial. Inilah dasar estetika/etika yang menjadi landasan bagi desainer individual dalam membangun karyanya.

Bagi perancang struktur, kriteria ilmiah adalah yang utama (seperti halnya kriteria sosial bagi arsitek dan kriteria simbolis bagi pematung). Namun, perancang struktur harus menyeimbangkan kriteria utama dengan dua kriteria lainnya. Memang benar bahwa semua seni struktural bermula dari cita-cita utama bentuk buatan yang mengendalikan kekuatan alam. Namun, bentuk struktural tidak akan pernah dibangun jika tidak mendapatkan penerimaan sosial. Kehendak perancang saja tidak pernah cukup. Akhirnya, perancang harus berpikir secara estetis agar bentuk struktural menjadi seni struktural. Semua seniman struktur terkemuka memikirkan penampilan desain mereka.

Para insinyur ini secara sadar membuat pilihan estetika untuk sampai pada desain akhir mereka. Tulisan-tulisan mereka tentang estetika menunjukkan bahwa mereka tidak hanya mendasarkan desain pada kriteria ilmiah dan sosial tentang efisiensi dan ekonomi. Dalam dua batasan tersebut, mereka menemukan kebebasan untuk menciptakan bentuk. Justru disiplin ketat dalam meminimalkan material dan biaya yang memberi mereka izin untuk menciptakan citra baru yang dapat dibangun dan bertahan lama.

Gambar 3.5 Sunshine Skyway.

3.4 STRUKTUR DAN ARSITEKTUR

Dunia modern cenderung mengklasifikasikan menara, stadion, dan bahkan jembatan sebagai arsitektur, menciptakan kekeliruan penting, tetapi halus. Bahkan kata itu sendiri bermasalah, karena arsitek berasal dari kata Yunani yang berarti kepala teknisi. Namun, dimulai dengan Revolusi Industri, struktur telah menjadi bentuk seni yang terpisah dari arsitektur. Bentuk-bentuk yang terlihat dari Menara Eiffel, Kingdome Seattle, dan Jembatan Brooklyn dihasilkan langsung dari ide-ide teknologi dan dari pengalaman serta imajinasi para insinyur struktur individu. Terkadang, para insinyur telah bekerja dengan arsitek seperti halnya dengan insinyur mekanik atau listrik, tetapi bentuk-bentuk tersebut berasal dari ide-ide teknik struktur.

Perancang struktur memberikan bentuk pada objek yang berskala relatif besar dan memiliki satu fungsi, dan para perancang ini melihat bentuk sebagai sarana untuk mengendalikan kekuatan alam yang harus dilawan. Perancang arsitektur, di sisi lain, memberikan bentuk pada objek yang berskala relatif kecil dan memiliki penggunaan manusia yang kompleks, dan para perancang ini melihat bentuk sebagai sarana untuk mengendalikan ruang yang akan digunakan oleh orang-orang. Bentuk teknik prototipe — jembatan umum — tidak memerlukan arsitek. Bentuk arsitektur prototipe—rumah pribadi—tidak memerlukan insinyur. Insinyur struktur dan arsitek saling belajar dan terkadang berkolaborasi secara produktif, terutama ketika, seperti pada bangunan tinggi, skala besar beriringan dengan penggunaan yang kompleks. Tetapi kedua jenis perancang ini sebagian besar bertindak di bidang yang berbeda.

Karya seni struktural telah muncul dari imajinasi para insinyur yang, sebagian besar, berasal dari jenis sekolah baru—sekolah politeknik, yang belum pernah terdengar sebelum akhir abad ke-18. Para insinyur mengorganisir perkumpulan profesional baru, bekerja dengan material baru, dan merangsang para pemikir politik untuk merancang citra baru masyarakat masa depan.

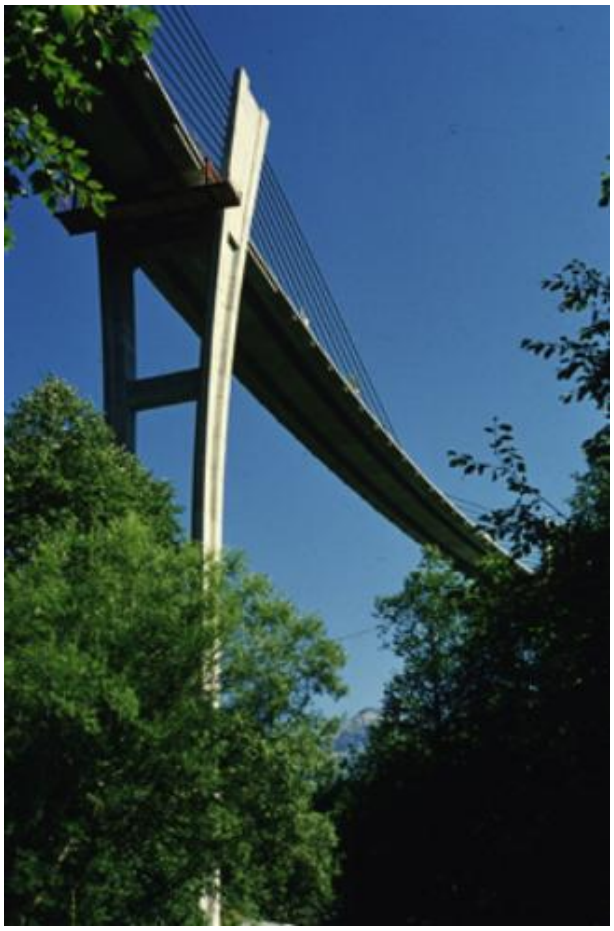
Sekolah-sekolah mereka mengembangkan kurikulum yang secara tegas memutus ikatan apa pun yang sebelumnya ada antara mereka yang membuat bentuk arsitektur dan mereka yang mulai membuat—dari logam industri dan kemudian dari beton bertulang—bentuk-bentuk teknik baru yang kita kenal di mana-mana sebagai dunia modern. Untuk bentuk-bentuk ini, ide-ide yang diwarisi dari dunia konstruksi batu kuno tidak lagi berlaku; ide-ide baru sangat penting untuk membangun dengan material baru. Namun karena ide-ide baru ini sangat bertentangan dengan selera konvensional, ide-ide tersebut ditolak oleh kalangan budaya.

Ini, tentu saja, merupakan masalah klasik dalam sejarah seni: bentuk-bentuk baru seringkali menyinggung para akademisi. Dalam hal ini, seni rupa (beaux arts) berlawan dengan seni struktural. Kerangka logam abad ke-19 menyinggung sebagian besar arsitek dan pemimpin budaya. Bangunan-bangunan baru dan jembatan-jembatan kota menderita akibat upaya-upaya gigih untuk menutupi atau mengubah strukturnya menjadi semacam refleksi bentuk batu. Pada abad ke-20, penggunaan beton bertulang menyebabkan upaya serupa. Meskipun beberapa orang mampu melihat potensi keringanan dan energi, sebagian besar

arsitek dengan berani mencoba membuat beton tampak seperti batu atau, kemudian, seperti abstraksi seni modern yang sedang berkembang. Ada perasaan mendalam bahwa rekayasa saja tidak cukup.

Para teknisi yang konservatif, lamban, dan mengenakan sepatu bot tinggi mungkin, seperti yang dikatakan arsitek Le Corbusier, "sehat dan perkasa, aktif dan bermanfaat, seimbang dan bahagia dalam pekerjaan mereka, tetapi hanya arsitek, melalui pengaturan bentuknya, yang mewujudkan suatu tatanan yang merupakan ciptaan murni dari jiwanya… saat itulah kita merasakan keindahan." Keyakinan bahwa insinyur yang bahagia, seperti manusia primitif yang mulia, memberi kita hal-hal yang bermanfaat tetapi hanya arsitek yang dapat mengubahnya menjadi seni adalah keyakinan yang mengabaikan sentralitas estetika bagi seniman struktural.

Pada menara, jembatan, atap bentang bebas, dan banyak jenis bangunan industri, pertimbangan estetika memberikan kriteria penting bagi desain insinyur. Karya-karya teknik terbaik semacam itu adalah contoh seni struktural, yang dibuat oleh para insinyur, dan karya-karya tersebut telah muncul cukup sering untuk membenarkan identifikasi seni struktural sebagai tradisi yang matang dengan karakter yang unik. Salah satu manifestasi terbaru adalah Jembatan Sunniberg karya Christian Menn (Gambar 3.6).



Gambar 3.6 Jembatan Sunniberg karya Christian Menn.

3.5 PENERAPAN PADA DESAIN SEHARI-HARI

Banyak insinyur saat ini memandang diri mereka sebagai ilmuwan terapan, menganalisis bentuk struktural yang sudah ada yang telah ditetapkan oleh orang lain. Memandang diri sendiri sebagai ilmuwan terapan adalah pola pikir yang kurang tepat bagi seorang insinyur desain. Hal ini menghilangkan separuh imajinatif dari proses desain dan mengorbankan kesempatan untuk mengintegrasikan bentuk dan persyaratan struktural yang dapat menghasilkan seni struktural. Desain harus dimulai dengan pemilihan bentuk struktural. Ini adalah keputusan yang hanya dapat dibuat dengan baik oleh insinyur karena harus didasarkan pada pengetahuan tentang bentuk struktural dan bagaimana bentuk tersebut mengendalikan gaya dan gerakan.

Dalam kasus sebagian besar jembatan sehari-hari, pemilihan bentuk sebagian besar didasarkan pada preseden dan standar yang ditetapkan oleh badan pembangunan jembatan. Misalnya, bentuk jalan layang mungkin telah ditentukan sebelumnya oleh badan klien sebagai jembatan balok pelat las karena itulah yang disukai badan tersebut atau yang biasa dilakukan oleh pabrik baja lokal atau bahkan karena industri baja merupakan kekuatan politik yang dominan di negara bagian tersebut. Dalam kasus lain, bentuk dapat ditetapkan oleh seorang arsitek atau perancang kota karena alasan di luar persyaratan struktural. Dengan demikian, bentuk ditetapkan tanpa pertimbangan serius apakah itu sebenarnya bentuk terbaik untuk lokasi tertentu.

Penentuan bentuk kreatif tidak hanya terdiri dari penerapan imajinasi visual bebas atau penerapan analisis ilmiah yang ketat saja, tetapi juga penerapan keduanya secara bersamaan. Seni dimulai dengan visi tentang apa yang mungkin terjadi. Pengembangan visi tersebut adalah kuncinya.

Banyak insinyur menyebut pengembangan visi tersebut sebagai rekayasa konseptual. Ini adalah bagian terpenting dari desain. Ini adalah tahap di mana semua bentuk yang masuk akal diperiksa. Pemeriksaan harus mencakup, pada tingkat ketelitian yang kasar, seluruh rangkaian pertimbangan; kinerja, biaya, dan penampilan. Semua yang terjadi selanjutnya, termasuk kesan estetika yang dihasilkan jembatan, akan bergantung pada kualitas bentuk yang dipilih. Tahap ini sering diabaikan atau dikesampingkan, berdasarkan preseden, standar, gagasan yang sudah ada sebelumnya, atau pengalaman sebelumnya yang mungkin berlaku atau tidak.

Alasan yang sering diberikan untuk mempersingkat tahap ini termasuk, “Semua orang tahu bahwa [balok pelat baja, balok beton pracetak, beton cor di tempat] adalah struktur yang paling ekonomis untuk lokasi ini,” atau “Kami selalu membangun [balok pelat baja, balok beton pracetak, beton cor di tempat] di negara bagian ini,” atau “Mari kita gunakan desain yang sama seperti yang kita lakukan untuk [jembatan mana pun] tahun lalu.”

Pada titik ini seseorang akan memprotes bahwa pertimbangan lain (biaya, preferensi industri kontraktor lokal, dll.) memang akan membedakan dan menentukan bentuknya. Terlalu sering alasan-alasan ini didasarkan pada asumsi yang tidak diuji, seperti, “Industri kontraktor lokal tidak akan menyesuaikan diri dengan bentuk yang berbeda,” atau “Perbedaan biaya dari

[proyek sebelumnya] masih berlaku," atau "Klien tidak akan pernah mempertimbangkan ide yang berbeda."

Atau keyakinan tersebut didasarkan pada analisis biaya yang menyesatkan yang terlalu bergantung pada asumsi biaya per unit. Atau keyakinan itu mungkin hanyalah kebiasaan — baik dari insinyur maupun klien — yang sering diungkapkan dalam frasa, "Kita selalu melakukannya dengan cara itu." Menerima asumsi dan keyakinan ini menempatkan batasan yang disayangkan dan tidak perlu pada kualitas jembatan yang dihasilkan karena, menurut definisi, perbaikan harus berasal dari ranah ide yang belum pernah dicoba sebelumnya.

Seperti yang dikatakan Kapten James B. Eads dalam laporan pendahuluan tentang jembatan besarnya di atas Sungai Mississippi di St. Louis:

> *Haruskah kita mengakui bahwa karena suatu hal belum pernah dilakukan, maka hal itu tidak akan pernah bisa dilakukan, padahal pengetahuan dan penilaian kita meyakinkan kita bahwa hal itu sepenuhnya dapat dipraktikkan?.*

Tugas pertama seorang insinyur adalah mempertanyakan semua penentuan, asumsi, dan keyakinan tersebut. Dari pertanyaan itu akan muncul pikiran terbuka yang diperlukan untuk mengembangkan visi tentang bagaimana setiap struktur dapat menjadi yang terbaik.

Kecuali jika pertanyaan tersebut menjadi titik awal, kemungkinan besar ide-ide yang paling menjanjikan tidak akan pernah muncul. Tidak akan ada desain yang terjadi. Sebaliknya, akan ada asumsi prematur tentang bentuk jembatan, dan insinyur akan langsung beralih ke analisis bentuk yang diasumsikan. Itulah mengapa begitu banyak insinyur salah mengartikan analisis sebagai desain. Desain yang lebih tepat adalah pemilihan bentuk sejak awal, yang sebagian besar insinyur belum diizinkan untuk melakukannya. Desain jauh lebih penting dari kedua aktivitas tersebut.

Insinyur juga fokus pada analisis dengan keyakinan bahwa bentuk (bentuk dan dimensi) akan ditentukan oleh gaya yang dihitung dalam analisis. Namun, pada kenyataannya, ada sejumlah besar bentuk yang dapat ditunjukkan oleh analisis untuk bekerja sama baiknya. Pilihan ada di tangan insinyur untuk memilih di antara bentuk-bentuk tersebut, dan dengan demikian menentukan gaya melalui bentuk tersebut, bukan sebaliknya.

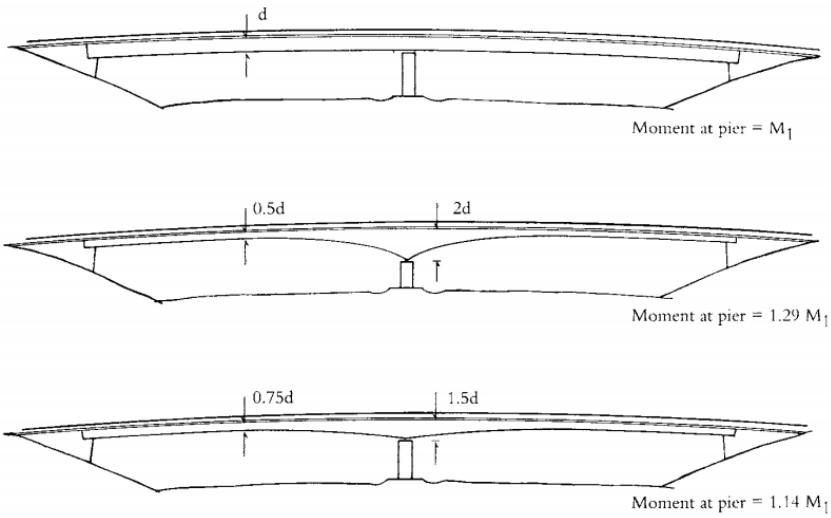
Ambil contoh sederhana jembatan girder kontinu dua bentang, menggunakan struktur yang sudah ada, MD 18 di atas U.S. 50 (Gambar 3.7). Di sini insinyur memiliki berbagai kemungkinan seperti girder dengan flensa paralel, atau dengan berbagai macam penopang dengan berbagai proporsi (Gambar 3.8). Momen akan bergantung pada kekakuan di setiap titik, yang pada gilirannya akan bergantung pada ada atau tidaknya penopang dan bentuknya (Gambar 3.9). Pilihan bentuk dan dimensi insinyur akan menentukan momen di setiap titik di sepanjang girder. Gaya akan mengikuti pilihan bentuk. Dalam batas tertentu, insinyur dapat mengarahkan gaya.

Mari kita periksa bentuk mana yang harus dipilih insinyur. Semua bentuk dapat menopang beban yang dibutuhkan. Tergantung pada spesifikasi industri kontraktor lokal, banyak di antaranya pada dasarnya memiliki biaya yang sama. Semuanya akan berkinerja sama

baiknya dan semuanya sebanding dalam hal biaya, sehingga insinyur hanya perlu membuat keputusan berdasarkan pertimbangan estetika. Mengapa tidak memilih yang menurut insinyur terlihat paling bagus?

Gambar 3.7 MD 18 di atas U.S. 50.

Gambar 3.8 Kemungkinan lain untuk MD 18 di atas U.S. 50.



Gambar 3.9 Gaya yang ditentukan oleh pilihan bentuk insinyur.

Singkatnya, itulah proses yang diikuti oleh semua insinyur hebat. Karya Maillart, sebagai salah satu contoh, menunjukkan bahwa insinyur tidak dapat memilih bentuk sebebas pematung, tetapi insinyur tidak terbatas pada penemuan bentuk yang sudah ada seperti halnya ilmuwan. Insinyur menciptakan bentuk, dan karier Maillart menunjukkan bahwa penemuan tersebut memiliki dasar visual dan ilmiah. Ketika salah satu di antaranya ditolak, desain teknik berhenti.

Bagi Maillart, dimensi tidak ditentukan oleh perhitungan, dan bahkan hasil perhitungan dapat diubah (dengan menyesuaikan bentuk) karena yang bekerja adalah perancang, bukan analis. Analisis dan perhitungan adalah pelayan desain. Desain, analisis, dan perhitungan harus bekerja bersama. Menurut kata-kata insinyur Spanyol Eduardo Torroja,

Imajinasi saja tidak dapat mencapai desain [elegan] seperti itu tanpa bantuan akal, demikian pula proses deduksi, yang maju melalui siklus penyempurnaan berturut-turut, tidak dapat begitu logis dan pasti sehingga secara tak terhindarkan mengarah pada desain tersebut.

Tantangan rekayasa bukan hanya menemukan solusi yang paling murah. Tantangan rekayasa adalah menghadirkan keanggunan dari kegunaan: Kita tidak boleh puas dengan jembatan yang hanya mengangkut kendaraan dan orang. Jembatan tersebut juga harus menggerakkan jiwa kita.

3.5 PERAN STUDI KASUS DALAM DESAIN JEMBATAN

Desain jembatan, bahkan jembatan layang jalan raya, seringkali melibatkan masalah standar tetapi selalu dalam situasi yang berbeda. Studi kasus dapat membantu dalam desain masalah standar ini dengan menunjukkan model dan titik perbandingan untuk sejumlah besar jembatan tanpa menyiratkan bahwa setiap jembatan tersebut hanyalah tiruan.

Tujuan utama studi kasus adalah untuk meneliti dengan cermat semua aspek utama jembatan yang telah selesai, untuk memahami alasan di balik setiap keputusan desain, dan untuk membahas alternatif, semuanya untuk tujuan meningkatkan desain di masa mendatang. Kasus-kasus seperti itu membantu mendefinisikan ide atau prinsip yang lebih umum. Studi kasus sangat dikenal oleh para insinyur ketika merancang untuk kinerja yang dapat diterima dan biaya rendah; studi kasus juga dapat bermanfaat ketika mempertimbangkan penampilan.

Pengorganisasian umum dari studi-studi ini akan membantu mengidentifikasi masalah standar dan mempermudah perbandingan. *Pertama*, evaluasi keseluruhan jembatan sebagai justifikasi untuk mempelajarinya. Apakah ini contoh yang baik yang dapat ditingkatkan? Apakah ini model yang hampir sempurna? Apakah ini contoh buruk yang harus dihindari?

Kedua, deskripsi jembatan lengkap, yang dibagi menjadi beberapa bagian yang kira-kira bertepatan dengan biaya yang mudah diidentifikasi dan termasuk modifikasi pada setiap bagian sebagai perbaikan yang disarankan. Dalam bagian deskripsi utama ini terdapat urutan bagian-bagian yang menyiratkan prioritas bagi insinyur struktur: konsep dan bentuk keseluruhan struktur, struktur atas, penyangga, dek, warna, dan lansekap.

1. Konsep dan bentuk jembatan yang telah selesai disertai dengan ringkasan riwayat kinerja jembatan (termasuk pemeliharaan) dan biaya konstruksinya, biasanya diberikan per meter persegi jembatan. Jarak bebas yang dibutuhkan, kondisi pondasi,

persyaratan hidrolik, masalah lalu lintas, dan persyaratan umum lainnya akan dibahas di sini.

2. Struktur atas di sini terutama mencakup elemen bentang horizontal utama seperti balok menerus, lengkungan, rangka, dll. Pada jembatan balok baja menerus, biaya terutama diidentifikasi dengan biaya baja fabrikasi. Modifikasi desain dengan penambahan penyangga, perubahan panjang bentang, atau membuat balok menerus dengan kolom akan dibahas termasuk pengaruhnya terhadap biaya.
3. Penopang pilar paling sering berupa kolom atau rangka baik di median atau di luar bahu jalan, atau di kedua tempat pada jalan layang. Ini biasanya merupakan elemen yang sangat terlihat dan dapat memiliki banyak bentuk. Desain yang berbeda untuk hubungan antara balok baja, bantalan, dan kolom dapat membuat peningkatan besar dalam penampilan tanpa merugikan biaya atau kinerja.
4. Penopang abutmen juga merupakan bagian jembatan yang sangat terlihat, yang meliputi bantalan, dinding kantilever, dinding pipi, dan dinding sayap.
5. Dek jembatan meliputi pelat beton atau dek baja ortotropik, bagian yang menjorok, pagar pembatas, dinding pembatas, dan ketentuan untuk drainase, yang semuanya berpengaruh pada kinerja serta penampilan baik dilihat dari samping maupun dari bawah jembatan.
6. Warna sangat penting untuk struktur baja yang dicat, dan tekstur dapat menjadi penting untuk permukaan beton pada pilar, abutmen, dan dek.
7. Lansekap/pagar pembatas mencakup tanaman dan fitur lain yang dapat memiliki konsekuensi visual penting bagi desain.

Urutan bagian-bagian ini penting karena memfokuskan perhatian pada desain teknik. Kinerja konsep struktural yang lemah tidak dapat diselamatkan oleh detail dek yang baik. Bentuk yang jelek tidak dapat diselamatkan oleh warna atau lansekap. Empat bagian pertama bersifat struktural, bagian kelima sebagian bersifat struktural, sedangkan dua bagian terakhir, meskipun penting untuk dipertimbangkan oleh insinyur jembatan, terutama melibatkan ide-ide non-struktural.

Ketiga, studi kasus dapat memberikan kritik terhadap konsep dan bentuk dengan membandingkannya dengan jembatan serupa lainnya atau desain jembatan untuk kondisi serupa, termasuk yang memiliki bentuk yang sangat berbeda, sebagai stimulus untuk imajinasi desain.

Keempat dan terakhir, kasus tersebut harus diakhiri dengan beberapa diskusi tentang hubungan studi ini dengan teori desain jembatan. Jelas, setiap studi semacam itu harus didasarkan pada serangkaian ide tentang desain yang seringkali secara implisit memengaruhi penulis yang harus menjelaskan ide-ide ini secara eksplisit.

Kesimpulan ini harus menunjukkan bagaimana studi ini mengilustrasikan sebuah teori dan bahkan terkadang memaksa modifikasi teori tersebut. Ide-ide umum hanya terbentuk dari contoh-contoh spesifik.

3.7 STUDI KASUS JALAN BUCKLEY DI ATAS I-75 DI COLORADO

Jalan Buckley di Colorado di atas I-76 (Gambar 3.10) menawarkan penerapan bentuk inovatif pada balok beton prategang untuk mencapai bentang yang lebih panjang dari biasanya, dengan hasil visual yang unik. Oleh karena itu, ini merupakan subjek yang layak untuk studi kasus.

Gambar 3.10 Jalan Buckley di atas I-76.

Deskripsi Jembatan

Secara konsep, ini adalah jembatan balok kontinu tiga bentang dengan kemiringan 47 yang terbuat dari balok pracetak prategang yang dipasang di atas pilar dan abutmen beton cor di tempat.

Struktur atas terdiri dari tujuh balok yang berjarak sekitar 3 m dan masing-masing terdiri dari lima segmen beton pracetak prategang (Gambar 3.11). Bentang utama sekitar 56 m dan setiap bentang samping sekitar 50 m. Segmen satu dan lima memiliki panjang 37,8 m dan pada dasarnya berperilaku sebagai balok yang ditopang sederhana di antara abutmen dan segmen kantilever dua dan empat. Segmen kantilever ini membentang 12 m ke bentang samping dan 15 m ke bentang utama. Segmen tiga memiliki panjang 25,6 m dan berperilaku kira-kira sebagai balok yang ditopang sederhana di dalam bentang utama. Terdapat jarak 0,15 m antar segmen untuk pengecoran penutup. Segmen kantilever memiliki penopang linier 0,6 m dari kedalaman balok 1,8 m untuk tiga segmen lainnya, yang merupakan balok Colorado BT72.

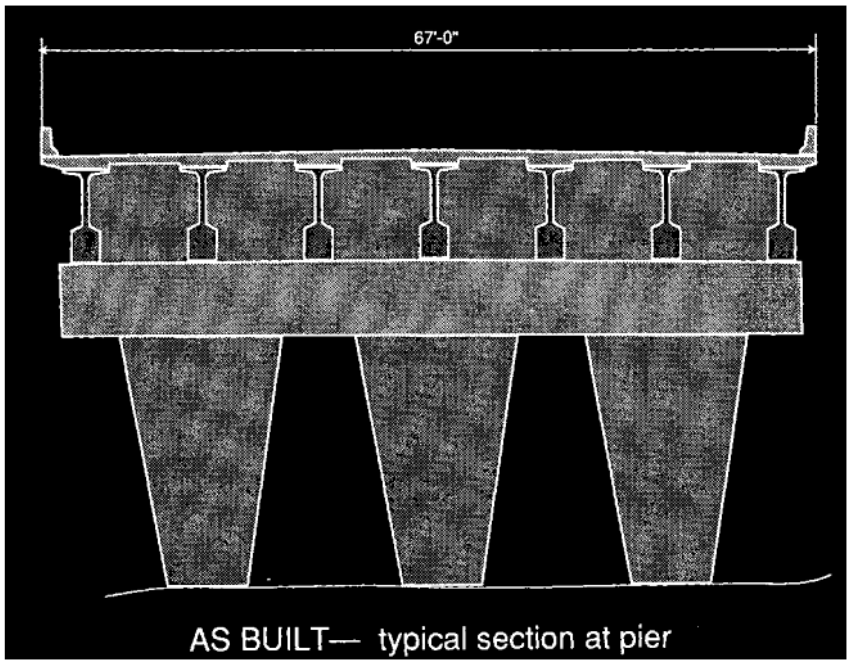
Kedua pilar masing-masing terdiri dari balok penutup pilar selebar 1,2 m, sedalam 1,8 m, dan panjang 28 m yang ditopang oleh tiga dinding masing-masing selebar 1,2 m, tinggi sekitar 7,6 m, dan panjang 6 m di bagian atasnya yang meruncing menjadi 3 m di bagian pondasi. Balok penutup memanjang sekitar 1,5 m di luar garis tengah balok eksterior atau

sekitar 1,1 m di luar tepi flensa bawah balok tersebut. Pilar di sebelah rel kereta api memiliki dinding penahan benturan yang dibangun di dalam tiga dinding yang meruncing.

Abutmen berupa balok beton dangkal selebar 0,9 m yang ditopang oleh tiang pancang dan menopang balok pracetak. Pelat dek merupakan serangkaian panel beton pracetak prategang yang dibuat komposit dengan balok pracetak. Dibatasi oleh pembatas Jersey, pelat dek memiliki lebar 20,4 m dan menjorok keluar dari balok eksterior sejauh 0,96 m atau sedikit lebih dari setengah kedalaman segmen balok yang tidak memiliki penopang.

Kritik terhadap Jembatan

Konsep struktur atas yang sepenuhnya pracetak, balok kontinu tiga bentang, dan pilar yang dicor di tempat telah menghasilkan struktur yang ekonomis dan sangat sesuai dengan kondisi lokasi yang melintasi I-76 dan jalur kereta api ganda.



Gambar 3.11 Penampang tipikal Jalan Buckley seperti yang dibangun.

Konsep lain yang masuk akal termasuk jembatan dua bentang dan jembatan tiga bentang dengan segmen kantilever dua dan empat yang dicor di tempat bersama pilar (seperti yang diilustrasikan oleh Jembatan Stewart Park di Oregon). Kritik ini akan membatasi diri pada konsep saat ini, tetapi perbandingan antara jembatan ini dan jembatan Oregon akan menyusul. Dalam setiap kasus, gagasan seni struktural akan menjadi dasar kritik.

Struktur atas menunjukkan penggunaan yang tidak biasa dari balok T pracetak berbentuk bulat yang bulatannya diperpanjang secara vertikal untuk menciptakan penopang pada dua penyangga interior. Tampilan profil menunjukkan peningkatan gaya pada penyangga interior dan foto konstruksi (dengan jalan setapak sementara) menunjukkan keringanan yang dicapai oleh overhang yang dimensinya hampir sama dengan kedalaman balok.

Penopang akan lebih efektif secara visual jika lebih dalam dan segmen satu, tiga, dan lima lebih dangkal. Misalnya, dengan balok Colorado C68, kedalaman akan berkurang menjadi

1,7 m dan penopang 2,6 m akan lebih jelas menunjukkan aliran gaya. Pada saat yang sama, jarak antar balok akan dikurangi menjadi 2,9 m untuk memungkinkan overhang 1,4 m.

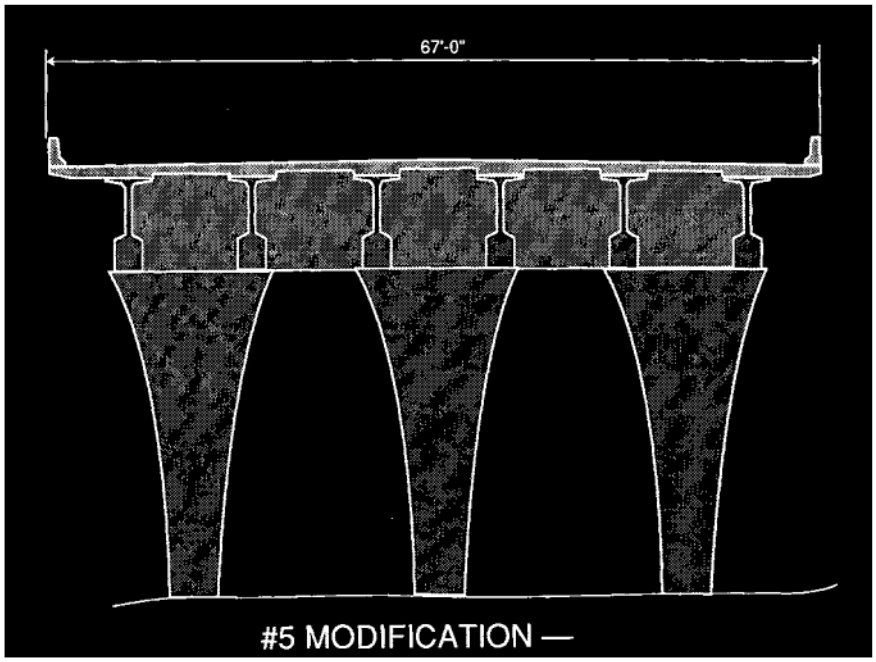
Solusi lain adalah mempertahankan balok Colorado BT72, meningkatkan penopang menjadi 3 m, dan mengurangi jumlah balok dari tujuh menjadi enam, sehingga kembali meningkatkan overhang. Jika keenam balok tersebut berjarak 3,35 m di tengahnya, maka overhangnya akan menjadi 1,7 m atau hampir sama dengan kedalaman balok BT72.

Pilar-pilar tersebut secara visual menonjol dan terlihat berat. Mereka juga memiliki bentuk formal yang tidak secara jelas mengekspresikan struktur. Secara khusus, garis horizontal balok kepala palu memisahkannya dari dinding penyangga dan kedalaman balok tersebut sebesar 1,8 m jauh lebih besar daripada yang dibutuhkan untuk menahan beban balok di atas bentang 2,4 m di antara dinding penyangga yang lebar di bawahnya.

Karena pilar-pilar ini relatif pendek dibandingkan dengan bentang panjang balok, penampilannya yang masif dipertegas oleh kurangnya ekspresi struktural. Jelas dari bawah jembatan bahwa dinding selebar 6 m dapat dengan mudah dibuat untuk menopang semua balok secara langsung tanpa balok kepala palu (Gambar 3.12). Oleh karena itu, dinding akan lebih tinggi dan, jika dibentuk dengan hati-hati, akan membentuk integrasi yang mencolok dengan balok dek. Diafragma cor di tempat kemudian dapat diintegrasikan secara struktural dengan dinding dan balok untuk membentuk rangka silang untuk beban hidup.

Abutmen dapat ditingkatkan dengan menghilangkan dinding yang menyembunyikan ujung balok dan bantalan. Bersama dengan balok yang tampak lebih ringan, ekspresi struktural pada abutmen ini akan meningkatkan penampilan profil jembatan yang sudah mencolok.

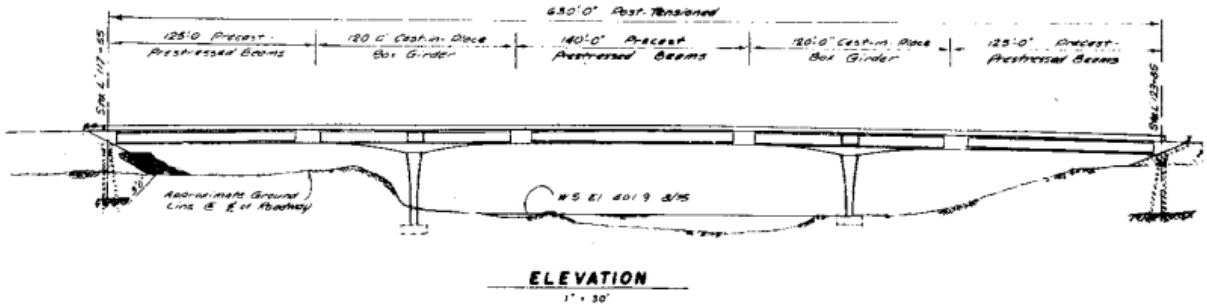
Peningkatan overhang dek memberikan kesan ringan pada balok. Selain itu, sistem yang digunakan sudah baik dan menghindari noda yang dapat timbul ketika cetakan pelat logam dibiarkan di tempatnya.



Gambar 3.12 Kemungkinan Modifikasi Pada Jalan Buckley.

Jembatan Stewart Park

Konsep untuk jembatan tahun 1978 ini (Gambar 3.13) yang dirancang oleh Louis Pierce sama dengan Jembatan Buckley Road kecuali untuk segmen kantilever dua dan empat yang berupa kotak berongga beton prategang cor di tempat. Karena bentangnya (56,4, 79,2, 56,4 m) lebih panjang daripada Jembatan Buckley Road, segmen satu, tiga, dan lima masing-masing terbuat dari dua bagian pracetak terpisah.

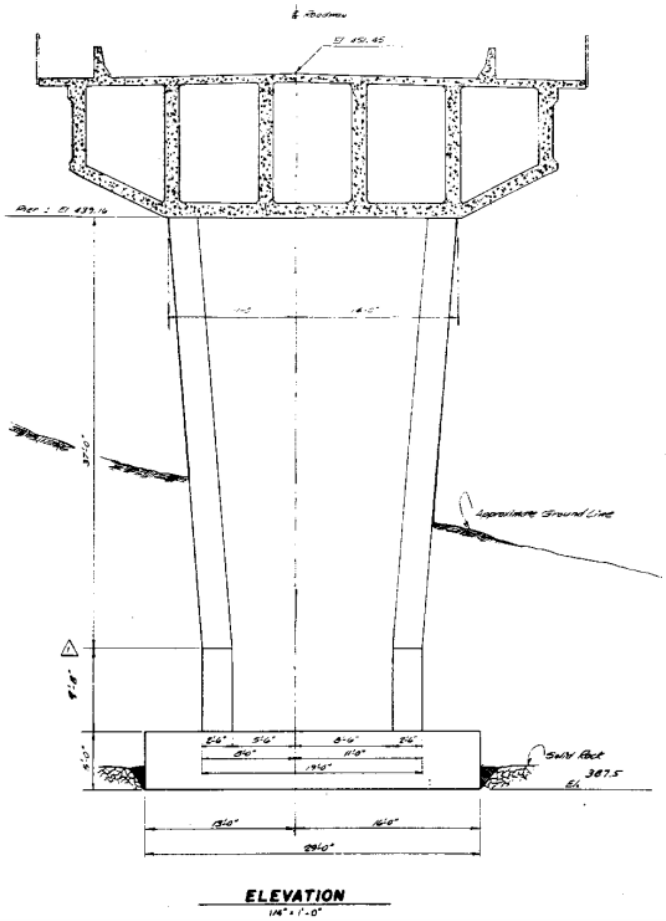


Gambar 3.13 Tampak Jembatan Stewart Park karya Louis Pierce.

Struktur atas dan pilar dengan demikian terintegrasi menjadi satu bentuk daripada dipisahkan menjadi dua bentuk seperti di Jembatan Buckley Road. Kotak-kotak tersebut memiliki penopang dari 2,4 m pada segmen penampang konstan hingga 3,65 m pada dua penyangga interior dengan rasio 1,55. Namun, kotak-kotak tersebut memiliki kedalaman 2,4 m di sepanjang permukaan luarnya dan menopang secara lateral hingga 3,65 m pada jarak 2,5 m. Sama seperti di Buckley Road, overhang dek terlalu pendek, sekitar 0,8 m untuk kedalaman girder 2,4 m.

Bentuk kedua pilar adalah dinding selebar 7,6 m, tebal 2,3 m di bagian atas, meruncing menjadi selebar 5,8 m dan tebal 1,4 m di bagian dasar. Tinggi totalnya adalah 12,7 m di atas pondasi tetapi hanya sekitar 7,6 m di atas permukaan tanah. Bentuk pilar ini, yang memiliki tinggi yang hampir sama dengan pilar Buckley Road, memberikan kesan ringan yang tidak ada pada struktur yang terakhir (Gambar 3.14).

Jembatan Buckley Road mewakili desain yang baik. Konsep serupa dapat ditingkatkan dalam desain di masa mendatang dengan perubahan yang relatif kecil pada struktur atas melalui penguatan penopang dan overhang dek yang lebih lebar serta perubahan besar pada bentuk pilar. Penggunaan bagian kantilever cor di tempat menawarkan peningkatan kemungkinan untuk bentuk yang elegan dan integrasi yang lebih dekat antara struktur atas dengan pilar.



Gambar 3.14 Penampang tipikal Jembatan Stewart Park di pilar.

3.8 ANALISIS KOMPUTER DAN KOMPETISI DESAIN DALAM SENI STRUKTURAL

Sebagian besar orang akan setuju bahwa cita-cita seni struktural bertepatan dengan cita-cita masyarakat perkotaan: konservasi sumber daya alam, minimalisasi pengeluaran publik, dan penciptaan lingkungan yang lebih menarik secara visual. Seperti yang ditunjukkan oleh sejarah seni struktural, beberapa insinyur telah mengubah cita-cita ini menjadi kenyataan. Tetapi ini adalah kasus-kasus terisolasi. Bagaimana hal itu bisa menjadi aturan alih-alih pengecualian? Kita dapat menjawab pertanyaan ini secara historis, dengan mengidentifikasi gagasan-gagasan sentral yang telah dikaitkan dengan seni struktural yang hebat. Gagasan-gagasan ini mencerminkan masing-masing dari tiga dimensi: ilmiah, sosial, dan simbolis.

Gagasan ilmiah utama dapat dinyatakan sebagai pengurangan analisis. Dalam seni struktural, gagasan ini telah hidup berdampingan dengan kecenderungan sebaliknya untuk terlalu menekankan analisis, yang saat ini dicirikan oleh penggunaan komputer yang intensif untuk perhitungan struktural. Salah satu contoh yang mencolok berasal dari desain kubah beton tipis — atap cangkang tipis.

Di sini, kemajuan besar antara tahun 1955 dan 1980 — masa perkembangan analitik yang intens — dicapai, bukan dengan melakukan analisis kompleks menggunakan komputer, tetapi dengan mengurangi analisis menjadi ide-ide yang sangat sederhana berdasarkan perilaku fisik yang diamati. Kubah atap menjadi ciri kemajuan ini dan mereka meneruskan ide

ilmiah sentral dalam seni struktural: analis bentuk, yang juga merupakan pencipta bentuk, bebas untuk mengubah bentuk sehingga kompleksitas analitik menghilang.

Bentuk mengendalikan gaya dan semakin jelas perancang dapat memvisualisasikan gaya-gaya tersebut, semakin yakin mereka dengan bentuk-bentuk mereka. Seniman struktural hebat di awal dan pertengahan abad ke-20 seperti Robert Maillart dan Pier Luigi Nervi semuanya telah menulis dengan tegas menentang keinginan untuk mempersulit analisis. Kita melihat argumen yang sama dikemukakan oleh para perancang terbaik di akhir abad ke-20.

Ketika bentuk dipilih dengan baik, analisisnya menjadi sangat sederhana. Komputer, tentu saja, semakin berguna sebagai penghemat waktu untuk perhitungan rutin yang dilakukan setelah desain ditetapkan. Komputer juga semakin berharga dalam membantu perancang melalui grafis komputer. Tetapi seperti mesin apa pun, meskipun dapat mengurangi tenaga kerja manusia, komputer tidak dapat menggantikan kreativitas manusia.

Beralih ke dimensi sosial, sebuah gagasan utama yang muncul dari seni struktural adalah efektivitas kompetisi desain publik. Kualitas desain muncul dari rangsangan desain yang bersaing untuk proyek yang sama daripada dari peraturan kompleks yang dikenakan pada satu perancang. Kemajuan desain jembatan modern menggambarkan manfaat dan makna desain alternatif. Banyak desain alternatif telah disiapkan sesuai dengan kompetisi desain, yang membawa publik ke dalam proses secara positif. Tidak cukup bagi publik hanya untuk memprotes pembangunan desain yang jelek dan mahal. Aktivitas positif sangat penting, dan itu hanya dapat terjadi ketika publik melihat desain alternatif yang mungkin untuk suatu proyek. Dengan demikian, pemerintah dapat memastikan desain yang lebih baik dengan melepaskan sebagian kendali mereka atas siapa yang mendesain dan bentuk apa yang dipilih, dan dengan memberikan sebagian kendali ini kepada juri yang berpengetahuan yang mencakup perwakilan dari masyarakat awam.

Meskipun tradisi kompetisi desain jembatan di Amerika Serikat relatif sedikit, tradisi tersebut berakar kuat di tempat lain, dengan hasil yang spektakuler baik secara politik maupun estetika. Swiss memiliki tradisi kompetisi desain jembatan terpanjang dan paling intensif, dan bukan kebetulan bahwa, hampir secara umum disepakati, dua perancang jembatan terbesar di paruh pertama abad ke-20 adalah orang Swiss: Robert Maillart (1872–1940), yang mendesain dengan beton, dan Othmar Amman (1879–1966), perancang Jembatan George Washington dan Verrazano, yang mendesain dengan baja. Bahwa Swiss, yang luasnya hanya seperenam Colorado, dan dengan jumlah penduduk lebih sedikit daripada Kota New York, dapat mencapai ketenaran dunia seperti itu disebabkan oleh pentingnya ekonomi dan estetika bagi para pengajar teknik dan perancang mereka, sebuah pentingnya yang didorong oleh kompetisi desain.

Lengkungan beton Maillart di Swiss seringkali menjadi proposal termurah dalam kompetisi desain, dan kemudian menjadi fokus utama pameran museum seni pertama yang didedikasikan secara eksklusif untuk karya seorang insinyur: pameran Museum Seni Modern Kota New York tahun 1947 tentang struktur Maillart. Amman juga mendapat penghormatan serupa. Perayaan seratus tahunnya dirayakan dengan simposium di Boston dan New York serta

pameran yang diadakan di Swiss. Baik Maillart maupun Amman menulis dengan jelas tentang penampilan serta ekonomi jembatan. Mereka adalah contoh utama seniman struktural.

Tradisi jembatan Swiss ini berlanjut hingga saat ini dengan sejumlah besar jembatan baru yang mencolok dari beton yang mengikuti prinsip Maillart meskipun tidak dalam detail yang ditiru. Karya pasca-Perang Dunia II yang paling mengesankan adalah karya Christian Menn, yang lengkungan bentang panjang dan kantilevernya memperluas teknik prategang baru hingga batasnya, seperti yang dilakukan lengkungan tiga engsel dan diperkuat dek Maillart sebelumnya dengan beton bertulang.

Kompetisi desain merangsang para insinyur ini dan juga mendidik masyarakat umum. Agar efektif, kompetisi semacam itu harus diterima oleh otoritas politik, dinilai oleh para insinyur dan anggota masyarakat awam yang berpengetahuan luas yang pendapatnya akan diperdebatkan di media massa, dan dikendalikan oleh aturan yang dirancang dengan cermat. Citra yang salah tentang teknik rekayasa inilah yang mencegah kita untuk mengikuti naluri normal kita untuk kompetisi terbuka. Politik pekerjaan umum Amerika secara keliru membandingkan perancang teknik dengan dokter atau kontraktor bangunan.

Para pendukung perbandingan pertama berpendapat bahwa Anda tidak akan pernah mengadakan kompetisi untuk memutuskan siapa yang akan memperbaiki jantung Anda; sebaliknya, Anda akan memilih para profesional berdasarkan reputasi dan kemudian membiarkan mereka melakukan pekerjaan terampil yang sesuai dengan pelatihan mereka. Namun, ada perbedaan mendasar antara jantung dan jembatan. Bagi kebanyakan orang, hanya ada satu jantung yang akan melakukan pekerjaan itu. Memilih jantung "terbaik" bukanlah pertimbangan. Di sisi lain, untuk lokasi jembatan tertentu, ada banyak desain jembatan yang akan memecahkan masalah tersebut. Semakin banyak pikiran yang dikerahkan untuk memecahkan masalah, semakin besar kemungkinan desain yang luar biasa akan muncul. Lagipula, tujuan utamanya adalah memilih jembatan terbaik, bukan perancang jembatan terbaik.

Lebih lanjut, mengembangkan imajinasi insinyur menciptakan aset berharga bagi masyarakat. Imajinasi itu membutuhkan lebih banyak kesempatan untuk dilatih daripada kesempatan untuk membangun, dan itu dirangsang oleh kompetisi. Namun, meskipun mungkin membuat frustrasi untuk kalah dalam kompetisi, aktivitas ini sehat dan mematangkan, terutama ketika bahkan yang kalah pun diberi kompensasi finansial untuk waktu mereka, seperti yang sering terjadi di Swiss.

Bagi pendukung perbandingan palsu kedua, kompetisi desain harus dijalankan seperti kompetisi pembangunan di mana penawaran terendah untuk biaya desain mendapatkan kontrak desain. Dalam struktur publik Amerika, desain dan konstruksi adalah kegiatan yang secara hukum berbeda. Biaya desain biasanya 5% atau kurang dari biaya konstruksi. Oleh karena itu, seorang insinyur brilian mungkin menghabiskan lebih banyak untuk mempersiapkan desain yang, seperti yang sering terjadi, akan menelan biaya yang jauh lebih sedikit bagi pemilik secara keseluruhan.

Dengan alasan yang sama, seorang insinyur yang memangkas biaya desain untuk mendapatkan pekerjaan mungkin harus membuat desain yang lebih konservatif yang dapat

dengan mudah menelan biaya lebih banyak bagi pemilik secara keseluruhan. Oleh karena itu, sejumlah besar potensi penghematan bagi masyarakat hilang karena kebijakan bodoh untuk menghemat sedikit pada tahap pertama suatu proyek.

Dalam salah satu jenis kompetisi desain Swiss, sejumlah kecil desainer diundang untuk berkompetisi, sebagian biaya mereka ditanggung, dan mereka mendapatkan dana hadiah tambahan sesuai urutan yang direkomendasikan oleh juri. Pemenang biasanya mendapatkan komisi untuk desain detailnya.

Hanya beberapa kompetisi seperti itu dalam setahun yang dibutuhkan untuk merangsang seluruh profesi dan untuk menunjukkan kepada masyarakat umum berbagai kemungkinan yang tersedia sebagai solusi yang baik untuk setiap masalah. Metode penghargaan desain ini membuka proses politik bagi masyarakat lokal jauh lebih luas daripada proses protes, tindakan hukum, dan penolakan pembangunan yang rumit dan sebagian besar negatif yang begitu mendominasi tindakan publik di Amerika Serikat pada akhir abad ke-20.

Negara bagian Maryland memimpin di Amerika Serikat. Pada tahun 1988, Maryland mengadakan kompetisi desain untuk struktur baru di atas Sungai Severn yang berdekatan dengan Akademi Angkatan Laut AS di Annapolis. Kompetisi ini meniru praktik Swiss. Hasil kompetisi tersebut menyelesaikan kontroversi komunitas yang sengit. Struktur pemenang, karya Thomas Jenkins (Gambar 3.15), diakui oleh American Institute of Steel Construction sebagai struktur bentang menengah terbaik yang dibangun pada tahun 1995–96. Pada tahun 1998, Maryland, bersama dengan negara bagian Virginia, Distrik Columbia, dan Administrasi Jalan Raya Federal, mengadakan kompetisi untuk memilih desain Jembatan Woodrow Wilson baru di atas Sungai Potomac di Washington, D.C. Desain pemenang (Gambar 3.16) disiapkan oleh tim yang dipimpin oleh Parsons Transportation Group.

Gambar 3.15 Jembatan Severn

Kompetisi desain yang didefinisikan dengan tepat mengungkapkan kebenaran tentang masyarakat yang sulit didefinisikan dengan cara lain. Oleh karena itu, desain yang dihasilkan menjadi simbol unik dari waktu dan tempatnya. Hal ini membawa kita pada gagasan utama

ketiga yang telah dikaitkan dengan seni struktural yang hebat — gagasan bahwa material dan bentuknya memiliki makna simbolis tertentu.

Gambar 3.16 Desain pemenang kompetisi untuk Jembatan Woodrow Wilson baru di atas Sungai Potomac di Washington, D.C.

Pelukis, penyair, dan penulis yang jeli telah mengenali dalam seni struktural sebuah jenis simbol baru — pertama dalam logam dan kemudian dalam beton — yang secara misterius sangat cocok baik dengan kemungkinan rekayasa maupun kemungkinan yang melekat dalam demokrasi.

Ketipisan dan keterbukaan Menara Eiffel, Jembatan Brooklyn, dan lengkungan Maillart, serta kontras yang mencolok antara bentuknya dan lingkungannya, memiliki kedekatan yang mendalam dengan tradisi politik dan era di mana mereka muncul. Mereka melambangkan yang buatan daripada yang alami, yang demokratis daripada yang otokratis, dan yang transparan daripada yang tak tertembus. Bentuk-bentuknya secara langsung mencerminkan sumber kreativitas batin yang muncul dari masyarakat industri kontemporer.

Bentuk-bentuk ini menyiratkan kehidupan demokratis daripada otokratis. Ketika struktur dan bentuk menyatu, hasilnya adalah keringanan, bahkan kerapuhan, yang sangat mirip dengan esensi masyarakat yang bebas dan terbuka. Cara kerja pemerintahan demokratis transparan, dilakukan di depan umum, dan meskipun demokrasi mungkin jauh dari sempurna, bentuk dan cara kerjanya (strukturnya) tidak dapat dipisahkan.

Lebih lanjut, publik harus terus-menerus memeriksa hasil karyanya: pemeliharaan konstan dan pembaruan berkala sangat penting untuk struktur yang terbuka. Politisi tidak memiliki masa jabatan seumur hidup; mereka harus diperiksa, ditegur, dan dimurnikan dari waktu ke waktu, dan diganti jika ditemukan korup atau tidak kompeten. Begitu pula dengan karya seni struktural.

Karya-karya tersebut juga tunduk pada pelapukan dan kelelahan penggunaan terbuka. Karya-karya tersebut mengingatkan kita bahwa lembaga-lembaga kita adalah milik kita dan bukan milik elit tertentu. Jika kita membiarkan jembatan-jembatan itu memburuk, seperti yang telah kita lakukan secara terang-terangan di kota-kota tua dan jaringan transportasi kita, maka tanda lahiriah itu menunjukkan korupsi batiniah kehidupan bersama dalam masyarakat demokratis yang bebas.

3.9 TUJUAN INSINYUR

Jembatan ideal secara struktural sederhana dan elegan. Jembatan tersebut harus menyediakan jalur yang aman dan keindahan visual bagi pengemudi, pejalan kaki, dan orang-orang yang tinggal atau bekerja di dekatnya. Masyarakat menganggap insinyur bertanggung jawab atas kualitas pekerjaan mereka, termasuk penampilannya. Karena alasan yang sama mengapa insinyur tidak akan membangun jembatan yang tidak aman, mereka juga tidak boleh membangun jembatan yang jelek. Perancang jembatan harus mempertimbangkan kualitas visual sebagai kriteria mendasar dalam pekerjaan mereka seperti kinerja, biaya, dan keselamatan.

Tidak ada aturan cepat atau rumus umum yang kondusif untuk kualitas visual yang luar biasa dalam desain jembatan. Setiap jembatan unik dan harus dipelajari secara individual, selalu mempertimbangkan semua masalah, kendala, dan peluang dari lingkungan atau pengaturan khususnya. Meskipun demikian, dengan mengamati jembatan lain, menggunakan studi kasus dan pedoman desain, insinyur dapat mempelajari apa yang membuat jembatan secara visual luar biasa dan mengembangkan kemampuan mereka untuk membuat jembatan mereka sendiri menarik. Mereka dapat mencapai kualitas visual yang luar biasa dalam desain jembatan sambil mempertahankan integritas struktural dan sesuai dengan anggaran mereka.

BAB 4
PERENCANAAN JEMBATAN PENGHUBUNG TETAP UTAMA

4.1 KARAKTERISTIK JEMBATAN TETAP

Dalam infrastruktur transportasi darat, jembatan tetap didefinisikan sebagai struktur permanen yang membentang di perairan luas yang memungkinkan lalu lintas jalan raya dan/atau kereta api tanpa gangguan dengan keamanan, efisiensi, dan kenyamanan yang memadai.

Layanan lalu lintas sering kali disediakan oleh feri sebelum jembatan tetap dibangun. Biasanya, jembatan tetap menawarkan waktu tempuh yang lebih singkat dan kapasitas lalu lintas yang lebih tinggi daripada layanan feri. Oleh karena itu, pembangunan jembatan tetap dapat memberikan dampak positif yang kuat pada pembangunan industri dan ekonomi daerah yang akan dilayani oleh jembatan tersebut. Hal ini, bersama dengan peningkatan keandalan terkait dengan kondisi iklim, merupakan alasan utama untuk mempertimbangkan implementasi jembatan tetap.

Perairan yang akan dilalui oleh jembatan tersebut seringkali dapat dilayari; struktur jembatan dapat menimbulkan hambatan bagi lalu lintas kapal dan dengan demikian berisiko terkena benturan dari kapal. Jika lalu lintas kapal penting, lalu lintas jembatan sebaiknya dipisahkan dari lalu lintas kapal yang melintas demi keselamatan lalu lintas secara umum. Aliran air sering dipengaruhi oleh struktur penghubung dan ini dapat memengaruhi lingkungan baik di dekat maupun jauh dari lokasi tersebut.

Selain itu, bentangan air dan area yang akan dilewati merupakan bagian dari wilayah indah yang membentuk habitat penting bagi satwa liar, fauna, dan flora. Oleh karena itu, perlindungan dan pelestarian lingkungan akan sering menjadi isu utama dalam diskusi politik sebelum pembangunan penghubung tersebut. Aspek-aspek ini harus disadari dan dipertimbangkan sejak awal proses perencanaan.

Tabel 4.1 Jembatan Utama yang Dibuka Sejak Tahun 1988

Nama Tautan	Panjang Total dan Jenis Struktur	Status Awal 1998	Modus Lalu Lintas
Jembatan Konfederasi, Kanada	12.9 km, Jembatan balok kotak beton tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Lalu lintas jalan raya
Jembatan Vasco da Gama, Portugal	12.3 km, viaduk dan jembatan gantung kabel tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1998	Lalu lintas jalan raya
Jembatan Severn Kedua, Britania Raya	5.1 km, viaduk dan jembatan gantung kabel tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1996	Lalu lintas jalan raya
Honshu–Shikoku Connection, Jepang			
• Rute Kojima-Sakaide	37.3 km, sebuah jembatan gantung tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Jalan raya dan kereta api
• Rute Kobe-Naruto	89.6km, sebuah jembatan gantung tingkat tinggi	Bagian selatan dibuka tahun 1998	Lalu lintas jalan raya
• Rute Onomichi-Imabari	59.4 km, sebuah jembatan gantung tingkat tinggi	Sedang dibangun	Lalu lintas jalan raya

Perlintasan Tetap Lantau, Hong Kong	3.4 km.		
• Jembatan Tsing Ma	Jembatan gantung tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Jalan raya dan kereta api
• Jembatan Kap Shui Mun	Jembatan gantung kabel tingkat tinggi	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Jalan raya dan kereta api
Jembatan Boca Tigris, Tiongkok.	4.6 km, jembatan gantung tingkat tinggi.	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Lalu lintas jalan raya.
Jalur Selat Besar, Denmark	17.5 km		
• Jembatan Barat	Jembatan balok kotak beton rendah sepanjang 6,6 km	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Jalan raya dan kereta api
• Jembatan Timur	Jembatan gantung tingkat tinggi sepanjang 6,8 km	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1998	Lalu lintas jalan raya
Terowongan Kereta Api Timur	Terowongan bor sepanjang 8,0 km, dua terowongan	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Lalu lintas kereta api
Jembatan Øresund, Swedia–Denmark	16 km, terowongan terendam, pulau buatan, jembatan gantung tingkat tinggi, viaduk	Dalam pembangunan	Jalan raya dan kereta api
Jembatan Rion–Antirion, Teluk Korintus, Yunani	2,9 km, jembatan kabel tinggi, viaduk	Konstruksi dimulai pada tahun 1998	Lalu lintas jalan raya
Terowongan Channel, Britania Raya–Prancis	50,5 km, terowongan bor, tiga terowongan	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1994	Jalur kereta api dengan angkutan mobil dan truk
Penyeberangan Teluk Tokyo, Jepang	15,1 km, terowongan bor, pulau buatan, jembatan rangka baja kotak tingkat tinggi dan rendah	Dibuka untuk lalu lintas tahun 1997	Lalu lintas jalan raya

Secara umum, istilah penghubung tetap dikaitkan dengan ruas jalan raya dan/atau rel kereta api yang panjangnya cukup besar, dan penghubung tetap dapat terdiri dari kombinasi berbagai struktur teknik sipil seperti terowongan, pulau buatan, jalan lintas, dan berbagai jenis jembatan. Beberapa contoh penghubung tetap utama yang telah dibuka atau sedang dibangun sejak tahun 1988 tercantum dalam Tabel 4.1.

Kegiatan Perencanaan untuk Penghubung Tetap Utama

Penghubung tetap utama merupakan investasi penting bagi masyarakat dan dapat memiliki pengaruh yang cukup besar terhadap potensi pembangunan daerah yang dilayaninya. Diskusi politik tentang keputusan untuk merancang penghubung tetap dapat berlangsung selama beberapa dekade atau bahkan berabad-abad. Pada periode ini, kegiatan perencanaan di tingkat masyarakat diperlukan untuk menunjukkan kebutuhan akan penghubung tetap dan untuk menentukan dampak positif dan negatif dari implementasinya. Pertimbangan perencanaan awal ini berada di luar cakupan bab ini, tetapi hasil dari kegiatan perencanaan awal dapat sangat memengaruhi tugas-tugas pada fase perencanaan selanjutnya setelah keputusan akhir dibuat.

Pada tahap perencanaan awal, prinsip dan kriteria dasar dibahas, seperti:

- Kepemilikan dan pembiayaan
- Perkiraan lokasi
- Perkiraan masa pakai layanan
- Kapasitas lalu lintas yang diperlukan
- Pertimbangan untuk bentuk lalu lintas lain seperti lalu lintas kapal dan lalu lintas udara
- Prinsip-prinsip untuk evaluasi lingkungan

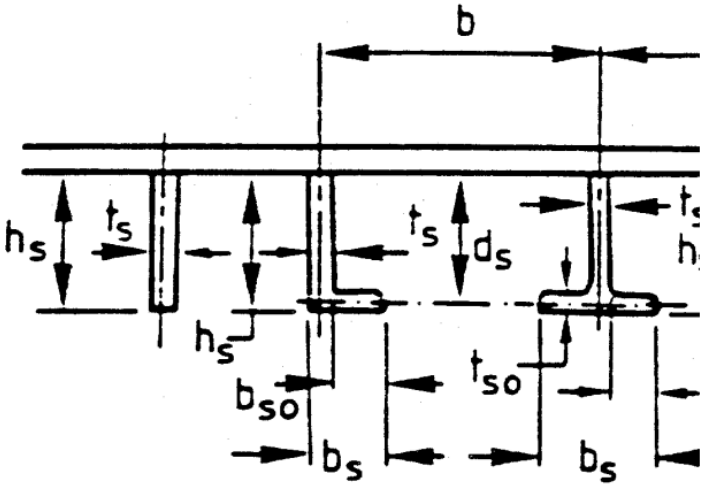
- Kebijakan risiko
- Konvensi internasional

Bagian 4.2 akan menjelaskan tahap perencanaan selanjutnya dengan menggambarkan langkah-langkah utama dalam pengembangan proyek dengan penekanan pada pertimbangan semua aspek yang relevan. Fokusnya akan pada aspek teknis dan teknik sipil jembatan sebagai penghubung tetap, tetapi sebagian besar metode dan prinsip yang dijelaskan dapat diterapkan pada jenis struktur penghubung lainnya. Dalam kasus pengaturan penghubung tetap yang kompleks (terdiri dari lebih dari satu jenis struktur), beberapa struktur ini mungkin merupakan solusi alternatif. Oleh karena itu, beberapa solusi gabungan dipelajari dan untuk setiap kombinasi biasanya perlu dilakukan perencanaan untuk seluruh penghubung secara keseluruhan.

Unsur-unsur dasar proyek untuk jembatan penghubung utama dijelaskan lebih rinci di Bagian 4.3, dan contoh jembatan penghubung utama yang baru dibangun, sedang dibangun, atau dalam tahap perencanaan di wilayah Skandinavia dijelaskan di Bagian 4.4.

Bab ini tidak membahas masalah estetika dan lingkungan secara individual, tetapi mengasumsikan bahwa semua alternatif dievaluasi menurut prinsip yang sama. Proses persetujuan publik berada di luar tujuan bab ini; pembaca dapat merujuk ke Referensi.

Jembatan penghubung memiliki ukuran dan biaya yang unik, dan lingkungan politik berbeda dari proyek ke proyek. Oleh karena itu, tidak mungkin untuk memberikan resep untuk perencanaan jembatan penghubung utama. Bab ini menjelaskan beberapa unsur yang menurut penulis penting dalam proses perencanaan multidisiplin yang kompleks dari semua jembatan penghubung.



Gambar 4.1 Gambaran artistik pylon setinggi 465 m di atas perairan sedalam 300 m untuk rencana penghubung Gibraltar dengan bentang 3.500 m.

Banyak jembatan penghubung penting yang masih perlu direncanakan dan dibangun. Salah satu yang paling spektakuler adalah jembatan penghubung Gibraltar antara Afrika dan Eropa. Gambar 4.1 menunjukkan kesan artistik dari tiang jembatan untuk jembatan penghubung Gibraltar yang direncanakan. Contoh jalur penghubung masa depan lainnya

adalah penyeberangan Selat Messina di Italia, penyeberangan Selat Malaka antara Malaysia dan Indonesia, dan Jembatan Río de la Plata yang menghubungkan Argentina dan Uruguay.

4.2 PENGEMBANGAN PROYEK

Langkah pertama dalam pengembangan proyek terdiri dari peninjauan semua informasi yang relevan dengan jalur penghubung dan mencakup investigasi solusi teknis yang paling mungkin dan layak untuk struktur tersebut. Moda transportasi, lalu lintas jalan raya dan kereta api, dan jumlah lalu lintas ditentukan berdasarkan perkiraan lalu lintas. Prognosis lalu lintas seringkali dikaitkan dengan ketidakpastian yang cukup besar karena jalur penghubung tetap tidak hanya akan memenuhi permintaan yang ada tetapi juga dapat menciptakan permintaan baru karena peningkatan kualitas transportasi. Untuk lalu lintas kereta api, harus diputuskan apakah jalur kereta api akan menampung satu atau dua jalur. Demikian pula, lalu lintas jalan raya dapat diangkut dengan kereta ulang-alik atau jembatan dapat diakomodasi dengan jalan raya yang dirancang dengan berbagai standar, karakteristik utamanya adalah jumlah lajur.

Keputusan tentang perkiraan permintaan lalu lintas dan model solusi lalu lintas terkait seringkali didasarkan pada campuran parameter teknis, ekonomi, sosial ekonomi, dan politik. Keputusan tersebut dapat dikonfirmasi pada tahap perencanaan selanjutnya ketika informasi lebih lanjut tersedia.

Studi konsep penghubung tetap akan meninjau kemungkinan penataan dan menentukan koridor yang sesuai untuk studi lebih lanjut. Studi ini akan mempertimbangkan persimpangan darat untuk moda lalu lintas yang diantisipasi dan mengidentifikasi area konflik potensial. Studi ini menjelaskan semua pengaturan yang layak untuk struktur dari pantai ke pantai, dan meninjau persyaratan untuk struktur darat khusus. Terakhir, studi ini mendefinisikan konsep yang akan diselidiki lebih dalam pada fase selanjutnya.

Studi kondisi lingkungan bertujuan untuk mengidentifikasi potensi dampak yang mungkin ditimbulkan struktur terhadap lingkungan dan untuk meninjau kerangka hukum lingkungan. Studi ini juga mengidentifikasi area konflik penting dan menjelaskan area studi proyek. Studi ini akan meninjau informasi yang tersedia tentang lingkungan laut dan darat dan menentukan kebutuhan akan investigasi tambahan.

Studi kondisi lokasi teknis akan membahas kondisi geologi, pondasi, navigasi, iklim, dan hidrolik. Studi ini akan meninjau situasi topografi dan menentukan studi atau investigasi tambahan untuk fase proyek berikutnya. Studi dasar desain pendahuluan akan meninjau persyaratan hukum, kode, dan standar serta mengidentifikasi kebutuhan akan persyaratan keselamatan dan daya tahan yang relevan.

Terakhir, studi dasar perhitungan biaya pendahuluan akan menentukan teknik estimasi biaya dan memberikan perkiraan biaya awal. Dengan mempertimbangkan hasil studi ini, program investigasi komprehensif untuk langkah proyek selanjutnya — studi konseptual — akan ditentukan.

Studi Konseptual

Studi konseptual adalah proses iteratif, di mana semua aspek yang kemungkinan akan memengaruhi proyek harus dipertimbangkan, ditimbang, dan diklarifikasi untuk mencapai solusi yang paling sesuai untuk tujuan dan lokasi yang dimaksud. Aspek-aspek ini meliputi biaya, konstruksi, struktur, navigasi, lingkungan, estetika, risiko, geologi, tabrakan kapal, angin, dan gempa bumi.

Setelah seleksi sementara berbagai alternatif, studi konseptual dilakukan untuk setiap solusi alternatif yang dipilih. Investigasi lokasi pendahuluan seperti investigasi lapisan bawah tanah di koridor jalur yang ditentukan, investigasi angin, gempa bumi, dan lalu lintas kapal akan dilakukan secara bersamaan dengan studi konseptual.

Studi konseptual meliputi pengembangan dasar proyek, termasuk:

- Mendefinisikan persyaratan fungsional
- Meninjau dan mendefinisikan aspek navigasi
- Menetapkan kebijakan risiko dan prosedur untuk manajemen risiko
- Menentukan dasar desain termasuk persyaratan khusus struktur
- Mengembangkan dasar perhitungan biaya

Setiap solusi yang dipilih akan dikembangkan dalam desain konseptual dan dijelaskan melalui gambar dan deskripsi. Desain konseptual akan sesuai dengan dasar proyek dan selanjutnya mempertimbangkan:

- Investigasi lokasi awal
- Aspek struktural
- Aspek arsitektur
- Aspek lingkungan
- Instalasi dan utilitas mekanik dan listrik
- Definisi dan batasan untuk operasi dan pemeliharaan
- Aspek biaya
- Tahap konstruksi utama

Secara praktis, tidak mungkin untuk memenuhi semua persyaratan di atas, tetapi upaya harus dilakukan untuk mencapai solusi yang seimbang. Fase studi konseptual diakhiri dengan analisis perbandingan dengan pembobotan parameter yang telah ditentukan sebelumnya, yang memberikan peringkat teknis dari semua solusi alternatif.

Strategi Pemilihan dan Pengadaan Proyek

Dengan menggunakan hasil dari peringkat teknis solusi, dasar untuk pemilihan proyek harus ditetapkan oleh organisasi pemilik. Ini membutuhkan informasi dari investigasi lain yang dilakukan secara paralel dengan studi teknis yang mencakup:

- Penilaian dampak lingkungan termasuk studi hidrolik;
- Studi permintaan lalu lintas termasuk kemungkinan struktur tarif;
- Tata letak, biaya, dan persyaratan untuk koneksi ke jaringan yang ada di luar area studi;
- Definisi implementasi proyek dan prosedur tender.

Informasi yang diperoleh dari studi di atas dapat digunakan sebagai masukan ke dalam model biaya-manfaat dari solusi yang diantisipasi. Hasil akhir ini biasanya memberikan dasar untuk membuat keputusan yang paling mempertimbangkan sudut pandang politik lokal dan global. Audiensi publik mungkin diperlukan selain investigasi. Hasil dari proses ini adalah pemilihan solusi yang paling tepat.

Strategi Pengadaan

Metode pengadaan yang optimal harus memastikan bahwa pekerjaan dan aktivitas didistribusikan dan dilaksanakan oleh pihak yang paling berkualitas (pemilik, konsultan, kontraktor) di semua fase, untuk memenuhi tingkat kualitas yang dibutuhkan, dengan biaya keseluruhan terendah. Strategi pengadaan harus memperjelas prosedur tender dengan peraturan komersial dan hukum untuk wilayah tersebut. Berikut ini, tiga konsep kontrak utama dalam definisi strategi pengadaan untuk proyek jembatan penghubung tetap disajikan.

Konsep Kontrak

Tiga konsep utama adalah sebagai berikut:

1. Desain dan Konstruksi Terpisah (SDC) adalah konsep di mana dokumen kontrak konstruksi disiapkan oleh pemilik, seringkali dibantu oleh tim konsultan teknik, dan konstruksi dilakukan oleh kontraktor.
2. Desain-Bangun (DB) adalah konsep di mana tanggung jawab desain teknik dan konstruksi diberikan kepada satu entitas, paling sering kontraktor.
3. Desain-Bangun-Operasikan dan Alihkan (BOT) adalah konsep di mana pembiayaan, desain, konstruksi, dan operasi diberikan kepada konsesioner. Setelah sejumlah tahun operasi yang disepakati, hubungan tersebut dialihkan kepada pemilik. BOT tidak dijelaskan lebih lanjut karena menggunakan prosedur desain dan konstruksi yang sama dengan DB.

Konsep SDC mengharuskan pemilik dan konsultan untuk berpartisipasi aktif selama semua fase untuk memengaruhi dan mengendalikan kualitas dan kemampuan kinerja fasilitas yang telah selesai. Perbedaan utama antara berbagai bentuk SDC (*Standard Design Contract*) adalah tingkat detail pada tahap tender dan apakah alternatif akan diizinkan. Menyelesaikan desain detail sebelum mengundang tender adalah baik jika strateginya adalah untuk mendapatkan penawaran harga tetap yang sepenuhnya sesuai dengan persyaratan pemilik.

Tender berdasarkan desain parsial — seringkali 60 hingga 70% — merupakan kompromi antara biaya desain awal dan definisi persyaratan pemilik untuk berfungsi sebagai referensi untuk tender alternatif. Strategi pengadaan ini telah diterapkan untuk pekerjaan konstruksi besar sejak tahun 1970-an. Keuntungannya adalah dimulainya pekerjaan konstruksi lebih awal dapat dicapai sambil menyelesaikan pekerjaan desain dan ide-ide inovatif dapat dikembangkan antara pemilik, kontraktor, dan konsultan, dan dimasukkan dalam desain.

Prosedur ini biasanya memungkinkan kontraktor untuk mengajukan alternatif, dalam hal ini desain tender berfungsi untuk menguraikan standar kualitas yang dibutuhkan. Namun, kerugiannya adalah risiko klaim di kemudian hari karena desain akhir dibuat setelah pemberian kontrak konstruksi. Lingkungan pengadaan yang lebih agresif dan perkembangan aturan

tender internasional telah membuat pengadaan berdasarkan basis tetap sepenuhnya menjadi hal yang diinginkan.

Konsep DB memberikan otonomi tingkat tinggi kepada kontraktor, dan sebagai konsekuensinya, pengaruh langsung pemilik terhadap kualitas dan kinerja fasilitas yang telah selesai berkurang. Untuk memastikan bahwa kontraktor memberikan proyek yang memenuhi harapan pemilik, perlu untuk menentukan hal ini dalam dokumen tender. Standar dan persyaratan estetika, fungsional, pemeliharaan, daya tahan, dan teknis lainnya harus didefinisikan.

Selain itu, batasan hukum, lingkungan, keuangan, waktu, antarmuka, dan batasan lain yang kurang lebih transparan terhadap kebebasan kinerja kontraktor harus dijelaskan dalam dokumen tender untuk memastikan solusi dan harga yang sebanding. Persyaratan substansial terhadap sistem jaminan kualitas kontraktor sangat penting dikombinasikan dengan pengawasan ketat oleh pemilik.

Tender untuk jembatan besar mungkin sulit dievaluasi jika didasarkan pada desain yang tidak standar dan marginal atau pada desain yang radikal dan tidak biasa. Pemilik kemudian dihadapkan pada dilema antara menolak tender rendah atau menerimanya dan membayar biaya tambahan yang tinggi untuk peningkatan selanjutnya.

Pengemasan Kontrak

Proyek jembatan secara keseluruhan dapat dibagi menjadi bagian-bagian kontrak yang wajar:

- Pemisahan vertikal (misalnya, jembatan utama, jembatan penghubung, viaduk, dan persimpangan);
- Pemisahan horizontal (misalnya, struktur bawah dan struktur atas);
- Pemisahan disiplin (misalnya, pekerjaan beton dan baja).

Penerapan prinsip-prinsip umum ini bergantung pada situasi spesifik setiap proyek. Selanjutnya, pencapaian tingkat kualitas yang diinginkan, bersama dengan ukuran kontrak yang memungkinkan penawaran kompetitif, harus dipertimbangkan dalam pilihan akhir. Definisi dan pengendalian antarmuka antara kontraktor yang berbeda merupakan tugas penting bagi organisasi pemilik.

Desain Tender

Tujuan utama dari desain tender atau desain penawaran adalah untuk menggambarkan kompleksitas struktur dan menentukan kuantitas konstruksi, memungkinkan kontraktor untuk menyiapkan penawaran untuk pekerjaan konstruksi. Tujuan dari desain tender adalah biaya serendah mungkin dalam kerangka kerja yang diberikan. Ini biasanya identik dengan kuantitas terendah dan/atau metode yang paling sesuai. Sangat penting bahwa dasar proyek diperbarui dan diselesaikan sebelum dimulainya desain tender. Ini akan meminimalkan risiko sengketa kontrak.

Sangat penting untuk mencapai pemahaman bersama antara konsultan dan pemilik. Asumsi mengenai kondisi fisik lokasi sangat penting, terutama kondisi tanah bawah, angin, dan gempa bumi. Kesadaran bahwa faktor-faktor ini mungkin memiliki dampak signifikan pada desain dan dengan demikian pada kuantitas dan kompleksitas sangat penting. Kondisi tanah

dasar untuk struktur terpenting harus selalu ditentukan sebelum desain tender untuk meminimalkan ketidakpastian.

Penentuan kuantitas juga diperlukan. Misalnya, jika panjang sambungan pada tulangan disertakan, jika lubang atau potongan pada struktur disertakan, kekuatan material apa yang diasumsikan. Harus ada perkiraan variasi kuantitas yang diharapkan (kuantitas global atau lokal).

Struktur dalam desain tender harus dapat dibangun. Dalam kontrak SDC, desain tender harus didasarkan pada prosedur produksi dan pemasangan yang aman dan mapan. Dalam kasus DB, desain tender dilakukan dalam kerja sama erat antara kontraktor dan konsultan. Ini memastikan bahwa desain mengakomodasi metode kontraktor dan peralatan yang tersedia.

Desain tender sering kali dilakukan dalam waktu singkat. Desain tender harus berfokus pada elemen-elemen dengan dampak biaya yang besar dan elemen-elemen dengan ketidakpastian yang besar agar dapat mendekati kuantitas aktual dan menggambarkan kompleksitas struktur secara efisien dari sudut pandang biaya. Desain tender mencakup gambar tata letak elemen struktural utama, gambar detail dari detail tipikal dengan tingkat pengulangan yang tinggi, susunan tulangan tipikal, dan distribusi material.

Aspek estetika biasanya dipertimbangkan selama desain tender. Penting untuk mempertimbangkan beban kejadian ekstrem seperti tabrakan kapal, anjloknya kereta api, putusnya kabel, gempa bumi, dan benturan es pada fase desain tender karena seringkali hal tersebut menentukan desain. Aspek daya tahan, operasi, dan pemeliharaan harus dipertimbangkan dalam desain tender. Pengalaman dari operasi dan pemeliharaan jembatan serupa memungkinkan desain masa pakai yang tepat untuk dilakukan. Pada tahap desain awal inilah metode konstruksi harus dipilih karena memiliki pengaruh signifikan terhadap biaya operasi dan pemeliharaan selanjutnya.

Tidak jarang desain tender disiapkan untuk lebih dari satu solusi untuk mendapatkan solusi optimal. Sebagai contoh, bisa jadi ada dua solusi dengan material berbeda (beton dan baja) seperti pada Jembatan Storebælt Timur. Bisa juga ada dua solusi dengan pengaturan lalu lintas yang berbeda (satu tingkat atau dua tingkat) seperti pada penghubung Øresund. Tata letak struktur yang berbeda seperti jembatan kabel dan jembatan gantung dapat relevan untuk diteliti dalam kondisi tertentu. Setelah desain disiapkan hingga tingkat tertentu, seleksi dapat dilakukan berdasarkan harga awal, dan satu atau lebih solusi dibawa hingga tahap tender. Dokumen tender yang sesuai dengan gambar harus disiapkan. Dokumen tender meliputi daftar kuantitas, spesifikasi khusus, dan sejenisnya.

Evaluasi Penawaran

Tujuan evaluasi penawaran adalah untuk memilih penawaran yang paling menguntungkan secara keseluruhan, termasuk risiko pemilik yang dikapitalisasi dan biaya operasi serta pemeliharaan. Dasar harus ditetapkan melalui sistem peringkat di mana semua penawaran menjadi dapat dibandingkan secara langsung. Sistem peringkat ditentukan sebelumnya oleh pemilik, dan harus menjadi bagian dari dokumen penawaran.

Kegiatan evaluasi penawaran dapat dibagi menjadi beberapa fase:

1. Persiapan

2. Penyusunan dan pengecekan penawaran
3. Evaluasi penawaran
4. Persiapan untuk negosiasi kontrak
5. Negosiasi dan pemberian kontrak

Fase persiapan mencakup kegiatan hingga penerimaan penawaran. Kegiatan utama adalah sebagai berikut:

- Menetapkan risiko pemilik untuk setiap proyek yang ditenderkan, menggunakan estimasi biaya pemilik;
- Menentukan prosedur pembukaan penawaran dan komite pembukaan penawaran;
- Mengkuantifikasi perbedaan nilai sekarang karena fungsi, operasi, pemeliharaan, dan risiko pemilik untuk setiap proyek yang ditenderkan, menggunakan estimasi biaya pemilik.

Setelah menerima penawaran, laporan ringkasan, yang mengumpulkan informasi yang diberikan dalam berbagai penawaran ke dalam satu dokumen ringkasan dan menyajikan rekomendasi penawaran untuk tinjauan terperinci, sebagai hasil dari kompilasi dan pengecekan penawaran, harus disiapkan. Aktivitas tipikalnya adalah sebagai berikut:

- Memeriksa kelengkapan kepatuhan semua penawaran, termasuk kebenaran aritmatika dan kesalahan atau kelalaian;
- Mengidentifikasi kemungkinan kualifikasi dan keberatan;
- Mengidentifikasi bagian-bagian penawaran di mana klarifikasi diperlukan, atau pemeriksaan yang lebih detail diperlukan;
- Menyiapkan daftar pertanyaan pendahuluan untuk klarifikasi oleh para penawar;
- Meninjau kepatuhan terhadap persyaratan untuk desain alternatif;
- Meningkatkan desain dan harga penawaran alternatif ke persyaratan dasar desain untuk desain penawaran.

Evaluasi penawaran meliputi hal-hal berikut:

- Memberikan kuesioner awal untuk klarifikasi penawaran kepada para penawar, mengatur pertemuan klarifikasi, dan meminta jawaban klarifikasi tertulis dari para penawar;
- Sesuaikan harga penawaran dengan dasar yang sebanding dengan mempertimbangkan kuantitas yang direvisi karena modifikasi desain penawaran, efek dari penawaran gabungan, alternatif, opsi, reservasi, dan perbedaan nilai sekarang;
- Nilai komponen keuangan dari penawaran;
- Nilai risiko pemilik;
- Tinjau masalah teknis alternatif dan pengaruhnya terhadap antarmuka;
- Tinjau jadwal waktu penawaran yang diusulkan;
- Evaluasi subkontraktor, pemasok, konsultan, lembaga pengujian, dll. yang diusulkan;
- Tinjau pernyataan metode dan informasi serupa;
- Buat daftar total biaya proyek.

Penilaian risiko pemilik menyangkut anggaran dan batas waktu yang melebihi batas. Evaluasi pembagian konsekuensi keuangan antara kontraktor dan pemilik harus dilakukan.

Persiapan untuk negosiasi kontrak harus dilakukan, dengan mempertimbangkan semua aspek untuk jenis proyek yang sebenarnya. Kegiatan-kegiatan umum adalah sebagai berikut:

- Memodifikasi desain tender untuk mempertimbangkan status terkini pengembangan proyek guna menetapkan dasar kontrak yang akurat;
- Memodifikasi desain tender untuk mengakomodasi alternatif;
- Berkoordinasi dengan pihak ketiga terkait antarmuka kontraktual;
- Berkoordinasi dengan otoritas terkait;
- Menetapkan strategi dan rekomendasi untuk negosiasi kontrak.

Luas dan sifat negosiasi yang mungkin akan terlihat dari evaluasi tender. Kegiatan-kegiatan umum selama negosiasi dan pemberian kontrak adalah sebagai berikut:

- Menyiapkan draf dokumen kontrak;
- Mengklarifikasi masalah teknis, keuangan, dan hukum;
- Menyelesaikan dokumen kontrak.

Desain Terperinci

Desain terperinci dilakukan sebelum (kontrak SDC) atau setelah penandatanganan kontrak konstruksi (kontrak DB). Jika desain terperinci dilakukan secara paralel dengan pekerjaan konstruksi, penyelesaian desain terperinci harus direncanakan dan dikoordinasikan dengan pelaksanaannya. Perencanaan detail pekerjaan desain diperlukan ketika bagian-bagian struktur, biasanya struktur pondasi, perlu dirancang dan dibangun sebelum penyelesaian desain seluruh struktur. Desain pekerjaan sementara biasanya dilakukan sendiri oleh kontraktor, sedangkan desain pekerjaan permanen dilakukan oleh konsultan.

Tujuan dari desain detail adalah untuk menyiapkan gambar konstruksi sesuai dengan berbagai persyaratan dan spesifikasi. Gambar desain detail menentukan semua ukuran dan kualitas material untuk struktur. Gambar kerja untuk pekerjaan baja umumnya disiapkan oleh pabrikasi baja. Susunan tulangan detail dan jadwal batang disiapkan oleh kontraktor atau konsultan. Penting bagi konsultan untuk menetapkan persyaratan toleransi desain.

Desain detail harus mempertimbangkan kondisi batas kemampuan layanan (defleksi dan kenyamanan), kondisi batas ultimate (kekuatan dan stabilitas), dan kondisi batas kejadian ekstrem (keruntuhan struktur). Untuk memastikan kecukupan desain, analisis substansial, termasuk analisis elemen hingga global tiga dimensi, analisis elemen hingga lokal, dan analisis nonlinier baik dalam geometri maupun material, harus dilakukan.

Perhitungan dinamis, biasanya analisis spektrum respons, biasanya dilakukan untuk menentukan respons terhadap angin. Amplifikasi dinamis beban lalu lintas dan putusnya kabel ditentukan oleh analisis riwayat waktu, yang juga sering digunakan untuk analisis tabrakan kapal dan gempa bumi.

Untuk jembatan besar yang ditopang kabel, pengujian terowongan angin dilakukan sebagai bagian dari desain detail. Pengujian terowongan angin pendahuluan sering dilakukan pada fase desain tender untuk menyelidiki stabilitas aerodinamis struktur. Tes lain, seperti perlindungan terhadap erosi dan uji kelelahan dapat dilakukan untuk memastikan kepuasan desain. Investigasi tanah bawah permukaan secara detail untuk semua lokasi pondasi dilakukan sebelum, atau bersamaan dengan, desain detail.

Tujuan operasi dan pemeliharaan (O&M) harus diimplementasikan dalam desain detail dengan cara yang:

- Memberikan operasi dan pemeliharaan yang hemat biaya secara keseluruhan;
- Menyebabkan pembatasan lalu lintas seminimal mungkin akibat pekerjaan O&M;
- Memberikan keselamatan personel yang optimal;
- Melindungi lingkungan;
- Memungkinkan dokumentasi kebutuhan dan hasil pemeliharaan dengan mudah.

Selain itu, kontraktor harus menyediakan jadwal perkiraan untuk penggantian peralatan utama selama masa pakai jembatan.

Pengawasan Selama Konstruksi

Selama periode konstruksi, konsultan memantau pekerjaan konstruksi untuk memverifikasi bahwa pekerjaan tersebut dilakukan sesuai dengan maksud desain. Pengawasan desain ini, atau pengawasan umum, adalah kegiatan yang dilakukan bekerja sama dengan (dan dalam kerangka) organisasi pengawasan pemilik.

Kegiatan pengawasan umum meliputi peninjauan manual jaminan mutu kontraktor, pernyataan metode, prosedur kerja, instruksi kerja, dan desain struktur sementara, serta inspeksi yang tepat di lokasi konstruksi selama kegiatan konstruksi penting. Kualitas pengerjaan dan material diverifikasi dengan pemeriksaan acak dokumentasi pengendalian mutu kontraktor.

Ketika pekerjaan menghasilkan kesalahan atau ketidaksesuaian, tim pengawasan umum mengevaluasi proposal kontraktor untuk perbaikan atau mengevaluasi apakah elemen struktural yang dimaksud dapat digunakan sebagaimana adanya, tanpa modifikasi apa pun. Tim pengawasan umum juga mengevaluasi proposal perubahan desain yang diajukan oleh kontraktor dan mengeluarkan rekomendasi tentang persetujuan proposal tersebut.

Tugas tim pengawasan umum juga mencakup penyusunan rencana pengawasan teknis, yaitu manual yang digunakan oleh organisasi pengawasan sebagai dasar untuk pengawasan teknis pekerjaan konstruksi. Manual ini harus didasarkan pada masukan dari konsultan dan insinyur berpengalaman untuk menghindari kesalahan selama pekerjaan konstruksi.

Tim pengawasan umum memantau kinerja organisasi pengawasan dan menerima umpan balik tentang pengalaman yang diperoleh oleh organisasi pengawasan, karena dalam beberapa kasus mungkin dianggap perlu dan menguntungkan untuk menyesuaikan desain proyek agar sesuai dengan kinerja aktual kontraktor.

Tim pengawasan umum memberikan saran tentang perlunya bantuan ahli, pengujian khusus material, dan investigasi khusus. Tim pengawasan umum mengevaluasi hasil kegiatan tersebut dan mengeluarkan rekomendasi kepada pemilik. Lembaga pengujian khusus sering terlibat dalam kontrol pihak ketiga yang biasanya hanya dilakukan sebagai pemeriksaan acak. Contohnya adalah pengujian non-destruktif pada lasan, analisis mekanik dan kimia material baja, dan pengujian konstituen beton seperti semen, agregat, dan bahan tambahan di laboratorium resmi.

Tim pengawasan umum membantu organisasi pengawasan dalam inspeksi akhir pekerjaan sebelum kontraktor menyerahkan pekerjaan. Tim pengawasan umum membantu

konsultan dalam penyusunan manual operasi dan pemeliharaan serta prosedur untuk inspeksi dan pemeliharaan selama fase operasi. Beberapa instruksi ini didasarkan pada manual terperinci yang disiapkan oleh pemasok kontraktor. Ini dapat berlaku untuk bantalan, sambungan ekspansi, instalasi listrik, atau peralatan khusus seperti sistem dehumidifikasi atau penyangga. Penyusunan manual ini oleh pemasok merupakan bagian dari kewajiban kontraktual mereka, dan manual tersebut harus disiapkan dalam bahasa yang dibutuhkan di negara tempat proyek tersebut berada.

4.3 DASAR PROYEK

Dasar proyek adalah semua informasi dan persyaratan yang menentukan dalam perencanaan dan desain suatu sambungan tetap. Landasan proyek dikembangkan secara bersamaan dengan kegiatan desain awal, dan penting untuk mendefinisikan persyaratan utama pemilik sedini mungkin, serta bersikap tepat mengenai jenis solusi penghubung apa yang akan disertakan.

Persyaratan Geometris

Sebagian besar persyaratan geometris untuk penghubung tetap berasal dari persyaratan operasional lalu lintas dan semua instalasi penting. Namun, persyaratan geometris juga mungkin diperlukan untuk mengurangi kecelakaan dan menyediakan ruang yang dibutuhkan untuk keselamatan dan situasi darurat. Pertimbangan geometris harus dibahas dalam analisis risiko.

Persyaratan Struktural

a. **Dasar Desain**

Tujuan utama dari dasar desain adalah untuk menyediakan serangkaian persyaratan untuk memastikan tata letak struktural yang memadai, keselamatan, dan kinerja struktur dan instalasi penahan beban untuk penggunaan yang dimaksudkan.

b. **Kode Desain Struktural**

Struktur harus menahan efek beban dari berat sendiri dan berbagai beban eksternal dan fenomena lingkungan (iklim dan efek degradasi). Untuk mendapatkan tingkat keselamatan struktural yang cukup seragam, sifat statistik dari fenomena yang menghasilkan serta kapasitas struktural harus dipertimbangkan. Pendekatan rasional adalah mengadaptasi metode probabilistik, tetapi ini umumnya tidak efisien untuk situasi desain standar, dan karenanya disarankan agar format seperti yang digunakan dalam kode praktik diterapkan. Kode-kode ini dikalibrasi untuk mencapai tingkat keamanan struktural yang seragam untuk situasi pembebanan biasa, dan metode probabilistik selanjutnya dapat digunakan untuk mengkalibrasi faktor keamanan untuk beban dan/atau situasi desain yang tidak tercakup oleh kode praktik.

Tingkat keamanan — yang dinyatakan sebagai probabilitas formal kegagalan atau melebihi batas keadaan — adalah sekitar 10–6 hingga 10–7/tahun untuk batas keadaan akhir untuk struktur penting di jalur penghubung utama.

Persyaratan Lingkungan

Jalur penghubung tetap yang melintasi bentangan air yang sensitif terhadap lingkungan perlu dikembangkan dengan memperhatikan persyaratan lingkungan. Strategi lingkungan harus diarahkan pada modifikasi desain struktural untuk mengurangi dampak apa pun dan untuk mempertimbangkan kompensasi atau mitigasi untuk dampak yang tidak dapat dihindari. Pedoman untuk pertimbangan lingkungan dalam tata letak dan detail struktural serta dalam perencanaan konstruksi dikembangkan oleh konsultan, dan ini biasanya harus membahas area berikut:

- Geometri struktur yang memengaruhi situasi hidrolik;
- Ruang yang ditempati oleh struktur jembatan, jalan landai, dan area depo;
- Jumlah dan karakteristik tanah galian;
- Jumlah sumber daya eksternal (penambangan bahan baku);
- Metodologi pekerjaan tanah (pengerukan dan tumpahan terkait).

Konsekuensi dari persyaratan lingkungan harus dipertimbangkan dalam berbagai fase proyek. Contoh tipikal untuk perbaikan yang mungkin dilakukan adalah pemilihan bentang yang sebesar mungkin atau wajar, pembentukan bagian bawah air dari fondasi untuk mengurangi efek penghambatannya, orientasi struktur sejajar dengan arah arus yang dominan, meminimalkan dan merampingkan struktur perlindungan, pengurangan panjang tanggul, tata letak optimal area depot di dekat garis pantai, dan penggunaan kembali material galian. Proses ini harus dimulai pada tahap perencanaan awal dan dilanjutkan hingga proyek selesai dan dampaknya terhadap lingkungan harus dipantau dan dinilai.

Persyaratan Risiko

a. Jenis Risiko

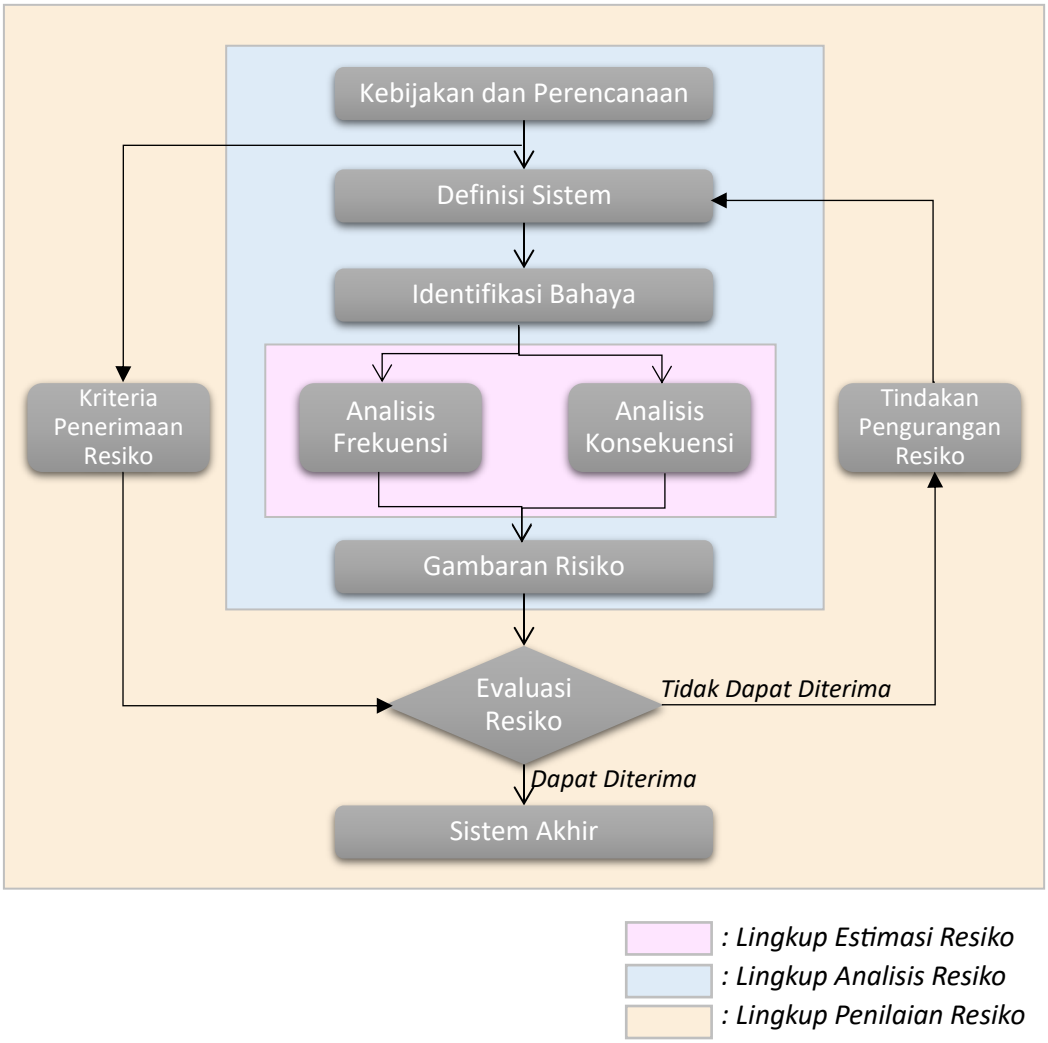
Studi risiko dan manajemen risiko telah mendapatkan penerapan yang luas dalam perencanaan, desain, dan konstruksi jalur penghubung tetap. Risiko melekat pada jalur transportasi utama, dan oleh karena itu penting bagi pemilik dan masyarakat bahwa risiko diidentifikasi dan dimasukkan dalam dasar proyek bersama dengan aspek teknis dan ekonomi. Risiko sering dipelajari secara terpisah sesuai dengan konsekuensi yang menjadi perhatian:

- Risiko ekonomi (tingkat bunga, inflasi, melebihi anggaran, perubahan pola lalu lintas);
- Risiko operasional (kecelakaan, kehilangan nyawa, dampak terhadap lingkungan, gangguan lalu lintas, kehilangan aset, kehilangan pendapatan);
- Risiko konstruksi (kegagalan memenuhi jadwal waktu atau standar kualitas, kondisi tanah yang tidak terduga, kecelakaan).

Risiko ekonomi dalam proyek mungkin penting untuk keputusan apakah akan memulai proyek sama sekali. Risiko konstruksi dapat memiliki implikasi penting pada pemilihan konsep struktural dan metode konstruksi.

b. Kerangka Kerja Manajemen Risiko

Komponen manajemen risiko utama ditunjukkan pada Gambar 4.2. Kebijakan risiko dirumuskan oleh pemilik dalam beberapa kata: “Keamanan jalur transportasi harus sebanding dengan keamanan untuk panjang lalu lintas serupa di darat.”



Gambar 4.2 Komponen manajemen risiko.

Kriteria penerimaan risiko adalah formulasi rekayasa dari kebijakan risiko dalam hal batas atas risiko. Kebijakan risiko juga menentukan jenis risiko yang dipilih untuk dipertimbangkan, biasanya korban jiwa pengguna dan kerugian finansial. Dalam beberapa kasus, risiko lain dipelajari secara khusus, misalnya, risiko gangguan lalu lintas dan risiko kerusakan lingkungan, tetapi risiko ini dapat dengan mudah dikonversi menjadi kerugian finansial.

Analisis risiko terdiri dari identifikasi bahaya sistematis dan estimasi dua komponen risiko, yaitu kemungkinan dan konsekuensi. Akhirnya, risiko dievaluasi terhadap kriteria penerimaan. Jika risiko dianggap tidak dapat diterima, diperlukan langkah-langkah pengurangan risiko. Disarankan untuk mengembangkan dan memelihara sistem akuntansi yang akurat untuk risiko dan merencanakan pembaruan penilaian risiko seiring dengan perkembangan proyek.

Berikut ini, tiga metode evaluasi risiko umum dibahas: batas tetap, efisiensi biaya, dan ALARP, yaitu, serendah mungkin yang wajar. Batas tetap adalah bentuk klasik dari kriteria penerimaan. Batas tetap juga dikenal dari undang-undang dan mudah

untuk menentukan apakah risiko yang ditentukan dapat diterima atau tidak. Di sisi lain, penentuan batas, yang dapat memastikan tingkat risiko optimal, mungkin sulit.

Dengan pertimbangan efisiensi biaya murni, batas atas tidak didefinisikan, tetapi semua langkah pengurangan risiko yang efisien biaya diperkenalkan. Untuk pertimbangan biaya-manfaat ini, perlu untuk menetapkan kuantifikasi langsung dari konsekuensi dalam satuan yang sebanding dengan biaya.

Metode ALARP menerapkan pertimbangan biaya-manfaat di mana, bagaimanapun, dinyatakan bahwa risiko harus dikurangi sampai biaya langkah-langkah pengurangan tidak sebanding dengan efek pengurangan risiko. Ini akan menghasilkan tingkat risiko yang lebih rendah daripada efisiensi biaya murni. Dalam ALARP, batasan risiko yang dapat diterima lebih lanjut diperkenalkan sebagai batas atas di luar mana risiko tersebut tidak dapat diterima tanpa syarat.

Seringkali diklaim bahwa masyarakat menganggap satu kecelakaan dengan 100 korban jiwa lebih buruk daripada 100 kecelakaan yang masing-masing hanya menyebabkan satu korban jiwa. Sikap menghindari risiko seperti itu dapat diperkenalkan dalam kebijakan risiko dan kriteria penerimaan risiko. Penghindaran terhadap kecelakaan besar juga dapat dimodelkan dengan faktor penghindaran yang dikalikan dengan konsekuensi kecelakaan dengan banyak korban jiwa; semakin banyak korban jiwa, semakin tinggi faktornya. Sensitivitas evaluasi risiko harus dipertimbangkan dengan representasi ketidakpastian informasi dalam model.

c. Studi Risiko dalam Fase Proyek yang Berbeda

Hasil umum dari manajemen risiko adalah dokumentasi tingkat risiko, dasar untuk pengambilan keputusan, dan dasar untuk komunikasi risiko. Tujuan dan maksud spesifik untuk manajemen risiko bergantung pada fase proyek. Berikut beberapa contoh tujuan manajemen risiko dalam studi konseptual, desain tender, desain detail, dan operasi.

Selama studi awal, risiko harus dianalisis secara kasar menggunakan penilaian risiko yang lebih kualitatif. Kerangka kerja manajemen risiko harus didefinisikan sejak awal dalam proses desain. Pada awal proyek, beberapa investigasi harus dimulai untuk membangun dasar bagi pekerjaan yang lebih rinci pada fase selanjutnya; misalnya, pengamatan lalu lintas kapal harus dilakukan untuk memberikan dasar bagi estimasi probabilitas dampak kapal. Pada fase selanjutnya, studi khusus yang rinci tentang probabilitas atau konsekuensi tunggal dapat dilakukan.

Dalam studi konseptual, kegiatan terpenting adalah mengidentifikasi semua kejadian yang relevan, fokus pada kejadian dengan kontribusi risiko yang signifikan dan risiko dengan potensi dampak pada geometri (keselamatan, penyelamatan, lebar bentang). Beban kejadian ekstrem ditetapkan berdasarkan studi risiko. Pada fase desain tender, risiko utama diperiksa lebih rinci, khususnya risiko dengan potensi dampak pada dasar proyek. Pada fase desain rinci, dokumentasi akhir tingkat risiko harus dibuat dan modifikasi pada prosedur operasional harus dilakukan.

d. Persyaratan Estetika

Struktur dan komponen akhir dari jembatan penghubung tetap merupakan hasil dari penilaian estetika dan desain yang cermat dari semua elemen penyusunnya. Tujuan dari persyaratan estetika adalah untuk mendapatkan bentuk teknis dan pahatan yang optimal dari masing-masing elemen dan untuk mendapatkan kualitas estetika keseluruhan dan konsistensi visual antara elemen dan lingkungan sekitarnya. Meskipun sulit, disarankan untuk menetapkan pedoman untuk masalah estetika.

Kondisi Navigasi

Rute pelayaran dan pengaturan yang diusulkan untuk jembatan utama di atas perairan yang dapat dilayari mungkin sedemikian rupa sehingga baik substruktur maupun superstruktur dapat terpapar tabrakan kapal. Contoh umum konsekuensi tabrakan kapal adalah sebagai berikut:

- Korban jiwa dan cedera pada pengguna jembatan dan pada awak kapal dan penumpang kapal;
- Pencemaran lingkungan, dalam kasus pelepasan muatan berbahaya secara tidak sengaja;
- Kerusakan atau kehilangan total jembatan;
- Kerusakan atau kehilangan total kapal;
- Kerugian ekonomi sehubungan dengan gangguan lalu lintas yang berkepanjangan pada jembatan penghubung.

Desain jembatan yang mampu menahan beban benturan kapal terburuk pada pilar selain pilar navigasi biasanya tidak hemat biaya. Lebih jauh lagi, pendekatan deterministik semacam itu tidak mengurangi risiko terhadap lingkungan dan kapal. Oleh karena itu, pendekatan probabilistik yang menangani risiko utama secara sistematis dan komprehensif direkomendasikan. Pendekatan ini harus mencakup studi tentang kondisi navigasi yang aman, analisis risiko tabrakan kapal, dan kriteria desain tabrakan kapal, seperti yang diuraikan di bawah ini.

Risiko navigasi harus ditangani sedini mungkin dalam fase perencanaan. Pendekatan umum yang diuraikan di sini sesuai dengan Buku Tabrakan Kapal Hijau IABSE [4] dan Spesifikasi Panduan AASTHO. Pendekatan ini telah diterapkan dalam pengembangan tiga penghubung tetap utama yang dibahas di Bagian 4.4.

a. Kondisi Navigasi yang Aman

Kondisi navigasi yang baik merupakan prasyarat untuk jalur aman jembatan sehingga tabrakan kapal dengan jembatan tidak akan terjadi dalam kondisi normal, tetapi hanya sebagai akibat dari kesalahan navigasi atau kegagalan teknis di atas kapal selama pendekatan.

Konsep jembatan yang diusulkan harus dianalisis dalam kaitannya dengan karakteristik lalu lintas kapal. Aspek-aspek utama yang perlu dipertimbangkan adalah sebagai berikut:

- Desain awal jembatan;
- Penentuan rute navigasi dan pola navigasi;

- Data tentang kondisi cuaca, arus, dan jarak pandang;
- Distribusi pergerakan kapal berdasarkan jenis dan ukuran;
- Informasi tentang aturan dan praktik navigasi, termasuk penggunaan pandu dan kapal tunda;
- Catatan kecelakaan kapal di sekitar jembatan;
- Analisis faktor lokal yang memengaruhi kondisi navigasi;
- Identifikasi bahaya khusus dari tongkang, kapal tunda panjang, dan kapal khusus lainnya;
- Pengaturan saluran navigasi di masa mendatang;
- Prakiraan lalu lintas kapal dan kondisi navigasi di masa mendatang untuk periode studi yang relevan;
- Identifikasi kapal dan kapal tunda terbesar yang aman dan langkah-langkah pencegahan untuk memastikan kontrol penuh dengan kapal yang lebih besar yang lewat.

b. Analisis Tabrakan Kapal

Analisis harus digunakan untuk mendukung pemilihan kriteria desain untuk dampak kapal. Frekuensi tabrakan dan frekuensi runtuhnya jembatan harus diperkirakan untuk setiap elemen jembatan yang terpapar tabrakan kapal. Jenis bahaya yang relevan terhadap jembatan harus diidentifikasi dan dimodelkan, bahaya dari lalu lintas kapal biasa yang secara lateral terlalu jauh dari rute biasa, bahaya dari kapal yang gagal berbelok dengan benar di tikungan dekat jembatan, dan dari kapal yang berlayar dengan jalur yang kurang lebih acak.

Frekuensi runtuhnya jembatan bergantung pada kriteria desain untuk dampak kapal. Prinsip desain keseluruhan adalah bahwa kapal desain dipilih sedemikian rupa sehingga frekuensi runtuhnya jembatan yang diperkirakan memenuhi kriteria penerimaan.

c. Kriteria Desain Tabrakan Kapal

Kriteria desain untuk dampak kapal harus dikembangkan. Ini termasuk pemilihan kapal desain untuk berbagai elemen jembatan yang dapat ditabrak. Ini juga termasuk perkiraan besarnya beban benturan dan aturan untuk penerapan beban. Baik tabrakan haluan maupun tabrakan samping harus dipertimbangkan. Kapasitas desain balok yang terpapar terhadap benturan dari rumah dek harus ditentukan.

Beban benturan kapal sebaiknya dinyatakan sebagai kurva lekukan beban yang berlaku untuk analisis dinamis respons jembatan. Aturan penerapan beban harus diusulkan.

Kondisi Angin

Jembatan yang terpapar angin harus dirancang agar sesuai dengan jenis struktur jembatan, iklim angin secara keseluruhan di lokasi tersebut, dan keandalan data angin spesifik lokasi. Pengaruh angin terhadap lalu lintas juga dapat menjadi isu penting yang perlu dipertimbangkan.

a. Kerentanan Struktur Jembatan terhadap Angin

Angin umumnya menimbulkan pengaruh yang bervariasi terhadap waktu pada semua struktur jembatan. Kerentanan suatu jembatan terhadap pengaruh angin bergantung pada sejumlah sifat struktural seperti kekakuan keseluruhan, massa, dan bentuk struktur dek serta kondisi penyangga.

Jembatan yang ditopang kabel dan struktur balok bentang panjang seringkali merupakan struktur yang relatif ringan dan fleksibel, sehingga pengaruh angin dapat memberikan kontribusi signifikan terhadap beban struktural serta memengaruhi kenyamanan pengguna. Data angin spesifik lokasi sangat dibutuhkan untuk desain. Kode dan standar teknik seringkali memberikan informasi yang berguna tentang sifat angin rata-rata, sedangkan kodifikasi sifat turbulensi jarang dilakukan. Pedoman untuk sifat turbulensi untuk jenis medan umum (laut, lahan pertanian terbuka, daerah yang cukup padat penduduk) dapat ditemukan dalam literatur khusus.

Jika jembatan terletak di medan berbukit/pegunungan yang kompleks atau di dekat struktur besar (bangunan, jembatan, bendungan), disarankan untuk melakukan investigasi lapangan terhadap iklim angin di lokasi jembatan. Pengaruh angin yang signifikan dari hambatan terisolasi yang terletak di dekat jembatan yang direncanakan seringkali dapat diselidiki melalui pengujian model terowongan angin.

Secara umum, disarankan agar studi desain aerodinamis dimasukkan dalam proses desain. Secara tradisional, desain aerodinamis sangat bergantung pada pengujian terowongan angin untuk penyaringan dan evaluasi alternatif desain. Saat ini, metode dinamika fluida komputasional semakin populer karena kecepatan dan efisiensinya dibandingkan dengan metode eksperimental.

b. Data Iklim Angin

Sifat turbulensi di lapisan batas atmosfer berubah dengan garis lintang, musim, dan topografi lokasi, tetapi harus diketahui dengan akurasi tertentu untuk mendesain jembatan ke tingkat keamanan yang diinginkan. Data iklim angin berikut harus tersedia untuk lokasi tertentu untuk desain struktur jembatan yang sensitif terhadap angin:

Angin rata-rata:

- Maksimum kecepatan angin rata-rata 10 menit yang sesuai dengan masa pakai desain struktur;
- Profil kecepatan angin vertikal;
- Kecepatan angin maksimum durasi pendek (kecepatan angin hembusan 3 detik).

Sifat turbulensi (searah angin, lateral melintang angin, dan vertikal melintang angin):

- Intensitas;
- Distribusi spektral;
- Koherensi spasial.

Besarnya angin rata-rata mengatur beban angin keadaan tunak yang harus ditanggung oleh struktur jembatan dan merupakan penentu perkembangan fenomena ketidakstabilan aeroelastis. Sifat turbulensi mengatur respons guncangan osilasi acak

pita sempit dari struktur, yang mirip dengan goyangan pohon dan semak-semak dalam angin badai.

Kondisi Gempa Bumi

Struktur harus mampu menahan beban seismik regional secara kuat, menghindari hilangnya nyawa manusia dan kerusakan besar, kecuali untuk gempa bumi yang sangat jarang tetapi besar. Metode desain harus konsisten dengan tingkat seismisitas dan jumlah informasi yang dapat diandalkan yang tersedia. Kode dan standar yang tersedia biasanya tidak mencakup struktur vital penting seperti penghubung tetap, tetapi dapat digunakan sebagai inspirasi untuk pengembangan dasar desain.

Kondisi Es

Lokasi geografis situs jembatan menunjukkan apakah beban es menjadi perhatian untuk struktur tersebut atau tidak. Beban es dapat didefinisikan sebagai beban hidup atau beban kejadian ekstrem (beban lingkungan luar biasa yang tidak termasuk dalam beban hidup). Dari studi terbaru yang dilakukan untuk penghubung Great Belt, pengalaman utama berikut diperoleh:

- Beban es memiliki komponen dinamis yang tinggi yang sangat mungkin mengunci frekuensi resonansi struktur jembatan;
- Kapasitas daya dukung tanah bergantung pada jumlah dan jenis siklus beban, sehingga pengujian tanah dinamis diperlukan;
- Peredaman pada tanah dan perubahan kekakuan menyebabkan pengurangan penting dalam respons dinamis;
- Jika memungkinkan, pilar harus diberi permukaan miring pada permukaan air;
- Keuletan struktur yang tinggi harus dicapai.

Dasar Perhitungan Biaya

Estimasi biaya seringkali menentukan keputusan untuk melaksanakan pembangunan jembatan penghubung, untuk pemilihan model solusi, dan untuk pemilihan konsep untuk tender. Estimasi ini juga penting untuk keputusan item desain detail pada jembatan.

a. Estimasi Ketidakpastian Biaya

Untuk mendefinisikan ketidakpastian biaya, mungkin bermanfaat untuk membaginya menjadi dua konsep yang mungkin tumpang tindih:

(1) ketidakpastian dasar dan masukan dalam estimasi (terutama pada biaya dan waktu) dan

(2) risiko kejadian yang tidak diinginkan. Ketidakpastian pada prinsipnya didefinisikan untuk setiap item tunggal dalam estimasi biaya. Risiko pada prinsipnya dapat diambil dari analisis risiko konstruksi.

b. Estimasi Biaya pada Fase Proyek yang Berbeda

Estimasi biaya dibuat pada berbagai fase perencanaan proyek. Pada pertimbangan pertama suatu proyek, tujuannya adalah untuk menyelidiki apakah biaya proyek tersebut realistis dan apakah layak untuk melanjutkan studi konseptual. Kemudian, estimasi biaya digunakan untuk membandingkan konsep solusi, dan untuk mengevaluasi desain dan modifikasi desain hingga estimasi biaya akhir sebelum tender

digunakan untuk mengevaluasi profitabilitas keseluruhan proyek dan untuk membandingkannya dengan penawaran yang diterima. Tingkat detail estimasi yang berbeda diperlukan pada tahap-tahap ini. Pada fase awal, pendekatan "biaya unit keseluruhan" mungkin merupakan satu-satunya metode realistis untuk memperkirakan harga, sedangkan pada fase selanjutnya diperlukan rincian item biaya dan risiko serta ketidakpastian yang terkait.

c. Biaya Siklus Hidup

Biaya siklus hidup adalah integrasi dari seluruh biaya untuk sebuah jembatan dari perencanaan pertama hingga pembongkaran akhir. Biaya siklus hidup biasanya dinyatakan sebagai angka nilai sekarang. Oleh karena itu, suku bunga yang digunakan sangat penting karena merupakan pembobotan pengeluaran masa depan terhadap pengeluaran awal.

Awalnya harus didefinisikan bagaimana biaya seumur hidup akan dipertimbangkan. Misalnya, gangguan lalu lintas yang mengakibatkan waktu tunggu bagi pengguna dapat dianggap sebagai biaya operasional bagi masyarakat, sedangkan itu hanya biaya bagi pemilik jika memengaruhi perilaku pengguna sehingga pendapatan akan berkurang.

Kontributor penting terhadap biaya siklus hidup jembatan adalah sebagai berikut:

- Total biaya konstruksi, termasuk biaya untuk organisasi pemilik;
- Modifikasi atau perluasan jembatan di masa mendatang;
- Risiko dan perbaikan besar;
- Pendapatan dari pengoperasian jembatan;
- Biaya pembongkaran.

d. Analisis Perbandingan

Dalam pengembangan suatu proyek, banyak situasi yang ditemui di mana perbandingan dan pemeringkatan harus dibuat sebagai dasar pengambilan keputusan. Keputusan tersebut mungkin berbeda sifatnya, kondisi mungkin berkembang, dan pengambil keputusan mungkin berubah. Perbandingan harus didasarkan pada alat perencanaan dan manajemen yang dapat merasionalisasi, mendukung, dan mendokumentasikan pengambilan keputusan.

Kerangka kerja untuk deskripsi solusi dapat dibuat dan dipelihara. Kerangka kerja ini dapat dimodifikasi agar sesuai dengan tujuan situasi yang berbeda. Kemungkinan informasi faktual dapat digunakan kembali pada fase selanjutnya.

Komponen utama perbandingan dapat berupa:

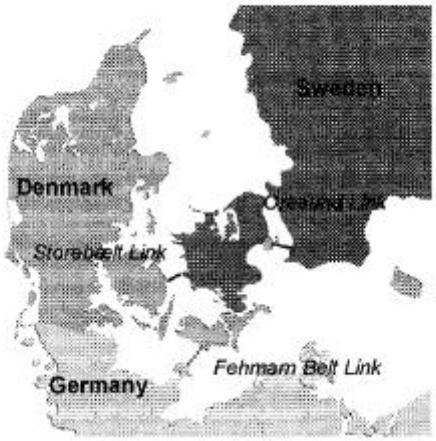
- Penetapan alternatif keputusan;
- Kriteria untuk evaluasi alternatif;
- Penilaian kuantitatif dampak dari berbagai alternatif menggunakan kisi evaluasi;
- Pola preferensi untuk satu atau lebih pengambil keputusan dengan pentingnya kriteria yang terkait;
- Penilaian ketidakpastian.

Pengambil keputusan harus menentukan metode perbandingan menggunakan kombinasi kriteria teknis, lingkungan, dan keuangan. Penilaian kuantitatif dari semua kriteria dilakukan. Teori pengambilan keputusan dari ekonomi dan alat matematika digunakan.

e. Penetapan Alternatif dan Karakteristiknya

Semua alternatif keputusan harus diidentifikasi. Setelah evaluasi singkat, alternatif yang paling jelas tidak sesuai dapat dikecualikan dari studi. Dalam kasus yang kompleks, proses berkelanjutan untuk merinci analisis dan mengurangi jumlah alternatif dapat dilakukan. Pemilihan parameter yang paling tepat untuk melakukan analisis yang lebih rinci dapat dilakukan berdasarkan analisis sensitivitas parameter terhadap nilai utilitas.

Risiko dapat dianggap sebagai peristiwa yang tidak pasti dengan konsekuensi yang merugikan. Yang menjadi perhatian khusus adalah gambaran risiko yang berbeda dari alternatif-alternatif tersebut. Gambaran risiko ini harus dikuantifikasi dengan menggunakan preferensi sehingga dapat menjadi bagian dari perbandingan.



Gambar 4.3 Denmark dan negara-negara tetangga.

f. Perbandingan pada Tahap Proyek yang Berbeda

Setelah identifikasi awal semua model solusi yang mungkin, tujuan perbandingan pertama mungkin untuk mengurangi jumlah model solusi yang akan diselidiki pada fase selanjutnya. Model solusi di sini dapat berupa konsep desain alternatif. Dalam pemeringkatan pertama ini, detail analisis harus memadai untuk menentukan solusi yang paling tidak menarik dengan kepastian yang sesuai. Dalam kebanyakan kasus, ini akan menyiratkan bahwa model yang relatif kasar dapat digunakan pada tahap ini. Penilaian kualitatif sebagian dari beberapa parameter, berdasarkan penilaian profesional yang berpengalaman, dapat digunakan. Pada fase selanjutnya, keputusan harus dibuat tentang model mana yang akan dipilih untuk desain tender, dan kemudian dalam evaluasi tender, penawar mana yang akan diberikan kontrak. Dalam perbandingan ini, dasar dan masukannya harus lebih mapan,

karena perbandingan di sini harus mampu memilih solusi terbaik tunggal dengan kepastian yang cukup.

Pembobotan kriteria diperlukan. Meskipun pembobotan dan konversi kriteria ini secara rasional langsung ke dalam satuan keuangan mungkin tidak memungkinkan, seringkali cukup jika proses pembobotan dan seleksi ditunjukkan kepada para penawar sebelum tender.

Contoh dari proses perbandingan dan seleksi dapat berupa berikut ini, yang dilakukan secara bertahap. Setiap tahap terdiri dari evaluasi dan penyaringan penawaran dengan menghilangkan penawaran berperingkat rendah. Pada setiap tahap, para penawar yang tidak masuk dalam daftar pendek diberitahu tentang kelemahan mereka dan diberi kesempatan untuk mengubah penawaran mereka dalam tenggat waktu yang singkat. Pada tahap terakhir, para penawar yang tersisa diminta untuk menyatakan penawaran akhir mereka dengan meningkatkan kualitas teknis dan aspek keuangan yang diangkat oleh pemilik selama negosiasi. Kemudian pemilik dapat memilih penawaran yang paling menguntungkan secara finansial.

4.4 JEMBATAN PENGHUBUNG TETAP

Sejak tahun 1980-an, tiga jembatan penghubung tetap utama telah dirancang atau direncanakan di Denmark dan negara-negara tetangga, Gambar 4.3. Terowongan dan jembatan penghubung gabungan untuk lalu lintas kereta api dan jalan raya telah dibangun melintasi Storebælt yang lebarnya 18 km, terowongan dan jembatan penghubung sepanjang 16 km untuk lalu lintas kereta api dan jalan raya antara Denmark dan Swedia akan diresmikan pada tahun 2000, dan studi konseptual telah selesai (1998) untuk penghubung tetap melintasi Fehmarn Belt yang lebarnya 19 km antara Denmark dan Jerman.

Jembatan Storebælt

Selama bertahun-tahun, proyek-proyek yang kurang lebih realistis untuk jembatan tetap melintasi Storebælt telah diajukan. Dengan lebar 18 km, selat ini merupakan bagian dari wilayah laut pedalaman dan membagi populasi dan ekonomi Denmark menjadi hampir dua bagian yang sama.

Selat ini terbagi menjadi dua saluran, timur dan barat, oleh pulau kecil, Sprogø, yang telah menjadi batu loncatan yang jelas, bagian integral dari semua rencana untuk proyek jembatan tetap. Lalu lintas kapal internasional antara Laut Baltik dan Laut Utara melewati saluran timur, sedangkan saluran barat adalah jalur air nasional. Oleh karena itu, menjembatani saluran timur selalu menjadi tantangan utama proyek ini.

Desain tender pertama untuk jembatan gabungan kereta api dan jalan raya melintasi saluran timur disiapkan pada tahun 1977–78. Namun, hanya 1½ bulan sebelum menerbitkan dokumen tender dan panggilan untuk penawaran, kemajuan proyek dihentikan sementara oleh pemerintah. Ini terjadi pada Agustus 1978. Beberapa investigasi mutakhir seperti dampak kapal, kelelahan, dan beban angin dilakukan untuk dua bentang navigasi terpilih: jembatan kabel bentang utama sepanjang 780 m dan jembatan gantung bentang utama sepanjang 1416 m, keduanya dirancang untuk jalur kereta api ganda yang berat dan jalan raya enam jalur.

Pembangunan penghubung tetap kembali disetujui secara politik pada 12 Juni 1986, dan prinsip-prinsip utama untuk penghubung tersebut ditetapkan. Penghubung tersebut harus terdiri dari jembatan tingkat rendah untuk lalu lintas gabungan kereta api dan jalan raya, Jembatan Barat, melintasi saluran barat; sedangkan saluran timur harus dilintasi oleh terowongan yang digali atau terendam untuk kereta api, Terowongan Timur, dan jembatan tingkat tinggi untuk lalu lintas jalan raya, Jembatan Timur.

Sebuah perusahaan, A/S Storebælt, didirikan pada 23 Januari 1987 dan terdaftar sebagai perseroan terbatas dengan Negara Denmark sebagai pemegang saham tunggal. Tujuan perusahaan adalah untuk merencanakan, mendesain, mengimplementasikan, dan mengoperasikan jembatan penghubung tetap. Proyek ini dibiayai oleh pinjaman komersial yang dijamin pemerintah yang akan dibayar kembali melalui tol pengguna. A/S Storebæltsforbindelsen telah menerbitkan serangkaian laporan tentang struktur jembatan penghubung.

Jembatan Timur

Pengembangan Proyek

Pada tahun 1987, desain konseptual dilakukan untuk Jembatan Timur. Tujuan utamanya adalah untuk mengembangkan optimasi global terkait hal-hal berikut:

- Penyelarasan, profil, dan jarak bebas navigasi;
- Posisi saluran navigasi utama;
- Solusi bentang navigasi, berdasarkan teknologi desain dan konstruksi yang kuat dan terbukti;
- Solusi yang dapat dibangun dan hemat biaya untuk bentang pendekatan, dengan fokus pada metode produksi industri berulang di darat;
- Jadwal waktu utama;
- Anggaran utama.

Pada tahun 1989–90, studi penantang, desain tender, dan dokumen tender disiapkan. Selama fase perencanaan, studi perbandingan terhadap empat konsep jembatan utama alternatif dilakukan untuk mengevaluasi secara menyeluruh dampak teknis, finansial, dan lingkungan dari rentang bentang utama:

Jembatan kabel-stayed bentang utama 916 m
Jembatan kabel-stayed bentang utama 1204 m
Jembatan gantung bentang utama 1448 m
Jembatan gantung bentang utama 1688 m

Studi risiko navigasi menemukan bahwa hanya bentang utama 1688 m yang memadai untuk melintasi jalur navigasi yang ada tanpa memengaruhi kondisi navigasi secara negatif. Selama desain tender, bentang ini dikurangi menjadi 1624 m, yang bersama dengan relokasi jalur navigasi, terbukti cukup dan dipilih untuk tender dan konstruksi.

Tiang-tiang jembatan ditenderkan dalam baja dan beton. Untuk struktur atas bentang pendekatan, bentang beton sepanjang 124 m dan bentang baja sepanjang 168 m serta konsep komposit baja/beton dikembangkan. Meskipun ditemukan ekonomi yang sama kompetitifnya,

diputuskan untuk membatasi desain tender pada bentang beton dan baja. Jembatan Timur ditenderkan sebagai SDC.

Dokumen tender dibagi menjadi empat paket yang akan diberi harga oleh kontraktor: struktur atas dan struktur bawah termasuk tiang untuk jembatan gantung (2) dan struktur atas dan struktur bawah untuk bentang pendekatan. Dokumen tender dirilis kepada kontraktor dan konsorsium yang telah memenuhi syarat pada Juni 1990. Pada Desember 1990, tender diterima. Delapan konsorsium mengajukan 32 tender termasuk alternatif yang lebih kecil dan empat alternatif utama untuk desain tender dasar.

Pada Oktober 1991, kontrak konstruksi ditandatangani dengan dua konsorsium internasional; Sebuah usaha patungan Jerman, Belanda, dan Denmark untuk struktur bawah, termasuk pylon beton, dan kontraktor Italia untuk tender struktur atas alternatif di mana baja berkekuatan tinggi diterapkan pada penampang dasar yang kurang lebih tidak berubah, sehingga meningkatkan panjang bentang untuk bentang pendekatan dari 168 m menjadi 193 m.

Bentang gantung dirancang dengan lendutan kabel utama yang sesuai dengan ⅑ dari panjang bentang. Balok jembatan baja digantung dari kabel utama berdiameter 800 mm di gantungan masing-masing 24 m.

Balok tersebut menerus di sepanjang panjang yang ditopang kabel penuh sepanjang 2,7 km di antara dua blok jangkar. Dengan demikian, sambungan ekspansi tradisional di posisi menara dihindari. Sambungan ekspansi hanya diatur di empat posisi, di blok jangkar dan di abutmen bentang pendekatan.

Pylon beton menjulang 254 m di atas permukaan laut. Pilar-pilar tersebut didirikan di atas caisson yang ditempatkan langsung di atas lapisan batu pecah. Blok jangkar harus mampu menahan gaya kabel sebesar 600.000 ton. Blok-blok tersebut didirikan di atas caisson yang ditempatkan pada dasar pondasi berbentuk baji yang sesuai untuk beban horizontal yang besar. Sebuah caisson blok jangkar mencakup area seluas 6100 m^2.

Caisson untuk pylon, blok jangkar, dan bentang pendekatan serta untuk poros pilar bentang pendekatan telah dibangun di lokasi pra-fabrikasi yang didirikan oleh kontraktor 30 mil laut dari lokasi jembatan. Caisson yang lebih besar dicor di dua dok kering, dan caisson yang lebih kecil serta poros pilar untuk bentang pendekatan di area dermaga, yang didirikan untuk tujuan ini. Sebuah caisson pylon memiliki berat 32.000 ton dan sebuah caisson blok jangkar 36.000 ton ketika ditarik dari dok kering oleh kapal tunda ke posisi akhirnya dalam penataan jembatan.

Baik balok jembatan gantung maupun balok bentang pendekatan dirancang sebagai kotak baja tertutup dan dibangun dari beberapa elemen dasar: panel datar dengan penguat palung dan rangka dinding melintang. Kedua jembatan pendekatan, masing-masing sepanjang 2530 dan 1538 m, menerus dari abutmen hingga blok jangkar. Balok jembatan gantung memiliki lebar 31,0 m dan kedalaman 4,0 m; balok untuk bentang pendekatan memiliki kedalaman 6,7 m. Balok-balok tersebut dibuat dalam beberapa bagian, dimulai di Italia. Di Portugal, dalam perjalanan mereka dengan tongkang ke Denmark, sebuah tempat perakitan awal utama didirikan untuk bagian-bagian balok yang akan dirakit, sebelum akhirnya

disambung menjadi balok bentang penuh di Denmark. Jembatan Timur (Gambar 4.4), diresmikan oleh Ratu Denmark pada 14 Juni 1998 dan jalur penghubung dibuka untuk lalu lintas jalan raya.

Dasar Proyek

Dasar proyek selama pengembangannya ditinjau oleh panel ahli internasional.

Persyaratan Struktural

Kode, standar, aturan, dan peraturan Denmark diterapkan di mana pun berlaku dan dilengkapi dengan kriteria dan persyaratan tambahan khusus, mengenai berbagai beban kejadian ekstrem.

Lingkungan

Kriteria desain lingkungan mensyaratkan bahwa konstruksi harus dilaksanakan tanpa memengaruhi aliran air melalui sabuk tersebut. Hal ini dicapai dengan pengerukan, jalur landai pendek, bentang panjang, dan dermaga serta pylon yang dibentuk secara hidraulik. Efek penghambatan yang harus dikompensasi hanya sekitar 0,5% dari total aliran di sabuk tersebut.

Gambar 4.4 Jembatan Storebælt Timur.

Risiko

Kriteria penerimaan risiko ditetapkan sejak awal dan serangkaian analisis risiko terkait kecelakaan kereta api, kebakaran dan ledakan, beban es, dan tabrakan kapal dilakukan untuk memastikan tingkat keselamatan yang memadai dan konsisten untuk seluruh ruas jalan. Kriteria penerimaan mensyaratkan bahwa probabilitas gangguan dengan durasi lebih dari 1 bulan tidak boleh melebihi tingkat yang ditentukan, dan bahwa tingkat risiko kematian untuk penyeberangan harus sebanding dengan risiko untuk lalu lintas darat dengan panjang yang sama. Analisis tersebut ditindaklanjuti oleh manajemen risiko melalui fase-fase selanjutnya untuk memastikan bahwa tujuan-tujuan tersebut tercapai.

Navigasi

Dengan 18.000 kapal yang melintas setiap tahun melalui saluran timur, pertimbangan penting diberikan untuk navigasi. Simulasi kapal yang komprehensif dan studi analisis tabrakan

dilakukan, yang mengarah pada peningkatan pengetahuan tentang kondisi navigasi yang aman dan juga pada serangkaian kriteria berbasis probabilitas untuk ketahanan benturan yang dibutuhkan dari pilar dan balok jembatan. Benturan kapal telah menjadi kriteria beban utama untuk semua pilar jembatan. Sistem layanan lalu lintas kapal (VTS) didirikan terutama untuk mencegah kecelakaan tabrakan di Jembatan Barat yang rendah.

Angin

Iklim angin lokal di Storebælt diselidiki dengan pengukuran dari menara setinggi 70 m di Sprogø. Untuk Jembatan Timur, investigasi aerodinamis dilakukan pada 16 konfigurasi penampang kotak balok jalan raya yang berbeda di terowongan angin. Pengujian menentukan kecepatan angin kritis untuk flutter untuk bentuk balok yang dipilih adalah 74 m/s yang aman di atas kecepatan angin kritis desain 60 m/s. Untuk desain detail, model jembatan aeroelastis skala 1:200 diuji di bawah kondisi angin turbulen yang disimulasikan.

Jembatan Barat

Jembatan Barat sepanjang 6,6 km (Gambar 4.5) ditenderkan dalam tiga jenis struktur atas alternatif; balok komposit dek ganda, tiga balok beton independen berdampingan, dan balok kotak baja tunggal. Ketiga alternatif jembatan tersebut memiliki struktur bawah berupa pondasi gravitasi berupa pondasi tiang pancang berisi pasir, yang di atasnya terdapat pilar dengan tata letak yang berbeda-beda.

Gambar 4.5 Jembatan Barat Storebælt.

Dokumen tender diterbitkan kepada enam konsorsium yang telah memenuhi syarat pada bulan April 1988, dan 13 penawaran atas solusi tender serta tiga alternatif utama dan sembilan alternatif yang lebih kecil diterima dari lima kelompok. Evaluasi tender menghasilkan pemilihan desain alternatif: dua balok kotak beton berlekuk dengan panjang bentang tipikal 110,4 m, dikurangi menjadi 81,75 m di abutmen dan sambungan ekspansi. Panjang total dibagi menjadi enam balok kontinu, yang membutuhkan tujuh sambungan ekspansi. Awalnya dimaksudkan untuk menenderkan Jembatan Barat sebagai SDC, tetapi karena desain alternatif dipilih, kontrak tersebut akhirnya menjadi mirip dengan kontrak DB.

Secara keseluruhan, 324 elemen, yang terdiri dari 62 caisson, 124 poros pilar, dan 138 balok, telah dicetak di lima jalur produksi di area reklamasi dekat lokasi jembatan. Semua

elemen dicetak, dipindahkan dengan cara digeser, disimpan di jalur produksi yang ditumpuk, dan kemudian dibongkar tanpa menggunakan derek gantry berat. Berat maksimum sebuah elemen adalah 7400 ton. Transportasi dan pemasangan selanjutnya dilakukan oleh Svanen, sebuah kapal derek katamaran besar yang dibuat khusus.

Dengan konsep ini, yang awalnya disajikan dalam desain tender, tetapi dikembangkan lebih lanjut dalam desain kontraktor, seluruh sistem pra-fabrikasi dioptimalkan dalam hal sumber daya, kualitas, dan waktu. Jembatan tersebut diserahkan pada tanggal 26 Januari 1994.

Terowongan Timur

Dua solusi terowongan terendam serta terowongan bor dipertimbangkan untuk saluran timur selebar 9 km. Setelah tender, terowongan bor dipilih karena alasan keuangan dan lingkungan.

Terowongan tersebut terdiri dari dua tabung berdiameter dalam 7,7 m, masing-masing sepanjang 7412 m dan berjarak 25 m. Pada titik terdalam, rel berada 75 m di bawah permukaan laut.

Empat mesin bor terowongan tipe tekanan keseimbangan tanah yang dirancang khusus telah mengebor terowongan, yang diluncurkan dari masing-masing ujung kedua terowongan. Terowongan-terowongan tersebut dihubungkan dengan interval sekitar 250 m oleh lorong penghubung berdiameter 4,5 m yang menyediakan evakuasi penumpang yang aman dan merupakan lokasi untuk semua peralatan listrik. Sekitar 250 m terowongan beton bertulang tipe cut-and-cover dibangun di setiap ujung terowongan yang telah dibor. Terowongan tersebut dilapisi dengan cincin segmental beton pracetak, yang dibaut bersama dengan gasket karet sintetis. Secara keseluruhan, 62.000 segmen telah diproduksi. Sejumlah tindakan perlindungan telah diambil untuk memastikan desain masa pakai 100 tahun.

Gambar 4.6 Terowongan Storebælt Timur.

Pada tanggal 7 April 1995, segmen lapisan terowongan terakhir dipasang. Dengan demikian, pembangunan terowongan selesai, hampir 5 tahun setelah pekerjaan dimulai. Sistem kereta api dipasang dan pada Juni 1997, jalur kereta api (Gambar 4.6) dibuka untuk lalu lintas dan perubahan pola lalu lintas antara Denmark Timur dan Barat dimulai.

Jalur Øresund

Jalur tetap sepanjang 16 km untuk lalu lintas gabungan kereta api dan jalan raya antara Denmark dan Swedia terdiri dari tiga proyek utama: terowongan terendam sepanjang 3,7 km, jembatan sepanjang 7,8 km, dan pulau buatan yang menghubungkan terowongan dan jembatan.

Terowongan tersebut berisi jalan raya empat jalur dan dua jalur kereta api. Rute lalu lintas yang berbeda dipisahkan oleh dinding, dan terowongan layanan akan ditempatkan di antara dua arah jalan raya. Terowongan tersebut akan memiliki lebar sekitar 40 m dan tinggi 8 m. 20 elemen terowongan beton bertulang, sepanjang 175 m dan berat 50.000 ton, sedang diprefabrikasi di sisi Denmark, dan ditarik ke jalur yang telah ditentukan.

Organisasi pemilik jalur penghubung Øresund adalah Øresundskonsortiet, yang didirikan sebagai perjanjian konsorsium antara perusahaan Denmark A/S Øresundsforbindelsen dan perusahaan Swedia Svensk-Danska Broförbindelsen pada 27 Januari 1992. Kedua pihak masing-masing memiliki 50% saham dalam konsorsium tersebut. Tujuan konsorsium ini adalah untuk memiliki, merencanakan, mendesain, membiayai, membangun, dan mengoperasikan jalur penghubung tetap melintasi Øresund.

Proyek ini dibiayai oleh pinjaman komersial, yang dijamin secara bersama-sama dan terpisah antara pemerintah Denmark dan Swedia. Bagian jalan raya akan dibayar melalui tol pengguna, sedangkan perusahaan kereta api dari kedua negara akan membayar angsuran tetap per tahun. Pendapatan tersebut juga harus menutupi biaya pekerjaan konstruksi untuk koneksi darat Denmark dan Swedia. Pada bulan Februari 1993, konsultan yang telah lolos kualifikasi diminta untuk menyiapkan desain konseptual, sebagai bagian dari proposal untuk menjadi konsultan internal bagi pemilik proyek. Dua konsultan dipilih untuk menyiapkan dokumen tender untuk terowongan, pulau buatan, dan jembatan.

Jembatan Øresund

Pada bulan Juli 1994, Øresundkonsortiet menyeleksi sejumlah kontraktor untuk membangun jembatan berdasarkan desain dan konstruksi. Jembatan ini ditenderkan dalam tiga bagian; jembatan pendekatan dari Swedia, jembatan tingkat tinggi dengan bentang utama 490 m dan jarak bebas vertikal 57 m, dan bentang pendekatan menuju Denmark. Dua solusi untuk jembatan ini diusulkan: pertama, konsep dua tingkat dengan jalan raya di dek atas dan jalur kereta api dua jalur di dek bawah; kedua, jembatan satu tingkat. Kedua konsep tersebut didasarkan pada jembatan utama kabel-stayed.

Lima konsorsium lolos kualifikasi untuk berpartisipasi dalam kompetisi untuk jembatan tingkat tinggi, dan enam konsorsium untuk jembatan pendekatan. Pada Juni 1995, penawaran untuk Jembatan Øresund disampaikan. Konsep dua tingkat dipilih sebagai solusi yang paling menguntungkan secara finansial. Pada November 1995, kontrak untuk seluruh jembatan diberikan kepada konsorsium Swedia-Jerman-Denmark.

Jembatan sepanjang 7,8 km ini mencakup jembatan kabel-stayed sepanjang 1090 m (Gambar 4.7) dengan bentang utama 490 m. Jembatan pendekatan sepanjang 3013 dan 3739 m memiliki bentang 140 m. Seluruh struktur atas merupakan struktur komposit dengan balok

rangka baja di antara jalan raya empat jalur di dek beton atas dan jalur kereta api ganda di dek bawah.

Gambar 4.7 Jembatan Utama Øresund.

Pembuatan rangka baja dan pengecoran dek beton jembatan pendekatan dilakukan di Spanyol. Bagian balok lengkap sepanjang 140 m, dengan berat hingga 7000 ton, ditarik dengan tongkang datar ke lokasi jembatan dan diangkat ke posisinya di atas pilar. Rangka baja untuk jembatan kabel-stayed dibuat di Swedia dan diangkut ke tempat pengecoran di dekat lokasi jembatan, tempat dek beton dicor.

Pada jembatan kabel pancang, balok utama juga akan didirikan dalam bagian-bagian sepanjang 140 m di atas penyangga sementara sebelum digantung oleh tali penahan. Metode ini tidak biasa untuk jembatan kabel pancang, tetapi menarik karena ketersediaan kapal pengangkut berat Svanen, dan mengurangi waktu konstruksi serta membatasi gangguan lalu lintas kapal. (Svanen, seperti yang disebutkan sebelumnya, dibangun khusus untuk Jembatan Storebælt Barat.

Setelah bertugas di sana, Svanen menyeberangi Atlantik untuk ditingkatkan dan digunakan untuk pekerjaan pemasangan di Jembatan Konfederasi di Kanada. Kembali ke Eropa, Svanen melakukan pekerjaan penting di Øresund). Selama periode konstruksi, dua sistem VTS telah beroperasi, VTS Drogden di sisi Denmark, dan VTS Flint di sisi Swedia. Tugas utama sistem VTS adalah menyediakan informasi yang diperlukan kepada kapal untuk memastikan navigasi yang aman dan menghindari situasi berbahaya di sekitar area kerja. Sistem VTS telah membuktikan kegunaannya dalam beberapa kesempatan.

Sistem kabel terdiri dari dua bidang kabel vertikal dengan penahan paralel, yang disebut sistem kabel berbentuk harpa. Dikombinasikan dengan balok rangka kaku lentur dan penyangga dermaga yang efisien di bentang samping, kekakuan yang tinggi dapat dicapai.

Modul rangka tetap 20 m baik di pendekatan maupun di bentang utama. Hal ini menghasilkan gaya kabel penahan hingga 16.000 ton yang berada di luar jangkauan sebagian

besar pemasok kabel prefabrikasi. Oleh karena itu, empat untaian prefabrikasi dalam konfigurasi persegi telah diadopsi untuk setiap kabel penahan.

Pintu beton setinggi 203,5 m didirikan di atas batu kapur. Caisson, yang diprefabrikasi di sisi Swedia Øresund, ditempatkan di kedalaman air 15 m, dan poros pin yang dicor di tempat sedang berlangsung. Pulau buatan akan dibangun di sekitar pin dan dermaga terdekat untuk melindungi dari benturan kapal. Semua pondasi tiang pancang, pilar, dan poros pilar sedang diprefabrikasi di darat untuk dirakit di lepas pantai. Jembatan ini dijadwalkan akan dibuka untuk lalu lintas pada tahun 2000.

Dasar Proyek

Persyaratan Umum

Sistem Eurocode dipilih untuk menjadi dasar normatif proyek ini. Dokumen aplikasi proyek (PAD) telah disiapkan sebagai dokumen pelengkap untuk setiap Eurocode. PAD menjalankan fungsi yang sama dengan dokumen aplikasi nasional (NAD) yang dikembangkan oleh negara-negara anggota yang menerapkan Eurocode.

Faktor keamanan parsial dan kombinasi beban ditentukan oleh kalibrasi keandalan. Indeks keandalan target $\beta = 4.7$, yang ditentukan oleh pemilik, sesuai dengan kelas keamanan tinggi seperti yang umum digunakan untuk struktur penting di negara-negara Nordik.

Selain Eurocode dan PAD, persyaratan desain umum ditentukan oleh pemilik untuk mencakup fitur khusus dari pekerjaan sipil besar. Hal ini sejalan dengan apa yang biasanya dilakukan pada proyek serupa. Persyaratan desain umum mencakup bidang-bidang berikut:

- Persyaratan fungsional dan estetika seperti perataan, gradien, penampang, dan profil jarak bebas;
- Beban sipil dan struktural, kombinasi beban, dan koefisien keamanan parsial; metode analisis dan desain struktural;
- Persyaratan mekanika tanah untuk desain dan konstruksi pondasi, termasuk parameter kekuatan dan deformasi tanah;
- Persyaratan mekanik dan listrik untuk instalasi terowongan dan jembatan, termasuk sistem untuk pengawasan, kontrol, dan akuisisi data (SCADA), distribusi daya, kontrol lalu lintas, dan komunikasi.

Risiko

Kriteria penerimaan risiko LHRisk dikembangkan sedemikian rupa sehingga risiko pengguna individu untuk menyeberangi jalur tersebut sama dengan risiko rata-rata di jalan raya dan jalur kereta api di lahan dengan panjang dan intensitas lalu lintas yang serupa. Selain itu, aspek risiko sosial terkait kecelakaan dengan jumlah korban jiwa yang lebih besar juga dikendalikan.

Prinsip ALARP — seperti yang disajikan di Bagian 4.3 — diterapkan untuk mengurangi konsekuensi dari risiko dalam pendekatan biaya-manfaat. Terutama risiko gangguan dikendalikan dengan cara ini. Langkah-langkah pengurangan risiko dipelajari untuk mengurangi frekuensi dan konsekuensi dari kejadian berbahaya. Analisis yang dilakukan membahas kejadian utama akibat kebakaran, ledakan, pelepasan zat beracun, tabrakan dan kandas kapal, banjir, kecelakaan pesawat, dan anjloknya kereta api.

Navigasi

Øresund digunakan oleh lalu lintas kapal lokal dan kapal transit hingga batas tertentu yang ditentukan oleh kedalaman air di saluran Drogden dan Flinterännan. Saluran Drogden di dekat pantai Denmark akan dilintasi oleh terowongan bawah laut dan hanya persyaratan mengenai dampak kapal yang tidak disengaja terhadap struktur terowongan yang telah ditentukan. Flinterännan di dekat pantai Swedia dilintasi oleh jembatan, dan rute navigasi akan ditingkatkan untuk alasan keselamatan. Kriteria desain terhadap dampak kapal telah dikembangkan secara khusus berdasarkan probabilitas, dan dermaga utama akan dilindungi oleh pulau buatan.

Penyeberangan Selat Fehmarn

Pada tahun 1995, Kementerian Transportasi Denmark dan Jerman mengundang delapan konsorsium konsultan untuk mengajukan tender investigasi awal untuk jalur penghubung tetap melintasi Selat Fehmarn yang lebarnya 19 km.

Dua konsorsium Denmark/Jerman terpilih; satu untuk melakukan investigasi geologi dan bawah tanah, dan yang lainnya untuk menyelidiki model solusi teknis, dampak lingkungan, dan untuk melakukan koordinasi sehari-hari dari semua investigasi. Pada fase pertama, tujuh solusi teknis yang berbeda diselidiki, dan pada fase kedua lima solusi yang direkomendasikan menjadi dasar untuk studi konsep:

- Terowongan kereta api yang digali dengan layanan antar-jemput;
- Terowongan kereta api yang terendam dengan layanan antar-jemput;
- Jembatan gabungan jalan raya dan kereta api;
- Terowongan gabungan jalan raya dan kereta api yang digali;
- Terowongan gabungan jalan raya dan kereta api yang terendam.

Dengan serangkaian persyaratan fungsional yang lebih rinci dan disempurnakan, berbagai konsep untuk masing-masing dari lima model solusi telah dipelajari lebih detail daripada pada fase pertama. Studi konsep ini diselesaikan pada awal Juli 1997 dengan penyerahan laporan sementara. Desain konseptual dimulai pada Desember 1997 dan direncanakan berlangsung selama 7 bulan. Untuk memberikan dasar yang memadai bagi studi tabrakan kapal dan bagian analisis risiko terkait, pengamatan lalu lintas kapal dilakukan oleh Angkatan Laut Jerman. Secara paralel, investigasi lingkungan dilanjutkan, sedangkan investigasi geologi dan bawah tanah diselesaikan.

Hasil studi ini akan menjadi dasar untuk diskusi publik dan keputusan politik tentang apakah akan membangun jembatan penghubung tetap atau tidak, dan juga model solusi mana yang harus dipilih.

BAB 5
FILOSOFI DESAIN UNTUK JEMBATAN JALAN RAYA

5.1 PENDAHULUAN

Beberapa spesifikasi desain jembatan akan dirujuk berulang kali di sini. Untuk menyederhanakan referensi, “Spesifikasi Standar” berarti Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya, dan edisi keenam belas akan dirujuk kecuali dinyatakan lain. “Spesifikasi LRFD” berarti Spesifikasi Desain Jembatan LRFD AASHTO, dan edisi pertama akan dirujuk, kecuali dinyatakan lain.

Dokumen terakhir ini dikembangkan pada periode 1988 hingga 1993 ketika metode probabilitas berbasis statistik tersedia, dan yang menjadi dasar kuantifikasi keselamatan. Karena ini adalah filosofi yang lebih modern daripada metode desain faktor beban atau metode desain tegangan yang diizinkan, yang keduanya tersedia dalam Spesifikasi Standar, dan keduanya tidak memiliki dasar matematis untuk menetapkan keselamatan, sebagian besar bab ini akan membahas terutama Spesifikasi LRFD.

Ada banyak isu yang membentuk filosofi desain — misalnya, perkiraan umur layanan suatu struktur, sejauh mana pemeliharaan di masa mendatang harus diasumsikan untuk mempertahankan ketahanan asli struktur atau harus diasumsikan relatif tidak ada, cara-cara untuk menghindari perilaku getas, seberapa banyak redundansi dan daktilitas yang dibutuhkan, sejauh mana analisis diharapkan untuk secara akurat mewakili efek gaya yang sebenarnya dialami oleh struktur, sejauh mana beban dianggap dipahami dan dapat diprediksi, sejauh mana maksud perancang akan ditegakkan oleh persyaratan pengujian material yang ketat dan inspeksi menyeluruh selama konstruksi, keseimbangan antara kebutuhan akan presisi tinggi selama konstruksi dalam hal penyelarasan dan penempatan dibandingkan dengan memperhitungkan ketidakselarasan dan mengkompensasinya dalam desain, dan, mungkin yang paling mendasar, dasar untuk menetapkan keselamatan dalam spesifikasi desain. Isu terakhir inilah, cara spesifikasi berupaya menetapkan keselamatan, yang dibahas dalam bab ini.

5.2 BATAS KONDISI

Semua spesifikasi desain komprehensif ditulis untuk menetapkan tingkat keamanan yang dapat diterima. Ada banyak metode untuk mencoba memberikan keamanan dan metode yang melekat pada banyak spesifikasi desain jembatan modern, termasuk Spesifikasi LRFD, Kode Desain Jembatan Jalan Raya Ontario, dan Kode Desain Jembatan Jalan Raya Kanada, adalah analisis keandalan berbasis probabilitas. Metode untuk menangani masalah keamanan dalam spesifikasi modern adalah penetapan "batas kondisi" untuk mendefinisikan kelompok peristiwa atau keadaan yang dapat menyebabkan struktur tidak dapat digunakan untuk tujuan aslinya.

Spesifikasi LRFD ditulis dalam format batas kondisi berbasis probabilitas yang memerlukan pemeriksaan beberapa, atau semua, dari empat batas kondisi yang didefinisikan di bawah ini untuk setiap komponen desain jembatan.

- Batas kondisi layanan berkaitan dengan pembatasan tegangan, deformasi, dan lebar retak dalam kondisi layanan reguler. Ketentuan ini dimaksudkan untuk memastikan jembatan berkinerja dengan baik selama masa pakainya.
- Batas kondisi kelelahan dan patahan berkaitan dengan pembatasan rentang tegangan dalam kondisi layanan reguler yang mencerminkan jumlah penyimpangan rentang tegangan yang diharapkan. Ketentuan-ketentuan ini dimaksudkan untuk membatasi pertumbuhan retakan di bawah beban berulang untuk mencegah patahan selama masa pakai desain jembatan.
- Kondisi batas kekuatan dimaksudkan untuk memastikan bahwa kekuatan dan stabilitas, baik lokal maupun global, disediakan untuk menahan kombinasi beban yang signifikan secara statistik yang akan dialami jembatan selama masa pakai desainnya. Kerusakan dan gangguan struktural yang luas dapat terjadi dalam kondisi batas kekuatan, tetapi integritas struktural secara keseluruhan diharapkan tetap terjaga.
- Kondisi batas kejadian ekstrem dimaksudkan untuk memastikan kelangsungan hidup struktural jembatan selama gempa bumi besar, atau ketika ditabrak oleh kapal, kendaraan, atau aliran es, atau di mana fondasi mengalami pengikisan yang akan menyertai banjir dengan frekuensi ekstrem, yang biasanya dianggap 500 tahun. Ketentuan-ketentuan ini membahas keadaan yang dianggap sebagai kejadian unik yang periode ulangnya jauh lebih besar daripada masa pakai desain jembatan. Probabilitas gabungan dari kejadian-kejadian ini sangat rendah, dan oleh karena itu, ketentuan-ketentuan ini ditentukan untuk diterapkan secara terpisah. Dalam kondisi ekstrem ini, struktur diharapkan mengalami deformasi inelastis yang cukup besar sehingga efek gaya terkunci akibat pengaruh suhu, rayapan, penyusutan, dan penurunan akan teratasi.

5.3 FILOSOFI KESELAMATAN

Tinjauan filosofi yang digunakan dalam berbagai spesifikasi menghasilkan tiga kemungkinan, desain tegangan yang diizinkan (ASD), desain faktor beban (LFD), dan desain berbasis keandalan, yang aplikasi khususnya disebut sebagai desain faktor beban dan resistensi (LRFD). Filosofi-filosofi ini dibahas di bawah ini.

Desain Tegangan yang Diizinkan

ASD didasarkan pada premis bahwa satu atau lebih faktor keselamatan dapat ditetapkan terutama berdasarkan pengalaman dan penilaian yang akan menjamin keselamatan komponen jembatan selama masa pakainya; misalnya, filosofi desain ini untuk elemen yang menahan momen ditandai dengan kriteria desain seperti

$$\Sigma M/S \leq F_y/1.82 \tag{5.1}$$

di mana

ΣM = jumlah momen yang diterapkan

F_y = tegangan luluh yang ditentukan

S = modulus penampang elastis

Konstanta 1,82 adalah faktor keamanan.

"Tegangan yang diizinkan" diasumsikan sebagai indikator resistensi dan dibandingkan dengan hasil analisis tegangan beban yang dibahas di bawah ini. Tegangan yang diizinkan ditentukan dengan membagi tegangan elastis pada awal beberapa respons yang tidak diinginkan, misalnya, luluh baja atau aluminium, hancurnya beton, hilangnya stabilitas, dengan faktor keamanan. Dalam beberapa keadaan, tegangan yang diizinkan ditingkatkan berdasarkan ukuran resistensi yang lebih representatif, biasanya berdasarkan metode inelastis, yang menunjukkan bahwa beberapa perilaku lebih kuat daripada yang lain.

Misalnya, rasio resistensi penampang yang sepenuhnya luluh (tanpa mempertimbangkan hilangnya stabilitas) terhadap resistensi elastis berdasarkan luluh pertama adalah sekitar $1{,}12$ hingga $1{,}15$ untuk sebagian besar bentuk gulungan yang ditekuk di sekitar sumbu utamanya. Untuk bentuk gulungan yang ditekuk di sekitar sumbu minornya, rasio ini adalah $1{,}5$ untuk semua tujuan praktis. Peningkatan kekuatan plastis yang melekat pada lenturan sumbu lemah ini diakui dengan meningkatkan tegangan izin dasar untuk ilustrasi ini dari $0{,}55\ F_y$ menjadi $0{,}60\ F_y$ dan mempertahankan perhitungan elastis tegangan.

Beban yang ditentukan adalah dasar kerja untuk analisis tegangan. Beban individual, khususnya beban lingkungan, seperti gaya angin atau gaya gempa bumi, dapat dipilih berdasarkan interval pengulangan yang ditentukan oleh komite. Peristiwa desain ditentukan melalui penggunaan kombinasi beban.

Filosofi ini memperlakukan setiap beban dalam kombinasi beban tertentu pada struktur sebagai sama dari sudut pandang variabilitas statistik. Pendekatan "akal sehat" dapat diambil untuk menyadari bahwa beberapa kombinasi pembebanan cenderung kurang terjadi daripada yang lain; misalnya, kombinasi beban yang melibatkan angin 160 km/jam, beban mati, penyusutan penuh, dan suhu dapat dianggap jauh lebih kecil kemungkinannya daripada kombinasi beban yang melibatkan beban mati dan beban hidup desain penuh.

Misalnya, dalam ASD, kombinasi beban sebelumnya diizinkan untuk menghasilkan tegangan yang sama dengan empat pertiga dari yang terakhir. Tidak ada pertimbangan tentang probabilitas terjadinya beban yang lebih tinggi dari yang diharapkan dan kekuatan yang lebih rendah dari yang diharapkan pada waktu dan tempat yang sama. Hampir tidak ada hubungan langsung antara prosedur ASD dan resistensi aktual dari banyak komponen dalam jembatan, atau dengan probabilitas kejadian yang sebenarnya terjadi.

Terlepas dari kekurangan-kekurangan ini, ASD telah menghasilkan jembatan yang, sebagian besar, telah berfungsi dengan sangat baik. Mengingat bahwa ini adalah dasar historis untuk desain jembatan di Amerika Serikat, penting untuk beralih ke filosofi desain keselamatan lain yang lebih kuat dengan pemahaman yang jelas tentang jenis keselamatan yang saat ini melekat dalam sistem.

Desain Faktor Beban

Dalam LFD, upaya awal dilakukan untuk menyadari bahwa beban hidup, khususnya, lebih bervariasi daripada beban mati. Pemikiran ini diwujudkan dalam konsep penggunaan pengali yang berbeda pada beban mati dan beban hidup; misalnya, kriteria desain dapat dinyatakan sebagai

$$1.30\ M_D + 2.17(M_{L+I}) \leq \phi M_u \tag{5.2}$$

di mana

M_D = momen dari beban mati

M_{L+I} = momen dari beban hidup dan benturan

M_u = hambatan

ϕ = faktor pengurangan kekuatan

Ketahanan biasanya didasarkan pada pencapaian hilangnya stabilitas komponen atau pencapaian kekuatan penampang inelastis. Melanjutkan contoh balok gulung yang disebutkan di atas, perbedaan antara lentur sumbu lemah dan sumbu kuat tidak perlu diidentifikasi karena ketahanan penampang adalah hasil kali kekuatan luluh dan modulus penampang plastis dalam kedua kasus.

Dalam beberapa kasus, ketahanan dikurangi dengan "faktor pengurangan kekuatan," yang didasarkan pada kemungkinan bahwa komponen mungkin berukuran kurang, material mungkin kurang kuat, atau metode perhitungan mungkin lebih atau kurang akurat daripada biasanya. Dalam beberapa kasus, faktor-faktor ini didasarkan pada analisis statistik dari ketahanan itu sendiri. Probabilitas gabungan dari beban yang lebih tinggi dari yang diharapkan dan ketahanan yang kurang dari yang diharapkan terjadi pada waktu dan tempat yang sama tidak dipertimbangkan.

Dalam Spesifikasi Standar, beban yang sama digunakan untuk ASD dan LFD. Dalam kasus LFD, beban dikalikan dengan faktor yang lebih besar dari satu dan ditambahkan ke beban terfaktor lainnya untuk menghasilkan kombinasi beban untuk tujuan desain.

Kelemahan desain faktor beban dilihat dari sudut pandang desain probabilistik adalah bahwa faktor beban dan faktor resistensi tidak dikalibrasi berdasarkan mempertimbangkan variabilitas statistik parameter desain di alam. Bahkan, faktor untuk jembatan girder baja ditetapkan untuk satu korelasi pada bentang sederhana 40 kaki (12,2 m).

Pada bentang tersebut, baik desain faktor beban maupun desain beban layanan dimaksudkan untuk memberikan struktur dasar yang sama. Untuk bentang yang lebih pendek, desain faktor beban dimaksudkan untuk menghasilkan kapasitas yang sedikit lebih besar, sedangkan untuk bentang di atas 40 kaki, dimaksudkan untuk menghasilkan kapasitas yang sedikit lebih kecil dengan perbedaan yang meningkat seiring dengan panjang bentang. Pengembangan kalibrasi satu titik ini untuk struktur baja diberikan oleh Vincent pada tahun 1969.

Desain Berbasis Probabilitas dan Keandalan

Desain berbasis probabilitas berupaya untuk secara langsung memperhitungkan rata-rata resistansi statistik, rata-rata beban statistik, nilai nominal atau hipotetis resistansi, nilai nominal atau hipotetis beban, dan dispersi resistansi dan beban yang diukur dengan deviasi standar atau koefisien variasi, yaitu deviasi standar dibagi dengan rata-rata.

Proses ini dapat digunakan secara langsung untuk menghitung probabilitas kegagalan untuk serangkaian beban, data statistik, dan perkiraan resistansi nominal komponen yang dirancang oleh perancang.

Dengan demikian, dimungkinkan untuk memvariasikan resistansi yang diperkirakan oleh perancang untuk mencapai kriteria yang dapat dinyatakan dalam istilah, seperti komponen (atau sistem) harus memiliki probabilitas kegagalan kurang dari 0,0001, atau variabel apa pun yang dapat diterima oleh masyarakat.

Desain berdasarkan probabilitas kegagalan digunakan dalam berbagai disiplin ilmu teknik, tetapi penerapannya pada teknik jembatan relatif kecil. “Panduan Spesifikasi dan Komentar untuk Desain Tabrakan Kapal pada Jembatan Jalan Raya” AASHTO adalah salah satu dari sedikit kodifikasi probabilitas kegagalan dalam desain jembatan AS.

Sebagai alternatif, metode probabilistik dapat digunakan untuk mengembangkan kuantitas yang dikenal sebagai “indeks keandalan” yang agak, tetapi tidak secara langsung, terkait dengan probabilitas kegagalan. Dengan menggunakan kode berbasis keandalan dalam arti yang paling murni, perancang diminta untuk menghitung nilai indeks keandalan yang diberikan oleh desainnya dan kemudian membandingkannya dengan nilai minimum yang ditentukan oleh kode.

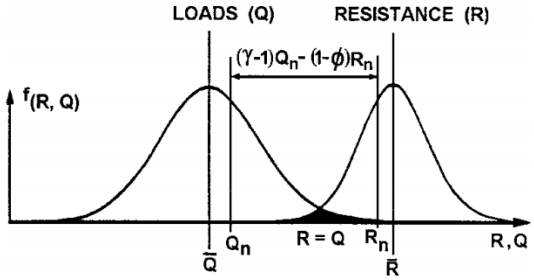
Melalui proses kalibrasi faktor beban dan resistensi terhadap indeks keandalan dalam desain percobaan simulasi, dimungkinkan untuk mengembangkan serangkaian faktor beban dan resistensi, sehingga proses desain sangat mirip dengan metodologi LFD yang ada. Konsep indeks keandalan dan proses rekayasa balik faktor beban dan resistensi.

Dalam kasus Spesifikasi LRFD, beberapa beban dan resistensi telah dimodernisasi dibandingkan dengan Spesifikasi Standar. Dalam banyak kasus, hambatannya sangat mirip. Sebagian besar faktor beban dan hambatan telah dihitung menggunakan metode probabilitas berbasis statistik yang mempertimbangkan probabilitas gabungan dari beban ekstrem dan hambatan ekstrem. Dalam istilah Spesifikasi LRFD, "ekstrem" mencakup kejadian maksimum dan minimum.

Dasar Probabilistik Spesifikasi LRFD

a. **Pengantar Keandalan sebagai Dasar Filosofi Desain**

   Pertimbangan teori keandalan berbasis probabilitas dapat disederhanakan secara signifikan dengan mempertimbangkan terlebih dahulu bahwa fenomena alam dapat direpresentasikan secara matematis sebagai variabel acak normal, seperti yang ditunjukkan oleh kurva berbentuk lonceng yang terkenal. Asumsi ini mengarah pada solusi bentuk tertutup untuk area di bawah bagian kurva ini, seperti yang diberikan dalam banyak buku pegangan matematika dan diprogram ke dalam banyak kalkulator tangan.



Gambar 5.1 Pemisahan beban dan hambatan.

Dengan menerima gagasan bahwa beban dan resistansi adalah variabel acak normal, kita dapat memplot kurva berbentuk lonceng yang sesuai dengan masing-masingnya dalam presentasi gabungan yang membahas distribusi sebagai sumbu vertikal terhadap nilai beban, Q, atau resistansi, R, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.1.

Nilai rata-rata beban, $\bar{Q}$, dan nilai rata-rata resistansi, $\bar{R}$, juga ditunjukkan. Untuk beban dan resistansi, nilai kedua yang agak bergeser dari nilai rata-rata, yaitu nilai "nominal", atau angka yang dihitung oleh perancang untuk beban atau resistansi, juga ditampilkan. Rasio nilai rata-rata dibagi dengan nilai nominal disebut "bias".

Tujuan dari filosofi desain berdasarkan teori keandalan, atau teori probabilitas, adalah untuk memisahkan distribusi resistansi dari distribusi beban, sedemikian rupa sehingga area tumpang tindih, yaitu area di mana beban lebih besar daripada resistansi, dapat ditoleransi sekecil mungkin. Dalam kasus khusus formulasi LRFD dari spesifikasi berbasis probabilitas, faktor beban dan faktor resistansi dikembangkan bersama-sama sedemikian rupa sehingga hubungan antara resistansi dan beban sedemikian rupa sehingga area tumpang tindih pada Gambar 5.1 kurang dari atau sama dengan nilai yang diterima oleh badan pembuat kode. Perhatikan pada Gambar 5.1 bahwa yang difaktorkan adalah beban nominal dan resistansi nominal, bukan nilai rata-rata.

Distribusi konseptual dari perbedaan antara resistansi dan beban, yang menggabungkan kurva individual yang dibahas di atas, ditunjukkan pada Gambar 5.2. Sekarang menjadi lebih mudah untuk mendefinisikan nilai rata-rata resistansi dikurangi beban sebagai sejumlah simpangan baku, $\beta\sigma$, dari titik asal. Variabel β disebut "indeks keandalan" dan σ adalah simpangan baku dari kuantitas $R - Q$. Masalah dengan penyajian ini adalah bahwa variasi kuantitas $R - Q$ tidak diketahui secara eksplisit. Banyak yang sudah diketahui tentang variasi beban itu sendiri atau resistansi itu sendiri, tetapi perbedaan antara keduanya belum dikuantifikasi. Namun, dari teori probabilitas, diketahui bahwa jika beban dan resistansi keduanya merupakan variabel normal dan acak, maka simpangan baku dari perbedaannya adalah

$$\sigma_{(R-Q)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} \tag{5.3}$$

Dengan mempertimbangkan simpangan baku, dan memperhatikan Gambar 5.2 serta aturan matematika bahwa rata-rata jumlah atau selisih variabel acak normal adalah jumlah atau selisih rata-rata masing-masing variabel, kita sekarang dapat mendefinisikan indeks reliabilitas, β, sebagai

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{Q}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{5.4}$$

Persamaan bentuk tertutup yang sebanding juga dapat dibuat untuk distribusi data lainnya, misalnya, distribusi log-normal. Proses "coba-coba" digunakan untuk menyelesaikan β ketika variabel yang dimaksud tidak sesuai dengan salah satu solusi bentuk tertutup yang sudah ada.

Proses kalibrasi faktor beban dan resistensi dimulai dengan Persamaan (5.4) dan hubungan desain dasar; resistensi terfaktor harus lebih besar dari atau sama dengan jumlah beban terfaktor:

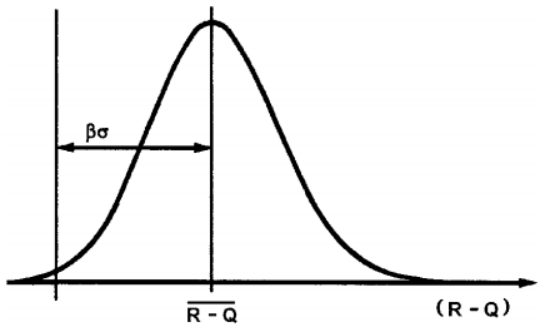
$$\phi R = Q = \Sigma \gamma_i x_i \tag{5.5}$$

Dengan menghitung nilai rata-rata resistansi, diperoleh:

$$\bar{R} = \bar{Q} + \beta\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2} = \lambda R = \frac{1}{\phi}\Sigma\gamma_i x_i \tag{5.6}$$

Dengan menggunakan definisi bias, yang ditunjukkan oleh simbol λ, Persamaan (5.6) mengarah ke kesamaan kedua dalam Persamaan (5.6). Solusi langsung untuk faktor resistansi, ϕ, adalah

$$\phi = \frac{\lambda\Sigma\gamma_i x_i}{\bar{Q} + \beta\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{5.7}$$



Gambar 5.2 Definisi indeks keandalan, β.

Sayangnya, Persamaan (5.7) mengandung tiga variabel yang tidak diketahui, yaitu faktor resistensi, ϕ, indeks keandalan, β, dan faktor beban, γ.

Nilai indeks keandalan, β, yang dapat diterima harus dipilih oleh badan pembuat kode. Meskipun tidak secara eksplisit benar, kita dapat menganggap β sebagai indikator fraksi berapa kali kriteria desain akan terpenuhi atau terlampaui selama masa pakai desain, analog dengan menggunakan deviasi standar sebagai indikasi jumlah total populasi yang termasuk atau tidak termasuk dalam kurva distribusi normal.

Dengan menggunakan analogi ini, β sebesar 2,0 sesuai dengan sekitar 97,3% nilai yang termasuk dalam kurva berbentuk lonceng, atau 2,7 dari 100 nilai yang tidak termasuk. Ketika β ditingkatkan menjadi 3,5, misalnya, sekarang hanya dua nilai dari sekitar 10.000 yang tidak termasuk.

Secara teknis lebih tepat untuk menganggap indeks keandalan sebagai indikator perbandingan. Satu kelompok jembatan yang memiliki indeks keandalan lebih besar daripada kelompok jembatan kedua juga memiliki keamanan yang lebih tinggi. Dengan demikian, ini dapat menjadi cara untuk membandingkan kelompok jembatan baru yang dirancang dengan proses baru dengan basis data jembatan yang sudah ada yang dirancang dengan metode ASD atau LFD. Ini mungkin merupakan penggunaan indeks keandalan yang paling tepat dan efektif. Penggunaan inilah yang menjadi dasar penentuan indeks keandalan target, atau yang ditentukan dalam kode, serta faktor beban dan resistensi dalam Spesifikasi LRFD, seperti yang akan dibahas dalam dua bagian berikutnya.

LRFD berbasis probabilitas untuk desain jembatan dapat dilihat sebagai perluasan logis dari prosedur LFD saat ini. ASD tidak mengakui bahwa berbagai beban lebih bervariasi daripada yang lain. Pengenalan metodologi desain faktor beban membawa perubahan filosofis utama yaitu pengakuan bahwa beberapa beban lebih akurat diwakili daripada yang lain. Konversi ke metodologi LRFD berbasis probabilitas dapat dianggap sebagai mekanisme untuk memilih faktor beban dan resistensi secara lebih sistematis dan rasional daripada yang dilakukan dengan informasi yang tersedia ketika desain faktor beban diperkenalkan.

b. Kalibrasi Faktor Beban dan Resistensi

Dengan asumsi bahwa badan penulis kode telah menetapkan indeks keandalan nilai target β, biasanya dilambangkan dengan β_T, Persamaan (5.7) masih menunjukkan bahwa faktor beban dan resistensi harus ditemukan. Salah satu cara untuk mengatasi masalah ini adalah dengan memilih faktor beban dan kemudian menghitung faktor resistensi. Proses ini telah digunakan oleh beberapa otoritas penulis kode [2–4]. Langkah-langkah dalam proses tersebut adalah sebagai berikut:

- Beban terfaktor dapat didefinisikan sebagai nilai rata-rata beban, ditambah sejumlah simpangan baku beban, seperti yang ditunjukkan pada bagian pertama Persamaan (5.6) di bawah ini.

$$\gamma_i x_i = \bar{x}_i + n\sigma_i = \bar{x}_i + nV_i\bar{x}_i \tag{5.8}$$

Dengan mendefinisikan "varians," V_i, sebagai sama dengan simpangan baku dibagi dengan nilai rata-rata, maka diperoleh bagian kedua dari Persamaan (5.8). Dengan memanfaatkan konsep bias sekali lagi, Persamaan (5.6) sekarang dapat diringkas menjadi Persamaan (5.9).

$$\gamma_i = \lambda(1 + nV_i) \tag{5.9}$$

Dengan demikian, dapat dilihat bahwa faktor beban dapat ditulis dalam bentuk bias dan varians. Hal ini memunculkan konsep filosofis bahwa faktor beban dapat didefinisikan sedemikian rupa sehingga semua beban memiliki probabilitas yang sama untuk dilampaui selama masa desain. Ini bukan berarti bahwa faktor beban tersebut identik, hanya saja probabilitas beban dilampaui adalah sama.

- Dengan menggunakan Persamaan (5.7) untuk sekumpulan faktor beban tertentu, nilai faktor resistensi dapat diasumsikan untuk berbagai jenis elemen struktur dan untuk berbagai komponen beban, misalnya, geser, momen, dll. pada berbagai komponen struktur. Simulasi komputer dari badan representatif elemen struktur dapat dilakukan, menghasilkan sejumlah besar nilai untuk indeks keandalan.
- Indeks keandalan dibandingkan dengan indeks keandalan target. Jika hasilnya pengelompokan yang dekat, kombinasi faktor beban dan resistensi yang sesuai telah diperoleh.
- Jika pengelompokan yang rapat tidak terjadi, serangkaian faktor beban percobaan baru dapat digunakan dan proses diulangi hingga indeks keandalan mengelompok di sekitar, dan cukup dekat dengan, indeks keandalan target.
- Faktor beban dan resistansi yang dihasilkan, jika digabungkan, akan menghasilkan indeks keandalan yang mendekati nilai target yang dipilih oleh badan pembuat kode sebagai nilai yang dapat diterima.

Garis besar di atas mengasumsikan bahwa faktor beban yang sesuai telah diasumsikan. Jika proses memvariasikan faktor resistansi dan menghitung indeks keandalan tidak konvergen ke serangkaian indeks keandalan yang dikelompokkan secara sempit dan sesuai, maka asumsi faktor beban harus direvisi. Bahkan, beberapa rangkaian faktor beban yang diusulkan mungkin perlu diselidiki untuk menentukan pengaruhnya terhadap pengelompokan indeks keandalan.

Proses yang dijelaskan di atas sangat umum. Untuk memahami bagaimana proses ini digunakan untuk mengembangkan data untuk situasi tertentu, bagian selanjutnya dari bagian ini akan mengilustrasikan penerapannya pada kalibrasi faktor beban dan resistansi untuk Spesifikasi LRFD. Langkah-langkah dasarnya adalah sebagai berikut:

- Mengembangkan basis data contoh jembatan yang ada saat ini.

- Mengekstrak efek beban berdasarkan persentase beban total.
- Mengembangkan set simulasi jembatan untuk keperluan perhitungan.
- Memperkirakan indeks keandalan yang tersirat dalam desain saat ini.
- Merevisi beban per komponen agar konsisten dengan Spesifikasi LRFD.
- Mengasumsikan faktor beban.
- Memvariasikan faktor resistensi hingga menghasilkan indeks keandalan yang sesuai.

Sekitar 200 jembatan representatif dipilih dari berbagai wilayah di Amerika Serikat dengan meminta contoh rencana jembatan dari berbagai negara bagian. Pemilihan didasarkan pada jenis struktur, material, dan lokasi geografis untuk mewakili berbagai macam material dan praktik desain yang bervariasi di seluruh negeri. Tren masa depan yang diantisipasi juga harus dipertimbangkan. Dalam kasus khusus Spesifikasi LRFD, hal ini dilakukan dengan mengirimkan kuesioner ke berbagai departemen transportasi yang meminta mereka untuk mengidentifikasi jenis jembatan yang mereka harapkan akan dirancang dalam waktu dekat. Untuk setiap jembatan dalam basis data, beban yang ditunjukkan oleh gambar kontrak dibagi menjadi komponen karakteristik berikut:

- Beban mati akibat berat komponen buatan pabrik;
- Beban mati komponen cor di tempat;
- Beban mati akibat permukaan lapisan aspal jika berlaku;
- Berat mati akibat berbagai item;
- Beban hidup akibat pembebanan HS20;
- Tunjangan beban dinamis atau dampak yang ditentukan dalam Spesifikasi AASHTO 1989.

Tabulasi lengkap untuk semua beban ini untuk seluruh rangkaian jembatan dalam basis data disajikan dalam Nowak.

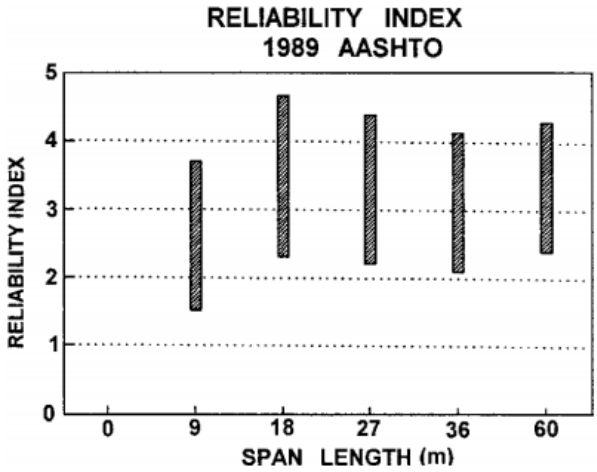
Beban hidup yang diproyeksikan secara statistik dan nilai nominal efek gaya beban hidup dihitung. Resistensi dihitung dalam hal momen dan kapasitas geser untuk setiap struktur sesuai dengan persyaratan yang berlaku, dalam hal ini Spesifikasi Standar AASHTO untuk desain faktor beban. Berdasarkan jumlah relatif beban yang diidentifikasi pada bagian sebelumnya untuk setiap kombinasi bentang dan jarak serta jenis konstruksi yang ditunjukkan oleh basis data, sebuah simulasi seperangkat 175 jembatan dikembangkan, yang terdiri dari hal-hal berikut:

- Secara keseluruhan; 25 simulasi jembatan girder baja nonkomposit untuk momen lentur dan geser dengan bentang 9, 18, 27, 36, dan 60 m dan, untuk setiap bentang tersebut, jarak 1,2, 1,8, 2,4, 3,0, dan 3,6 m;
- Jembatan girder baja komposit representatif untuk momen lentur dan geser yang memiliki parameter yang sama dengan yang diidentifikasi di atas;
- Jembatan balok T beton bertulang representatif untuk momen lentur dan geser dengan bentang 9, 18, 27, dan 39 m, dengan jarak 1,2, 1,8, 2,4, dan 3,6 m di setiap kelompok bentang;

- Jembatan balok I beton prategang representatif untuk momen dan geser dengan parameter bentang dan jarak yang sama seperti yang digunakan untuk jembatan baja.

Tabulasi lengkap jembatan-jembatan ini dan jumlah representatif dari berbagai beban disajikan dalam Nowak.

Indeks keandalan dihitung untuk setiap jembatan simulasi dan setiap jembatan aktual untuk geser dan momen. Rentang indeks keandalan yang dihasilkan dari fase proses kalibrasi ini disajikan pada Gambar 5.3 dari Kulicki dkk.. Dapat dilihat bahwa rentang nilai yang luas diperoleh menggunakan spesifikasi saat ini, tetapi ini telah diantisipasi berdasarkan pekerjaan kalibrasi sebelumnya yang dilakukan untuk Kode Desain Jembatan Jalan Raya Ontario (OHBDC).



Gambar 5.3 Indeks keandalan yang melekat pada Spesifikasi Standar AASHTO 1989.

Indeks keandalan yang dihitung ini, serta kalibrasi spesifikasi lain di masa lalu, berfungsi sebagai dasar untuk pemilihan indeks keandalan target, β_T. Indeks keandalan target 3,5 dipilih untuk OHBDC dan sedang dipertimbangkan untuk spesifikasi berbasis keandalan lainnya. Pertimbangan data yang ditunjukkan pada Gambar 5.3 menunjukkan bahwa β sebesar 3,5 mewakili praktik LFD di masa lalu. Oleh karena itu, nilai ini dipilih sebagai target untuk kalibrasi Spesifikasi LRFD.

c. Faktor Beban dan Resistensi

Parameter komponen beban jembatan dan berbagai set faktor beban, yang sesuai dengan nilai parameter n yang berbeda dalam Persamaan (5.9) dirangkum dalam Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Parameter Komponen Beban Jembatan

Komponen Beban	Faktor bias	Koefisien Variasi	Faktor Beban		
			$n = 1.5$	$n = 2.0$	$n = 2.5$
Beban mati, toko dibangun	1.03	0.08	1.15	1.20	1.24
Beban mati, lapangan dibangun	1.05	0.10	1.20	1.25	1.30
Beban mati, aspal dan utilitas	1.00	0.25	1.375	1.50	1.65
Beban hidup (dengan dampak)	1.10-1.20	0.18	1.40-1.50	1.50-1.60	1.60-1.70

Nilai faktor beban yang direkomendasikan sesuai dengan $n = 2$. Untuk memudahkan perancang, satu faktor ditentukan untuk komponen yang dibuat di pabrik dan di lapangan, $\gamma = 1{,}25$. Untuk D_3, berat aspal dan utilitas, $\gamma = 1{,}50$. Untuk beban hidup dan benturan, nilai faktor beban yang sesuai dengan $n = 2$ adalah $\gamma = 1{,}60$. Namun, nilai yang lebih konservatif yaitu $\gamma = 1{,}75$ digunakan dalam Spesifikasi LRFD.

Kriteria penerimaan dalam pemilihan faktor resistensi adalah seberapa dekat indeks keandalan yang dihitung dengan nilai target indeks keandalan, β_T. Berbagai set faktor resistensi, ϕ, dipertimbangkan. Faktor resistensi yang digunakan dalam kode dibulatkan ke 0,05 terdekat.

Perhitungan dilakukan menggunakan komponen beban untuk masing-masing dari 175 jembatan yang disimulasikan menggunakan rentang faktor resistensi yang ditunjukkan pada Tabel 5.3. Untuk faktor resistensi, material, bentang, dan jarak antar balok yang diberikan, indeks keandalan dihitung. Nilai β dihitung untuk faktor beban hidup, $\gamma = 1{,}75$. Sebagai perbandingan, hasilnya juga ditampilkan untuk faktor beban hidup, $\gamma = 1{,}60$. Perhitungan dilakukan untuk faktor resistensi, ϕ, yang tercantum dalam Tabel 5.2.

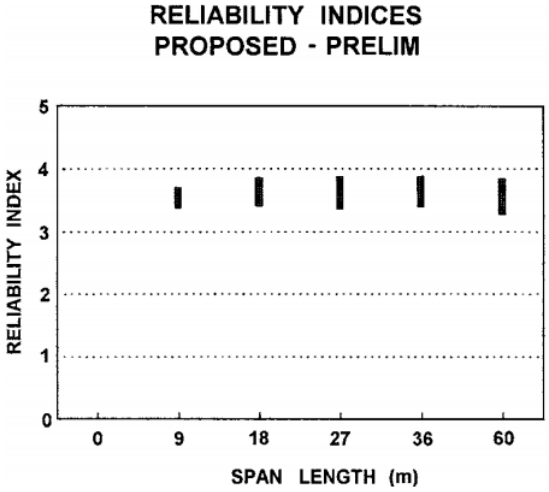
Tabel 5.2 Faktor-Faktor Resistensi yang Dipertimbangkan

Bahan	Batasan Negara	Faktor Resistensi $\boldsymbol{\phi}$	
		Terendah	Tertinggi
Baja Nonkomposit	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.95	1.00
Baja Komposit	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.95	1.00
Beton Bertulang	Moment	0.85	0.90
	Shear	0.90	0.90
Beton Pratekan	Moment	0.95	1.00
	Shear	0.90	0.95

Indeks keandalan dihitung ulang untuk masing-masing dari 175 kasus simulasi dan masing-masing jembatan aktual yang digunakan untuk menghasilkan jembatan simulasi. Rentang nilai yang diperoleh menggunakan faktor beban dan resistensi baru ditunjukkan pada Gambar 5.4.

Gambar 5.4 menunjukkan bahwa faktor beban dan resistensi yang baru dikalibrasi serta model beban dan teknik distribusi beban yang baru bekerja bersama untuk menghasilkan indeks keandalan yang sangat terkonsentrasi. Ini adalah tujuan pengembangan faktor-faktor baru tersebut. Kesesuaian dengan indeks keandalan 3,5 adalah sesuatu yang sekarang dapat diubah oleh AASHTO. Indeks keandalan target dapat dinaikkan atau diturunkan sesuai kebutuhan di masa mendatang dan faktor-faktor tersebut dapat dihitung ulang sesuai dengan itu. Kemampuan untuk

menyesuaikan parameter desain secara terkoordinasi adalah salah satu kekuatan dari desain keandalan berbasis probabilitas.



Gambar 5.4 Indeks keandalan yang melekat pada Spesifikasi LRFD.

5.4 TUJUAN DESAIN

Keselamatan

Keselamatan publik adalah tanggung jawab utama insinyur desain. Semua aspek desain lainnya, termasuk kemudahan perawatan, pemeliharaan, ekonomi, dan estetika, adalah sekunder dibandingkan dengan persyaratan keselamatan. Ini tidak berarti bahwa tujuan lain tidak penting, tetapi keselamatan adalah yang terpenting.

a. Persamaan Kecukupan

Dalam spesifikasi desain, masalah keselamatan biasanya dikodifikasi dengan penerapan pernyataan umum bahwa resistansi desain harus lebih besar dari, atau sama dengan, efek beban desain. Dalam ASD, Persamaan (5.1) dapat digeneralisasikan sebagai

$$\Sigma Q_i \leq R_E/FS \tag{5.10}$$

di mana

Q_i = beban
R_E = hambatan elastis
F_S = faktor keamanan

Dalam LFD, Persamaan (5.2) dapat digeneralisasikan sebagai

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R \tag{5.11}$$

di mana

γ_i = faktor beban
Q_i = beban
R = resistansi
ϕ = faktor reduksi kekuatan

Dalam LRFD, Persamaan (5.2) dapat digeneralisasikan sebagai

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \tag{5.12}$$

di mana

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$: $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0{,}95$ untuk beban yang nilai maksimum γ_i sesuai dan $\eta_i = 1/(\eta_I \eta_D \eta_R) \leq 1{,}0$ untuk beban yang nilai minimum γ_i sesuai

γ_i = faktor beban: pengali berbasis statistik pada efek gaya

ϕ = faktor resistensi: pengali berbasis statistik yang diterapkan pada resistensi nominal

η_i = pengubah beban

η_D = faktor yang berkaitan dengan daktilitas

η_R = faktor yang berkaitan dengan redundansi

η_I = faktor yang berkaitan dengan kepentingan operasional

Q_i = efek gaya nominal: deformasi, tegangan, atau resultan tegangan

R_n = resistensi nominal: berdasarkan dimensi seperti yang ditunjukkan pada rencana dan pada tegangan, deformasi, atau yang diizinkan kekuatan material yang ditentukan

R_r = resistansi terfaktor: ϕR_n

Persamaan (5.12) diterapkan pada setiap komponen dan sambungan yang dirancang sesuai dengan setiap kondisi batas yang dipertimbangkan.

b. Persyaratan Khusus Spesifikasi LRFD

Perbandingan persamaan kecukupan seperti yang ditulis di atas untuk ASD, LFD, dan LRFD menunjukkan bahwa, seiring evolusi filosofi desain melalui tiga tahap ini, lebih banyak aspek komponen yang dirancang dan hubungannya dengan lingkungannya serta fungsinya bagi masyarakat harus dipertimbangkan secara eksplisit. Ini bukan berarti bahwa perancang yang menggunakan ASD harus mempertimbangkan lebih sedikit daripada perancang yang menggunakan LFD atau LRFD. Ketentuan spesifikasi adalah persyaratan minimum, dan perancang yang bijaksana sering mempertimbangkan aspek tambahan.

Namun, seiring spesifikasi menjadi lebih matang dan lebih mencerminkan dunia nyata, kriteria tambahan seringkali diperlukan untuk memastikan keamanan yang memadai yang mungkin telah disediakan, meskipun tidak seragam, oleh ketentuan yang lebih sederhana. Oleh karena itu, tidak mengherankan jika Spesifikasi LRFD mensyaratkan pertimbangan eksplisit tentang daktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional dalam Persamaan (5.12), sedangkan Spesifikasi Standar tidak.

Daktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional merupakan aspek penting yang memengaruhi margin keselamatan jembatan. Sementara dua aspek pertama berhubungan langsung dengan perilaku fisik, aspek terakhir menyangkut konsekuensi dari jembatan yang tidak beroperasi.

Oleh karena itu, pengelompokan aspek-aspek ini bersifat arbitrer; namun, ini merupakan upaya kodifikasi pertama. Tanpa informasi yang lebih tepat, setiap efek, kecuali untuk kelelahan dan fraktur, diperkirakan sebagai ±5%, diakumulasikan secara

geometris, pendekatan yang jelas subjektif. Seiring waktu, kuantifikasi yang lebih baik tentang daktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional, serta interaksinya, dapat dicapai.

Daktilitas

Respons komponen struktural atau sambungan di luar batas elastis dapat dicirikan oleh perilaku getas atau ulet. Perilaku getas tidak diinginkan karena menyiratkan hilangnya kapasitas menahan beban secara tiba-tiba segera setelah batas elastis terlampaui. Perilaku ulet ditandai dengan deformasi inelastis yang signifikan sebelum terjadi kehilangan kapasitas menahan beban. Perilaku ulet memberikan peringatan akan kegagalan struktur melalui deformasi inelastis yang besar. Di bawah pembebanan siklik, siklus terbalik besar dari deformasi inelastis menghilangkan energi dan memiliki efek menguntungkan pada respons struktur.

Jika, melalui pengekangan atau tindakan lain, komponen struktural atau sambungan yang terbuat dari material getas dapat menahan deformasi inelastis tanpa kehilangan kapasitas menahan beban yang signifikan, komponen ini dapat dianggap ulet. Kinerja ulet tersebut harus diverifikasi melalui pengujian eksperimental.

Perilaku yang ulet dalam konteks statis, tetapi tidak ulet selama respons dinamis, juga harus dihindari. Contoh perilaku ini adalah kegagalan geser dan ikatan pada elemen beton dan hilangnya aksi komposit pada elemen lentur.

Kapasitas daktilitas komponen atau sambungan struktural dapat ditetapkan melalui pengujian eksperimental skala penuh atau besar, atau dengan model analitis yang didasarkan pada perilaku material yang realistis. Kapasitas daktilitas untuk suatu sistem struktural dapat ditentukan dengan mengintegrasikan deformasi lokal di seluruh sistem struktural.

Dengan kontrol yang tepat pada daktilitas bawaan material dasar, proporsi dan detail yang tepat dari suatu sistem struktural merupakan pertimbangan utama dalam memastikan pengembangan deformasi inelastis yang signifikan dan terlihat, sebelum kegagalan, pada kondisi batas kekuatan dan kejadian ekstrem.

Untuk kondisi batas kelelahan dan patahan untuk anggota kritis patahan dan untuk kondisi batas kekuatan untuk semua anggota:

$_D\eta$ $\geq$ 1,05 untuk komponen dan sambungan non-daktil,
$=$ 1,00 untuk desain dan detail konvensional yang sesuai dengan spesifikasi ini
$\geq$ 0,95 untuk komponen dan sambungan yang telah ditentukan tindakan peningkatan daktilitas tambahan di luar yang dipersyaratkan oleh spesifikasi ini

Untuk semua kondisi batas lainnya:

$_D\eta = 1.00$

Redundansi

Redundansi biasanya didefinisikan dengan menyatakan kebalikannya, misalnya, struktur nonredundan adalah struktur di mana hilangnya suatu komponen mengakibatkan keruntuhan atau komponen nonredundan adalah komponen yang hilangnya mengakibatkan keruntuhan total atau sebagian. Struktur jalur beban ganda harus digunakan, kecuali ada alasan kuat untuk sebaliknya. Spesifikasi LRFD mensyaratkan resistensi tambahan untuk mengurangi kemungkinan hilangnya komponen nonredundan dan untuk memberikan resistensi tambahan guna mengakomodasi redistribusi beban.

Untuk kondisi batas kekuatan:

$_R\eta \geq$ 1,05 untuk anggota non-redundansi

$=$ 1,00 untuk tingkat redundansi konvensional

$\geq$ 0,95 untuk tingkat redundansi luar biasa

Untuk semua kondisi batas lainnya:

$_R\eta = 100$

Faktor-faktor yang saat ini ditentukan hanya berdasarkan pertimbangan dan dimasukkan untuk mensyaratkan pertimbangan redundansi yang lebih eksplisit. Penelitian sedang dilakukan oleh Ghosn dan Moses untuk memberikan persyaratan yang lebih rasional berdasarkan indeks keandalan yang dianggap dapat diterima pada jembatan yang rusak yang harus tetap beroperasi selama sekitar 2 tahun. Konsep "rekayasa balik" sedang diterapkan untuk mengembangkan nilai-nilai yang serupa dengan η_R.

Pentingnya Operasional

Konsep pentingnya operasional diterapkan pada kondisi batas kekuatan dan kejadian ekstrem. Pemilik dapat menyatakan jembatan, atau komponen struktural atau sambungan apa pun, sebagai penting secara operasional. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada persyaratan sosial/kelangsungan hidup dan/atau keamanan/pertahanan. Jika sebuah jembatan dianggap penting secara operasional, η_I diambil sebagai ≥ 1.05. Jika tidak, η_I diambil sebagai $1{,}0$ untuk jembatan tipikal dan dapat dikurangi menjadi $0{,}95$ untuk jembatan yang relatif kurang penting.

c. Kombinasi Beban Desain dalam ASD, LFD, dan LRFD

Beban dan gaya permanen dan transien berikut dipertimbangkan dalam ASD dan LFD menggunakan Spesifikasi Standar, dan dalam LRFD menggunakan Spesifikasi LRFD. Faktor beban untuk berbagai beban, yang membentuk kombinasi beban desain, ditunjukkan pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 untuk LRFD dan Tabel 5.6 untuk ASD dan LFD. Dalam hal Spesifikasi LRFD, semua kombinasi beban terkait dengan kondisi batas yang sesuai. Salah satu, atau semua, dari empat kondisi batas mungkin diperlukan dalam desain komponen tertentu dan yang minimum diperlukan untuk dipertimbangkan

ditunjukkan dalam spesifikasi jika sesuai. Dengan demikian, suatu desain dapat melibatkan kombinasi beban apa pun dalam Tabel 5.4.

Dalam kasus ASD atau LFD, tidak ada hubungan langsung antara kombinasi beban yang ditentukan dalam Tabel 5.6 dan kondisi batas, karena persyaratan desain dalam Spesifikasi Standar tidak diatur dengan cara tersebut. Desain dengan ASD menggunakan kombinasi dalam Tabel 5.5 yang ditunjukkan untuk metode desain tegangan yang diizinkan sebagaimana mestinya untuk komponen yang sedang dipertimbangkan. Kombinasi beban yang ditunjukkan untuk LFD tidak digunakan bersamaan dengan desain tegangan yang diizinkan. Sebaliknya berlaku untuk LFD.

Penerapan kombinasi beban dalam Tabel 5.6 untuk ASD dan LFD telah tersedia bagi perancang jembatan selama beberapa dekade dan relatif dipahami dengan baik. Banyak buku teks telah membahas subjek ini. Karena alasan ini, sisa bagian ini akan terutama membahas Spesifikasi LRFD yang relatif lebih baru.

Semua subset yang relevan dari kombinasi beban dalam Tabel 5.4 harus diselidiki. Faktor-faktor tersebut harus dipilih untuk menghasilkan efek gaya ekstrem terfaktor total. Untuk setiap kombinasi beban, baik ekstrem positif maupun negatif harus diselidiki. Dalam kombinasi beban di mana satu efek gaya mengurangi efek gaya lainnya, nilai minimum harus diterapkan pada beban yang mengurangi efek gaya tersebut. Untuk setiap kombinasi beban, setiap beban yang ditunjukkan, termasuk semua efek signifikan akibat distorsi, harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

Dapat dilihat pada Tabel 5.4 bahwa beberapa kombinasi beban memiliki pilihan dua faktor beban. Nilai yang lebih besar dari dua nilai faktor beban yang ditunjukkan untuk TU, TG, CR, SH, dan SE harus digunakan saat menghitung deformasi; nilai yang lebih kecil harus digunakan saat menghitung semua efek gaya lainnya.

Jika pergerakan dihitung untuk penentuan ukuran bendungan ekspansi, desain bantalan, atau situasi serupa di mana pertimbangan pergerakan yang sangat besar secara tak terduga disarankan, faktor yang lebih besar harus digunakan. Saat mempertimbangkan efek beban ini pada gaya yang dihasilkan secara kompatibel, faktor yang lebih rendah dapat digunakan. Penggunaan yang terakhir ini membutuhkan wawasan struktural.

Tabel 5.3 Penamaan Beban

Nama Beban	Penunjukan LRFD	Standar Penunjukan Spesifikasi
Beban Permanen		
Seret ke bawah	DD	
Beban mati pada komponen struktural yang terpasang	DC	D
Beban mati pada permukaan aus dan utilitas	DW	D
Beban mati dari timbunan tanah	EF	D
Tekanan tanah mendatar	EH	E
Beban biaya tambahan bumi	ES	E
Tekanan tanah vertikal	EV	D

Beban Transien		
Kekuatan pengereman kendaraan	BR	LF
Gaya sentrifugal kendaraan	CE	CF
Creep	CR	R
Kekuatan tabrakan kendaraan	CT	—
Kekuatan tumbukan kapal	CV	—
Gempa bumi	EQ	EQ
Gesekan	FR	—
Beban es	IC	ICE
Tunjangan beban dinamis kendaraan	IM	I
Beban hidup kendaraan	LL	L
Biaya tambahan beban langsung	LS	L
Beban hidup pejalan kaki	PL	L
Hunian	SE	—
Penyusutan	SH	S
Gradien suhu	TG	—
Suhu seragam	TU	T
Beban air dan tekanan aliran	WA	SF
Angin pada beban hidup	WL	WL
Beban angin pada struktur	WS	W

Tabel 5.4 Kombinasi Beban dan Faktor Beban pada LRFD

Kondisi Batas Kombinasi Beban	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Gunakan Salah Satunya dalam Satu Waktu EQ	IC	CT	CV
Kekuatan I	γ_p	1.75	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Kekuatan II	γ_p	1.35	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Kekuatan III	γ_p	–	1.00	1.40	–	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Kekuatan IV													
EH, EV, ES, DW	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	0.50/1.20	–	–	–	–	–	–
hanya DC	1.50									–	–	–	–
Kekuatan V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Peristiwa Ekstrim I	γ_p	–	1.00	–	–	1.00	–	–	–	1.00	–	–	–
Peristiwa Ekstrim II	γ_p	0.50	1.00	–	–	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00
Layanan I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Layanan II	1.00	1.30	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	–	–	–	–	–	–
Pelayanan III	1.00	0.80	1.00	–	–	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	–	–	–	–
Kelelahan LL, IM dan CE	–	0.75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Tabel 5.5 Faktor Beban untuk Beban Permanen, dalam LRFD

Jenis Beban	Faktor beban Max	Min
DC: Komponen dan perlengkapan	1.25	0.90
DD: Seret ke bawah	1.80	0.45
DW: Permukaan jalan dan fasilitas umum	1.50	0.65
EH: Tekanan tanah horizontal		
• Aktif	1.50	0.90

• Saat istirahat	1.35	0.90
EV: Tekanan tanah vertikal		
• Stabilitas keseluruhan	1.35	N/A
• Struktur penahan	1.35	1.00
• Struktur terkubur yang kaku	1.30	0.90
• Bingkai kaku	1.35	0.90
• Struktur terpendam fleksibel selain gorong-gorong kotak logam	1.95	0.90
• Gorong-gorong kotak logam fleksibel	1.50	0.90
ES: Biaya tambahan bumi	1.50	0.75

Pertimbangan mengenai variabilitas beban di alam menunjukkan bahwa beban dapat lebih besar atau lebih kecil daripada beban nominal yang digunakan dalam spesifikasi desain. Meskipun konsep variabilitas beban permanen kurang dibahas dalam ASD, konsep ini secara eksplisit dikodifikasi dalam LFD.

Perhatikan bahwa pada Tabel 5.6, kombinasi beban LFD mengandung pengubah beban mati, yang ditunjukkan sebagai β_E atau β_D. Istilah β ini tidak boleh dikacaukan dengan indeks keandalan, yang selanjutnya disebut sebagai β. Tujuan dari faktor pengubah β_E dan β_D adalah untuk memperhitungkan kondisi di mana tidak disarankan untuk menganggap bahwa semua beban mati ada sepanjang waktu atau bahwa beban mati mungkin kurang dari nilai nominal yang ditunjukkan dalam spesifikasi.

Dengan demikian, misalnya, penggunaan faktor β_D 0.75 saat memeriksa elemen untuk beban aksial minimum dan momen maksimum berarti ketika mendesain kolom dan perlengkapan yang menempel pada kolom, seperti pondasi, perlu untuk mengevaluasi tidak hanya momen lentur maksimum dan beban aksial maksimum, berdasarkan asumsi bahwa semua elemen kombinasi beban dianggap memperoleh nilai maksimumnya, tetapi juga kombinasi beban di mana diasumsikan bahwa beban mati lebih ringan daripada beban nominal. Dalam kasus di mana sebagian besar beban aksial berasal dari beban mati dan sebagian besar momen lentur berasal dari beban lateral atau beban hidup, kombinasi yang dimodifikasi ini cenderung menghasilkan eksentrisitas maksimum dan karenanya dapat mengontrol desain kolom dan pondasi.
Nilai β_E yang ditentukan diberikan di bawah ini:

β_E 1,00 untuk beban vertikal dan lateral pada semua struktur lainnya

β_E 1,3 untuk tekanan tanah lateral untuk dinding penahan dan rangka kaku, tidak termasuk gorong-gorong kaku; Untuk tekanan tanah lateral saat diam, β_E = 1,15

β_E 0,5 untuk tekanan tanah lateral saat memeriksa momen positif pada rangka kaku; ini sesuai dengan Bagian 3.20

β_E 1,0 untuk tekanan tanah vertikal

β_D 0,75 saat memeriksa elemen untuk beban aksial minimum dan momen maksimum atau eksentrisitas maksimum — untuk desain kolom

β_D 1,0 saat memeriksa elemen untuk beban aksial maksimum dan momen minimum — untuk desain kolom

β_D 1,0 untuk elemen lentur dan tarik
β_E 1,0 untuk gorong-gorong kaku
β_E 1,5 untuk gorong-gorong fleksibel

Tabel 5.6 Tabel Koefisien γ dan β dalam ASD dan LFD

		Nomor Kolom														
		1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Grub		γ	D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	Es	%
BEBAN LAYANAN	I	1.0	1	1	0	1	β_E	B	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	0	1	0	0	0	0	0	0	[b]
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100
DESAIN FAKTOR BEBAN	I	1.3	β_D	1.67[a]	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Tidak berlaku
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	0	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.2	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
	X	1.3	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	

- $(L + I)_n$ = Beban hidup ditambah benturan untuk pembebanan AASHTO Highway H atau HS.
- $(L + I)_p$ = Beban hidup ditambah benturan yang sesuai dengan kriteria kelebihan beban dari badan pengelola.
- % (kolom 14) = persentase tegangan satuan dasar.
- Tidak diperbolehkan peningkatan tegangan satuan yang diizinkan untuk elemen atau sambungan yang hanya menahan beban angin.

[a] 1,25 dapat digunakan untuk desain balok jalan luar ketika kombinasi beban hidup trotoar, dan beban hidup lalu lintas ditambah benturan mengatur desain, tetapi kapasitas penampang tidak boleh kurang dari yang dibutuhkan untuk beban hidup lalu lintas jalan raya saja, menggunakan faktor β sebesar 1,67. 1,00 dapat digunakan untuk desain pelat dek dengan kombinasi beban

[b] $$Persentase = \frac{Tegangan\ Unit\ Maksimum\ (Peringkat\ Operasional)}{Tekanan\ Satuan\ dasar\ yang\ Diijinkan} \times 100$$

Spesifikasi LRFD mengakui variabilitas beban permanen dengan menyediakan faktor beban maksimum dan minimum untuk beban permanen, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.5. Untuk efek gaya permanen, faktor beban yang menghasilkan kombinasi yang lebih kritis harus dipilih dari Tabel 5.4.

Dalam penerapan beban permanen, efek gaya untuk masing-masing dari enam jenis beban yang ditentukan harus dihitung secara terpisah. Mengasumsikan variasi satu jenis beban berdasarkan bentang, panjang, atau komponen dalam jembatan tidak diperlukan. Untuk setiap efek gaya, kedua kombinasi ekstrem mungkin perlu diselidiki dengan menerapkan faktor beban tinggi atau rendah, sesuai kebutuhan. Jumlah aljabar dari hasil perkalian ini adalah total efek gaya yang harus dirancang untuk jembatan dan komponennya. Ini memperkuat metode tradisional dalam memilih kombinasi beban untuk mendapatkan efek ekstrem yang realistis.

Ketika beban permanen meningkatkan stabilitas atau kapasitas daya dukung beban suatu komponen atau jembatan, nilai minimum faktor beban untuk beban permanen tersebut juga harus diselidiki. Gaya angkat, yang diperlakukan sebagai kasus beban terpisah dalam edisi-edisi sebelumnya dari Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya, menjadi kombinasi beban Kekuatan I. Misalnya, ketika reaksi beban mati positif dan beban hidup dapat menyebabkan reaksi negatif, kombinasi beban untuk gaya angkat maksimum adalah $0{,}9\mathrm{DC} + 0{,}65\mathrm{DW} + 1{,}75(\mathrm{LL} + \mathrm{IM})$. Jika kedua reaksi negatif, kombinasi bebannya adalah $1{,}25\mathrm{DC} + 1{,}50\mathrm{DW} + 1{,}75(\mathrm{LL} + \mathrm{IM})$. Kombinasi beban untuk berbagai kondisi batas yang ditunjukkan pada Tabel 5.4 dijelaskan di bawah ini.

Kekuatan I	Kombinasi beban dasar yang berkaitan dengan penggunaan jembatan oleh kendaraan normal tanpa angin.
Kekuatan II	Kombinasi beban yang berkaitan dengan penggunaan jembatan oleh kendaraan berizin tanpa angin. Jika kendaraan berizin melaju tanpa pengawalan, atau jika tidak ada pengawasan dari pengawalan, lajur lain dapat diasumsikan ditempati oleh beban hidup kendaraan yang ditentukan di sini. Untuk jembatan yang lebih panjang dari kendaraan berizin, penambahan beban lajur, sebelum dan sesudah beban berizin di lajurnya, harus dipertimbangkan.
Kekuatan III	Kombinasi beban yang berkaitan dengan jembatan yang terpapar kecepatan angin maksimum yang mencegah adanya beban hidup yang signifikan pada jembatan.
Kekuatan IV	Kombinasi beban yang berkaitan dengan rasio beban mati terhadap gaya beban hidup yang sangat tinggi. Proses kalibrasi ini telah dilakukan untuk sejumlah besar jembatan dengan bentang tidak melebihi 60 m. Pemeriksaan acak juga telah dilakukan pada beberapa jembatan hingga bentang 180 m. Untuk komponen utama jembatan besar, rasio efek gaya beban mati dan beban hidup cukup tinggi dan dapat menghasilkan serangkaian faktor

	resistensi yang berbeda dari yang dianggap dapat diterima untuk jembatan bentang kecil dan menengah. Dipercaya lebih praktis untuk menyelidiki satu kasus beban lagi, daripada memerlukan penggunaan dua set faktor resistensi dengan faktor beban yang diberikan dalam Kekuatan I, tergantung pada beban permanen lain yang ada. Kombinasi Beban IV ini diharapkan berlaku ketika rasio efek gaya beban mati terhadap beban hidup melebihi sekitar 7,0.
Kekuatan V	Kombinasi beban yang berkaitan dengan penggunaan kendaraan normal di jembatan dengan kecepatan angin 90 km/jam.
Peristiwa Ekstrem I	Kombinasi beban yang berkaitan dengan gempa bumi. Faktor beban hidup yang diberikan oleh perancang menunjukkan probabilitas rendah adanya beban hidup kendaraan maksimum pada saat gempa bumi terjadi. Dalam ASD dan LFD, beban hidup diabaikan saat mendesain untuk gempa bumi.
Peristiwa Ekstrem II	Kombinasi beban yang berkaitan dengan pengurangan beban hidup yang dikombinasikan dengan kejadian es besar, atau tabrakan kapal, atau benturan kendaraan.
Layanan I	Kombinasi beban yang berkaitan dengan penggunaan operasional normal jembatan dengan angin 90 km/jam. Semua beban diambil pada nilai nominalnya dan kondisi beban ekstrem dikecualikan. Kombinasi ini juga digunakan untuk memeriksa defleksi struktur terpendam tertentu dan untuk investigasi stabilitas lereng.
Layanan II	Kombinasi beban yang tujuannya adalah untuk mencegah peleburan struktur baja akibat beban hidup kendaraan, kira-kira di tengah-tengah antara yang digunakan untuk Layanan I dan kondisi batas Kekuatan I, di mana efek angin tidak signifikan. Kombinasi beban ini sesuai dengan ketentuan kelebihan beban untuk struktur baja dalam edisi sebelumnya dari Spesifikasi Standar AASHTO untuk Desain Jembatan Jalan Raya.
Layanan III	Kombinasi beban yang hanya berkaitan dengan struktur beton prategang dengan tujuan utama pengendalian retak. Penambahan kombinasi beban ini mengikuti serangkaian desain percobaan yang dilakukan oleh 14 negara bagian dan beberapa kelompok industri selama tahun 1991 dan awal 1992. Desain percobaan untuk elemen beton prategang menunjukkan bahwa prategang yang jauh lebih banyak akan dibutuhkan untuk menopang beban yang ditentukan dalam spesifikasi yang diusulkan. Tidak ada bukti fisik nasional bahwa kendaraan yang digunakan untuk mengembangkan beban hidup hipotetis telah menyebabkan keretakan yang merusak pada komponen beton prategang yang ada. Signifikansi statistik dari faktor 0,80 pada beban hidup adalah bahwa kejadian tersebut diperkirakan akan terjadi sekitar sekali setahun untuk jembatan dengan dua lajur desain, lebih jarang untuk jembatan dengan lebih dari dua lajur desain, dan sekitar sekali sehari untuk jembatan dengan satu lajur desain.
Kelelahan	Kombinasi beban kelelahan dan fraktur yang berkaitan dengan beban hidup kendaraan gravitasi dan respons dinamis, akibatnya BR dan PL tidak perlu dipertimbangkan. Faktor beban mencerminkan tingkat beban yang telah

	ditemukan mewakili populasi truk, sehubungan dengan sejumlah besar siklus pengembalian.

Kemampuan Layanan

Spesifikasi LRFD membahas kemampuan layanan dari sudut pandang daya tahan, kemampuan inspeksi, kemampuan pemeliharaan, kemampuan dilalui, pengendalian deformasi, dan pelebaran di masa mendatang. Dokumen kontrak harus meminta material berkualitas tinggi dan mensyaratkan agar material yang rentan terhadap kerusakan akibat kadar air dan/atau serangan garam dilindungi. Kemampuan inspeksi harus dipastikan melalui sarana yang memadai untuk memungkinkan inspektur melihat semua bagian struktur yang memiliki signifikansi struktural atau pemeliharaan. Ketentuan yang berkaitan dengan kemampuan inspeksi relatif singkat, tetapi seperti yang telah disadari oleh semua departemen transportasi, inspeksi jembatan dapat sangat mahal dan merupakan biaya berulang karena kebutuhan inspeksi dua tahunan. Oleh karena itu, biaya penyediaan jalan setapak dan sarana akses lainnya serta ruang yang memadai bagi orang dan peralatan inspeksi untuk bergerak di atas struktur biasanya merupakan investasi yang baik.

Kemampuan pemeliharaan dibahas dalam spesifikasi dengan cara yang mirip dengan daya tahan; ada daftar atribut yang diinginkan untuk dipertimbangkan. Masalah defleksi beban hidup dan deformasi lainnya tetap menjadi masalah yang sangat sulit. Di satu sisi, terdapat sedikit sekali korelasi langsung antara defleksi beban hidup dan kerusakan dini jembatan. Terdapat banyak spekulasi bahwa defleksi beban hidup yang "berlebihan" berkontribusi pada kerusakan dini dek jembatan, tetapi, hingga saat ini (akhir 1997), belum ada hubungan sebab-akibat yang terbukti secara statistik.

Kenyamanan pengendara sering dikemukakan sebagai dasar untuk pengendalian defleksi. Studi tentang respons manusia terhadap gerakan telah menunjukkan bahwa bukan besarnya gerakan, melainkan percepatan yang dirasakan oleh sebagian besar orang, terutama di kendaraan yang bergerak. Banyak orang pernah mengalami sensasi berada di jembatan dan merasakan gerakan yang pasti, terutama ketika lalu lintas berhenti. Gerakan ini sering dikaitkan dengan gerakan sistem lantai, yang sebenarnya cukup kecil besarnya, tetapi tetap terasa. Tidak adanya korelasi langsung antara besarnya (bukan percepatan) gerakan dan ketidaknyamanan tidak mencegah profesi desain untuk merasa nyaman dalam mengendalikan kekakuan kasar jembatan melalui batas defleksi.

Sebagai kompromi antara kebutuhan untuk menetapkan tingkat kenyamanan dan kurangnya bukti yang meyakinkan bahwa defleksi merupakan penyebab kerusakan struktural, kriteria defleksi, selain yang berkaitan dengan defleksi relatif rusuk dek ortotropik dan komponen beberapa dek kayu, ditulis sebagai ketentuan sukarela yang akan diaktifkan oleh negara bagian yang memilih demikian.

Batas defleksi, yang dinyatakan sebagai bentang dibagi dengan angka tertentu, ditetapkan untuk sebagian besar kasus, dan ketentuan tambahan tentang perpindahan relatif absolut antara papan dan panel dek kayu dan rusuk dek ortotropik juga ditambahkan. Demikian pula, kriteria opsional ditetapkan untuk rasio bentang terhadap kedalaman sebagai

panduan terutama dalam memulai desain awal, tetapi juga sebagai mekanisme untuk memeriksa kapan suatu desain tertentu menyimpang secara signifikan dari praktik sukses di masa lalu.

Kemampuan Konstruksi

Beberapa ketentuan baru dimasukkan dalam Spesifikasi LRFD yang berkaitan dengan:

- Kebutuhan untuk merancang jembatan sehingga dapat dibuat dan dibangun tanpa kesulitan yang berlebihan dan dengan kendali atas efek gaya konstruksi yang terkunci;
- Perlunya mendokumentasikan satu metode konstruksi yang layak dalam dokumen kontrak, kecuali jenis konstruksi sudah jelas; dan
- Indikasi yang jelas tentang perlunya menyediakan penguatan dan/atau penyangga atau penopang sementara selama pemasangan, tetapi tidak memerlukan desain lengkapnya.

BAB 6
BEBAN DAN DISTRIBUSI BEBAN JEMBATAN JALAN RAYA

6.1 PENDAHULUAN

Bab ini membahas beban dan distribusi beban jembatan jalan raya sebagaimana ditentukan dalam Spesifikasi Desain Faktor Beban dan Ketahanan (LRFD) AASHTO. Aliran sungai, beban es, beban tabrakan kapal, beban untuk desain penghalang, beban untuk dinding yang ditambatkan dan distabilkan secara mekanis, gaya seismik, dan beban akibat interaksi tanah-struktur akan dibahas dalam bab-bab selanjutnya. Kombinasi beban dibahas dalam Bab 5.

Saat beralih dari satu komponen ke komponen lain dalam desain jembatan, beban pengendali dan kombinasi beban terfaktor pengendali akan berubah. Misalnya, kendaraan yang diizinkan, yang difaktorkan dan dikombinasikan untuk satu kelompok beban, dapat mengendalikan desain balok untuk lentur di satu lokasi. Beban hidup kendaraan desain standar, yang difaktorkan dan dikombinasikan untuk kelompok beban yang berbeda, dapat mengendalikan desain balok untuk geser di lokasi lain. Beban lain, seperti yang disebabkan oleh peristiwa seismik, dapat mengendalikan desain kolom dan pondasi.

Perhatikan bahwa dalam bab ini, superstruktur mengacu pada dek, balok atau elemen rangka, dan perlengkapan lain di atas permukaan bawah jembatan. Substruktur mengacu pada komponen-komponen yang menopang beban dari superstruktur dan mentransfer beban ke tanah, seperti balok penopang, kolom, dinding dermaga, pondasi, tiang pancang, perpanjangan tiang pancang, dan caisson. Longitudinal mengacu pada sumbu yang sejajar dengan arah lalu lintas. Transversal mengacu pada sumbu yang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal.

6.2 BEBAN PERMANEN

Spesifikasi LRFD mengacu pada berat berikut sebagai “beban permanen”:

- Struktur
- Bekisting yang menjadi bagian dari struktur
- Saluran atau selubung utilitas dan isinya
- Rambu-rambu
- Pembatas beton
- Permukaan jalan dan/atau lapisan dek potensial
- Elemen lain yang dianggap sebagai beban permanen oleh insinyur perancang dan pemilik
- Tekanan tanah, beban tambahan tanah, dan gaya tarik ke bawah

Beban permanen didistribusikan ke balok dengan menetapkan ke masing-masing balok semua beban dari elemen struktur atas dalam jarak setengah dari balok yang berdekatan. Ini termasuk beban mati balok itu sendiri dan bagian bawahnya, dalam kasus struktur balok kotak.

Namun, beban mati akibat pembatas beton, trotoar dan pembatas jalan, serta dinding kedap suara, dapat didistribusikan secara merata ke semua balok.

6.3 BEBAN HIDUP KENDARAAN

Beban hidup kendaraan desain diganti pada tahun 1993 karena konfigurasi truk yang lebih berat di jalan saat ini, dan karena beban hipotetis yang representatif secara statistik diperlukan untuk mencapai "tingkat keselamatan yang konsisten." Beban hipotetis yang ditemukan paling baik mewakili "kendaraan pengecualian," yaitu, truk dengan konfigurasi pemuatan lebih besar dari yang diizinkan tetapi secara rutin diberikan izin oleh personel penilai jembatan lembaga, diadopsi oleh AASHTO dan dinamai "Beban Jalan Raya '93" atau HL93. Rata-rata dan deviasi standar lalu lintas truk ditentukan dan digunakan dalam kalibrasi faktor beban untuk HL93. Ini bersifat hipotetis karena tidak mewakili kendaraan tertentu.

Distribusi beban per Spesifikasi LRFD lebih kompleks daripada dalam Spesifikasi Standar untuk Desain Jembatan Jalan Raya. Perubahan ini dibenarkan karena kompleksitas jembatan saat ini, peningkatan pengetahuan tentang jalur beban, dan teknologi yang tersedia untuk lebih rasional dalam melakukan perhitungan desain. Hasil akhirnya akan berupa struktur yang dirancang lebih tepat.

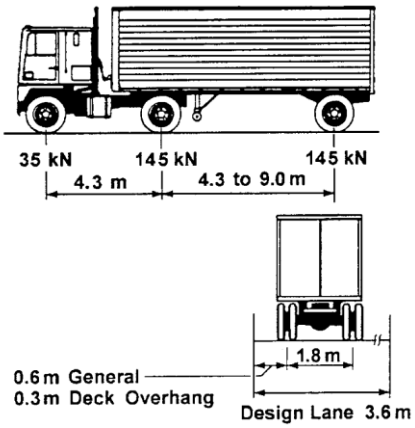
Beban Hidup Kendaraan Desain

Beban hidup kendaraan desain AASHTO, HL93, adalah kombinasi dari "truk desain" atau "tandem desain" dan "jalur desain". Truk desain adalah truk desain Highway Semitrailer 20 ton (HS20-44) yang diadopsi oleh AASHO (sekarang AASHTO) pada tahun 1944 dan digunakan dalam Spesifikasi Standar sebelumnya.

Demikian pula, jalur desain adalah beban jalur HS20 dari Spesifikasi Standar AASHTO. Tandem desain yang lebih pendek, tetapi lebih berat, adalah hal baru bagi AASHTO dan dikombinasikan dengan jalur desain jika kondisi yang lebih buruk tercipta daripada dengan truk desain. Struktur atas dengan bentang yang sangat pendek, terutama yang panjangnya kurang dari 12 m, sering dikendalikan oleh kombinasi tandem.

Truk desain AASHTO ditunjukkan pada Gambar 6.1. Jarak gandar variabel antara beban 145 kN disesuaikan untuk menciptakan kondisi kritis untuk desain setiap lokasi dalam struktur. Dalam arah melintang, truk desain memiliki lebar 3 m dan dapat ditempatkan di mana saja di jalur standar selebar 3,6 m. Namun, beban roda tidak boleh diposisikan lebih dekat dari 0,6 m dari garis jalur, atau 0,3 m dari permukaan trotoar, pembatas, atau pagar.

Desain tandem AASHTO terdiri dari dua gandar 110 kN yang berjarak 1,2 m di tengah. Beban jalur desain AASHTO sama dengan 9,3 N/mm dan meniru iring-iringan truk. Mirip dengan beban truk, beban jalur tersebar di area selebar 3 m di jalur standar 3,6 m. Beban jalur tidak terputus kecuali ketika menciptakan efek gaya ekstrem seperti pada pembebanan "tambalan" bentang alternatif. Hanya gandar yang berkontribusi pada gaya ekstrem yang diinginkan yang dibebani.



Gambar 6.1 Truk desain AASHTO-LRFD. (Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD edisi ke-2, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika.

Saat memeriksa reaksi ekstrem pada pilar interior atau momen negatif antara titik kontrafleksi pada struktur atas, dua truk desain dengan jarak 4,3 m antara gandar 145 kN harus ditempatkan di jembatan dengan jarak minimal 15 m antara gandar belakang truk pertama dan gandar depan truk kedua. Hanya 90% dari beban truk dan lajur yang digunakan. Prosedur ini berbeda dari Spesifikasi Standar yang menggunakan beban geser dan momen.

Kendaraan Izin

Sebagian besar negara bagian AS telah mengembangkan "Kendaraan Desain Izin" mereka sendiri untuk memperhitungkan kendaraan yang secara rutin diberikan izin untuk melewati rute tertentu, meskipun efek gaya lebih besar daripada yang disebabkan oleh truk desain, yaitu, beban HS20 lama. California menggunakan kendaraan desain dengan 5 hingga 13 gandar seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.2. Beberapa negara bagian menggunakan truk desain HS25, konfigurasinya identik dengan HS20 tetapi beban gandar 25% lebih besar.

Beban hidup kendaraan izin digabungkan dengan beban lain dalam Batas Kekuatan II seperti yang dibahas dalam Bab 5. Edisi awal Spesifikasi AASHTO mengharapkan kendaraan izin desain didahului dan diikuti oleh beban lajur. Lebih lanjut, lajur yang berdekatan dapat dibebani dengan beban HL93 baru, kecuali dibatasi oleh kendaraan pengawal.

Beban Kelelahan

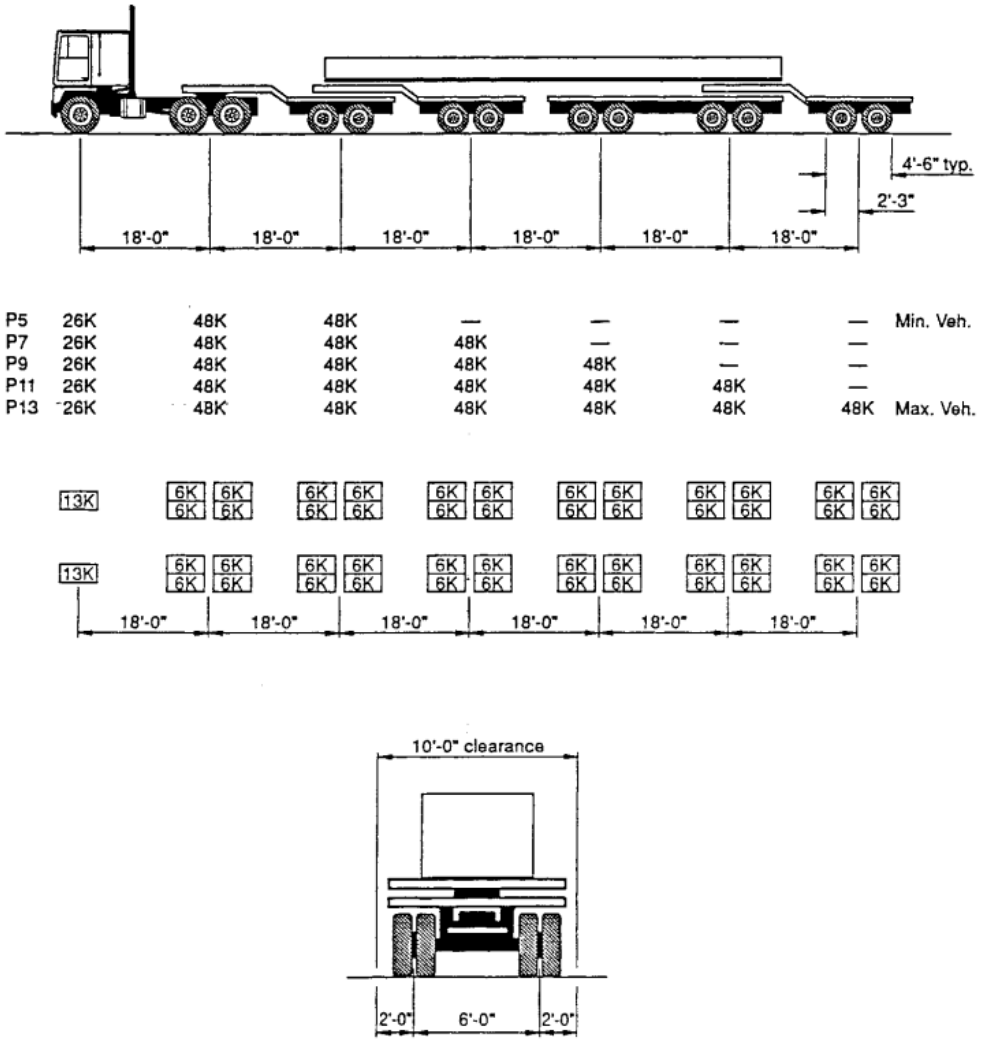
Untuk pembebanan kelelahan, Spesifikasi LRFD menggunakan truk desain saja dengan jarak gandar konstan 9 m. Beban ditempatkan untuk menghasilkan efek gaya ekstrem. Sebagai pengganti informasi yang lebih tepat, frekuensi beban kelelahan untuk satu lajur dapat ditentukan dengan mengalikan lalu lintas truk harian rata-rata dengan p, di mana p adalah 1,00 jika hanya ada satu lajur yang tersedia untuk truk, 0,85 jika ada dua lajur yang tersedia untuk truk, dan 0,80 jika ada tiga lajur atau lebih yang tersedia untuk truk.

Jika lalu lintas truk harian rata-rata tidak diketahui, 20% dari lalu lintas harian rata-rata dapat digunakan pada jembatan antar negara bagian di daerah pedesaan, 15% untuk jembatan antar negara bagian di daerah pedesaan dan perkotaan lainnya, dan 10% untuk jembatan di daerah perkotaan.

Distribusi Beban untuk Desain Struktur Atas

Gambar 6.3 merangkum distribusi beban untuk desain elemen struktur atas memanjang. Tabel distribusi beban dan "aturan tuas" adalah metode perkiraan dan ditujukan untuk sebagian besar desain. Aturan tuas menganggap pelat di antara dua balok sebagai tumpuan sederhana. Reaksi ditentukan dengan menjumlahkan reaksi dari pelat di kedua sisi balok yang sedang dipertimbangkan. "Analisis yang disempurnakan" mengacu pada pertimbangan tiga dimensi dari beban dan akan digunakan pada struktur yang lebih kompleks. Dengan kata lain, metode gaya dan perpindahan klasik, perbedaan hingga, elemen hingga, pelat lipat, strip hingga, analogi kisi, seri/harmonik, atau garis leleh diperlukan untuk mendapatkan efek beban untuk desain struktur atas.

Perhatikan bahwa, berdasarkan definisi beban hidup desain kendaraan, tidak lebih dari satu truk dapat berada di satu jalur secara bersamaan, kecuali seperti yang dijelaskan sebelumnya untuk menghasilkan reaksi maksimum atau momen negatif. Setelah gaya ditentukan dari distribusi beban longitudinal dan elemen longitudinal telah dirancang, perancang dapat memulai distribusi beban pada arah transversal untuk desain dek dan substruktur.

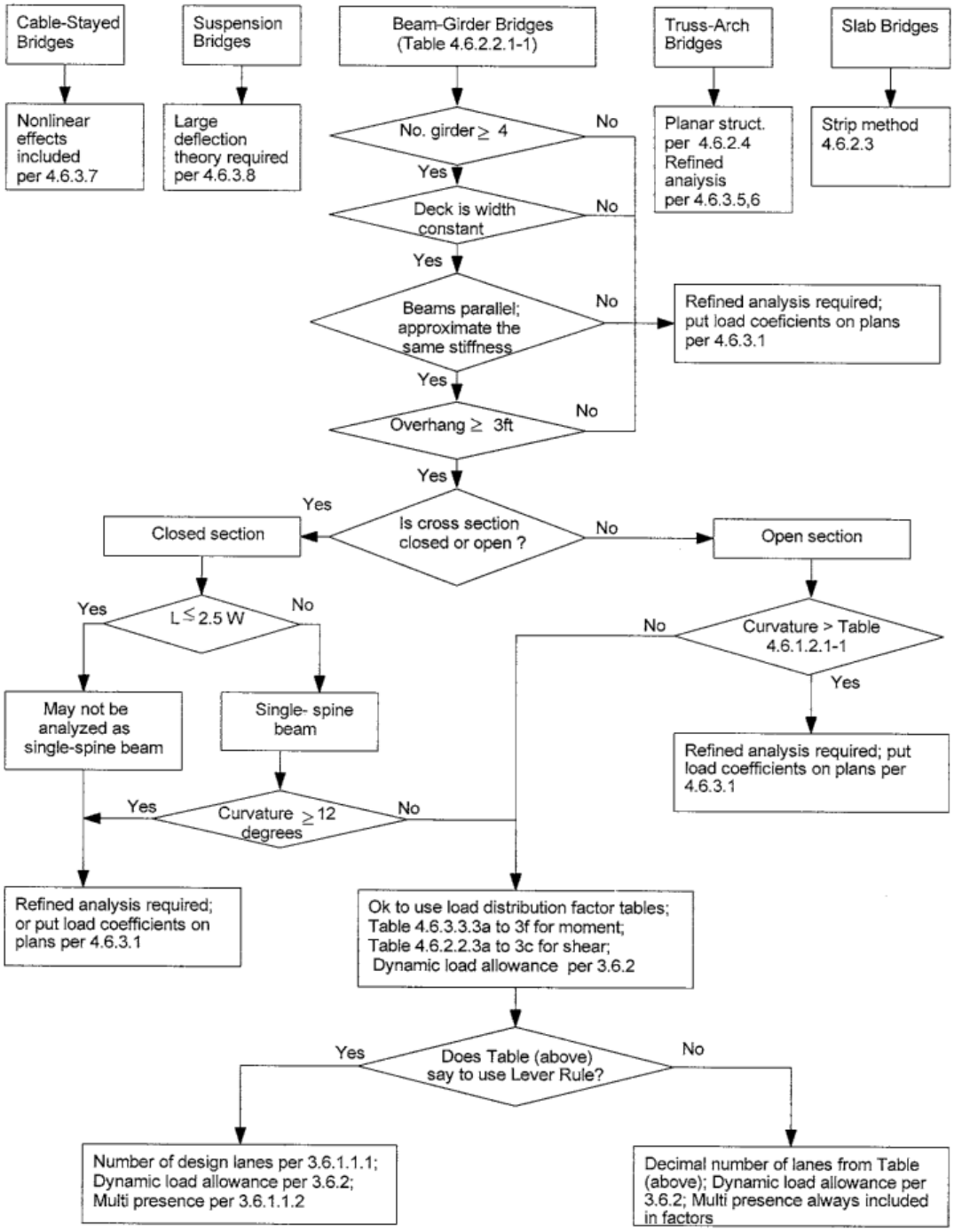


Gambar 6.2 Truk izin Caltrans. (Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD edisi ke-2, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika.

a. Dek

Dek dapat dirancang untuk beban hidup kendaraan menggunakan metode empiris atau dengan mendistribusikan beban ke "lebar strip efektif" dan menganalisis strip tersebut sebagai balok kontinu atau balok yang ditopang sederhana.

Metode empiris bergantung pada transfer gaya melalui pembentukan lengkungan beton dan pergeseran sumbu netral.



Gambar 6.3 Distribusi beban hidup untuk desain struktur atas.

b. Jembatan Balok-Pelat

Metode perkiraan untuk distribusi beban pada jembatan balok-pelat sesuai untuk jenis penampang dari Spesifikasi AASHTO LRFD. Faktor distribusi beban, yang dihasilkan dari ekspresi yang terdapat dalam Tabel AASHTO LRFD, menghasilkan angka desimal lajur dan digunakan untuk desain girder.

Efek tiga dimensi diperhitungkan. Ekspresi-ekspresi ini merupakan fungsi dari luas balok, lebar balok, kedalaman balok, lebar taji, momen inersia polar, konstanta torsi St. Venant, kekakuan, bentang balok, jumlah balok, jumlah sel, jarak antar balok, kedalaman dek, dan lebar dek. Verifikasi dilakukan menggunakan analisis dek jembatan yang detail, analisis kisi-kisi yang lebih sederhana, dan kumpulan data sekitar 200 jembatan dengan berbagai tipe, geometri, dan panjang bentang. Batasan pada jarak antar balok, panjang bentang, dan kedalaman bentang mencerminkan batasan dari kumpulan data ini.

Faktor distribusi beban untuk momen dan geser di sudut tumpul dikalikan dengan faktor kemiringan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.1 dan 6.2, masing-masing.

Tabel 6.1 Pengurangan Faktor Distribusi Beban untuk Momen pada Balok Memanjang dengan Penopang Miring

Jenis Superstruktur	Penampang Lintang yang Berlaku	Jumlah Jalur Desain yang Dimuat	Rentang Penerapan
Pelat beton, kisi-kisi terisi penuh, atau kisi-kisi terisi sebagian di atas balok baja atau beton, balok T beton, atau profil T ganda.	a, e, k i, j, k, jika cukup terhubung untuk bertindak sebagai satu kesatuan	$1 - c_1(\tan\theta)^{1.5}$ $c_1 = 0.25\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.25}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.25}$ Jika $\theta < 30°$, maka $c_1 = 0$ Jika $\theta > 60°$, gunakan $\theta = 60°$	$30° \leq \theta \leq 60°$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73{,}000$ $N_b \geq 4$
Pelat beton di atas balok kotak beton, balok kotak beton, dan profil T ganda yang digunakan pada pelat beton multi-balok.	b, c, f, g	$1.05 - 0.25\tan\theta \leq 1.0$ Jika $\theta > 60°$, gunakan $\theta = 60°$	$0 \leq \theta \leq 60°$

c. Jembatan Tipe Pelat

Pelat beton cor di tempat atau pelat berongga, dek kayu yang diberi tegangan, dan panel kayu yang direkatkan/dipaku dengan balok penyebar dirancang untuk lebar strip memanjang yang setara per lajur untuk geser dan momen. Lebar tersebut, E (mm), ditentukan dari rumus:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \tag{6.1}$$

ketika satu jalur terisi penuh, dan

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq W/N_L \tag{6.2}$$

ketika lebih dari satu lajur dibebani. L_1 adalah nilai yang lebih kecil antara bentang aktual atau 18.000 mm, W_1 adalah nilai yang lebih kecil antara lebar jembatan dari tepi ke tepi dan 18.000 mm dalam kasus pembebanan satu lajur, dan 18.000 mm dalam kasus pembebanan multi-lajur, dan N_L adalah jumlah lajur desain.

Distribusi Beban untuk Desain Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan meliputi kepala tiang pancang, kolom, dinding pilar, kepala tiang pancang, pondasi sebar, caisson, dan tiang pancang. Komponen-komponen ini dirancang dengan menempatkan satu atau lebih beban hidup kendaraan desain pada jalur lalu lintas seperti yang dijelaskan sebelumnya untuk reaksi maksimum dan momen lentur negatif, tidak melebihi jumlah maksimum lajur kendaraan yang diizinkan pada jembatan. Maksimum ini dapat ditentukan dengan membagi lebar jalur lalu lintas dengan lebar lajur standar (3,6 m), dan "dibulatkan ke bawah," yaitu, mengabaikan lajur pecahan. Perlu dicatat bahwa (1) jalur yang dilalui tidak perlu diukur dari tepi dek jika trotoar atau penghalang lalu lintas akan membatasi jalur yang dilalui selama masa pakai struktur dan (2) jumlah lajur fraksional yang ditentukan menggunakan bagan distribusi beban yang disebutkan sebelumnya untuk desain girder tidak digunakan untuk desain substruktur.

Tabel 6.2 Faktor Koreksi untuk Faktor Distribusi Beban untuk Geser Penopang Sudut Tumpul

Jenis Struktur Atas	Penampang Lintang	Faktor Koreksi	Rentang Penerapan
Pelat beton, kisi-kisi terisi penuh, atau kisi-kisi terisi sebagian di atas balok baja atau beton, balok T beton, atau profil T ganda.	a, e, k	–	$0° \leq \theta \leq 60°$ $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
	i, j, jika terhubung secara memadai untuk bertindak sebagai satu kesatuan	$1.0 + 2.0\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3} \tan\theta$	
Balok kotak beton multisel, penampang kotak	d	$1.0 + \left[0.25 + \frac{L}{70d}\right]\tan\theta$	$0° \leq \theta \leq 60°$ $1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2700$ $N_b \geq 3$
Dek beton di atas balok kotak beton yang tersebar	b, c	$1.0 + \frac{\sqrt{Ld}}{6S}\tan\theta$	$0° \leq \theta \leq 60°$ $1800 \leq S \leq 3500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
Balok kotak beton yang digunakan pada dek multibalok	f, g	$1.0 + \frac{L\sqrt{\tan\theta}}{90d}$	$0° \leq \theta \leq 60°$ $6000 \leq S \leq 37000$ $430 \leq d \leq 1500$ $900 \leq b \leq 1500$ $5 \leq N_b \leq 20$

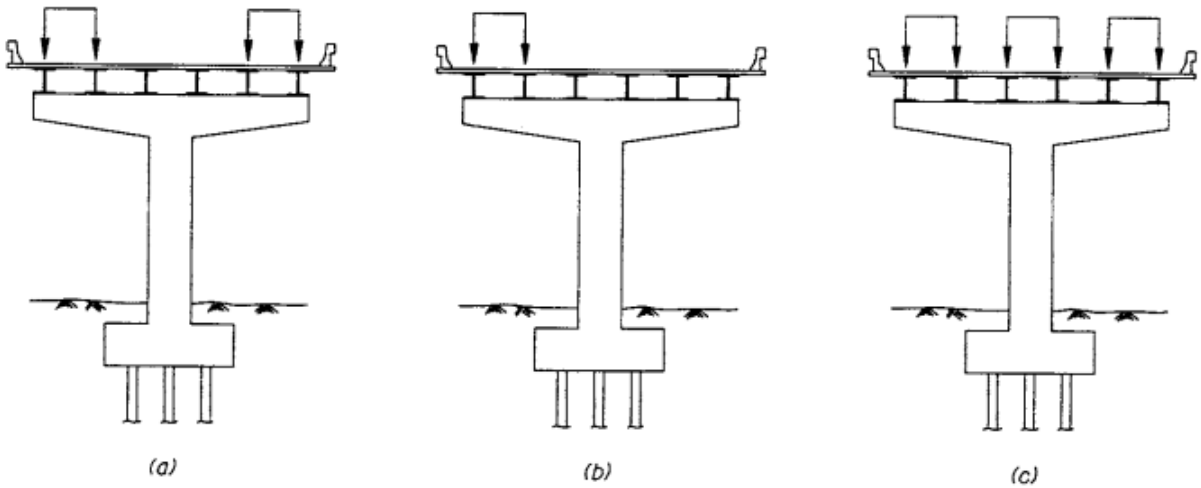
Gambar 6.4 menunjukkan konfigurasi beban terpilih untuk elemen substruktur. Konfigurasi beban kritis dapat terjadi karena tidak menggunakan jumlah lajur maksimum yang diizinkan. Misalnya, Gambar 6.4a menunjukkan konfigurasi beban yang dapat menghasilkan beban kritis

untuk desain bent cap dan Gambar 6.4b menunjukkan konfigurasi beban yang dapat menghasilkan momen lentur kritis untuk desain kolom. Gambar 6.4c menunjukkan konfigurasi beban yang dapat menghasilkan beban tekan kritis untuk desain tiang pancang.

Konfigurasi beban lain akan diperlukan untuk menyelesaikan desain pondasi jembatan. Perlu dicatat bahwa lokasi girder sering diabaikan dalam penentuan momen dan geser desain substruktur: beban diasumsikan ditransfer langsung ke penyangga struktural, mengabaikan transfer beban melalui girder dalam kasus jembatan balok-pelat. Penyesuaian dilakukan untuk memperhitungkan kemungkinan kendaraan bermuatan penuh berada berdampingan secara bersamaan. "Faktor kehadiran ganda" ini akan dibahas di bagian selanjutnya.

Dalam kasus struktur rangka kaku, momen lentur dalam arah memanjang juga akan dibutuhkan untuk melengkapi desain kolom (atau dinding pilar) serta pondasi. Konfigurasi beban yang menghasilkan ketiga kasus ini harus diperiksa:

1. Beban aksial maksimum/minimum dengan momen transversal dan memanjang yang terkait;
2. Momen transversal maksimum/minimum dengan beban aksial dan momen memanjang yang terkait;
3. Momen memanjang maksimum/minimum dengan beban aksial dan momen transversal yang terkait.



Gambar 6.4 Berbagai konfigurasi beban untuk desain substruktur.

Jika kendaraan berizin juga dirancang, maka ketiga kasus ini juga harus diperiksa untuk kombinasi beban yang terkait dengan Batas Kekuatan II (dibahas dalam Bab 5).

Kehadiran Ganda Lajur Beban Hidup

Faktor kehadiran ganda memodifikasi beban hidup kendaraan untuk probabilitas bahwa beban hidup kendaraan terjadi bersamaan dalam keadaan terbebani penuh. Faktor-faktor tersebut ditunjukkan pada Tabel 6.3.

Tabel 6.3 Faktor Kehadiran Berganda

Jumlah Jalur yang Dimuat	Beberapa Faktor Kehadiran m
1	1.20
2	1.0
3	0.85
> 3	0.65

Faktor-faktor ini harus diterapkan sebelum analisis atau desain hanya ketika menggunakan aturan tuas atau melakukan pemodelan tiga dimensi atau bekerja dengan substruktur. Trotoar yang lebih besar dari 600 mm dapat diperlakukan sebagai lajur yang terbebani penuh. Jika analisis garis balok dua dimensi dilakukan dan faktor distribusi digunakan untuk jembatan tipe balok dan pelat, faktor kehadiran ganda tidak digunakan karena faktor distribusi beban sudah mempertimbangkan efek tiga dimensi. Untuk kondisi batas kelelahan, faktor kehadiran ganda juga tidak digunakan.

Tunjangan Beban Dinamis

Beban hidup kendaraan diberi faktor beban "tunjangan beban dinamis" sebesar 1,75 pada sambungan dek, 1,15 untuk semua komponen lain dalam kondisi batas kelelahan dan patahan, dan 1,33 untuk semua komponen dan kondisi batas lainnya. Faktor ini memperhitungkan getaran ketika terdapat diskontinuitas permukaan jalan, dan gelombang panjang ketika terjadi penurunan atau eksitasi resonansi.

Jika komponen seperti pondasi sepenuhnya berada di bawah permukaan tanah atau komponen seperti dinding penahan tidak mengalami reaksi vertikal dari struktur atas, peningkatan ini tidak diperhitungkan. Jembatan kayu atau komponen kayu apa pun diperhitungkan pada tingkat yang lebih rendah, yaitu 1,375 untuk sambungan dek, 1,075 untuk kelelahan, dan 1,165 untuk beban tipikal, karena karakteristik penyerapan energi kayu. Demikian pula, struktur yang terkubur seperti gorong-gorong tunduk pada tunjangan beban dinamis tetapi merupakan fungsi dari kedalaman penutup, D_E (mm):

$$IM = 40(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\% \tag{6.3}$$

Beban Horizontal Akibat Lalu Lintas Kendaraan

Desain struktur bawah elemen vertikal memerlukan desain yang memperhitungkan efek horizontal dari beban hidup kendaraan. Gaya sentrifugal dan efek pengereman diterapkan secara horizontal pada jarak 1,80 m di atas permukaan jalan. Gaya sentrifugal ditentukan dengan mengalikan truk desain atau gandeng desain — sendiri — dengan faktor berikut:

$$C = \frac{4v^2}{3gR} \tag{6.4}$$

Kecepatan desain jalan raya, v, dalam m/s; percepatan gravitasi, g, adalah 9,807 m/s²; dan jari-jari kelengkungan di jalur lalu lintas, R, dalam m. Demikian pula, gaya pengereman

ditentukan dengan mengalikan truk desain atau tandem desain dari semua jalur yang kemungkinan akan searah di masa depan, dengan 0,25. Dalam hal ini, beban jalur tidak digunakan karena efek pengereman akan teredam pada jalur yang terbebani penuh.

6.4 BEBAN PEJALAN KAKI

Beban hidup juga mencakup pejalan kaki dan sepeda. Spesifikasi LRFD mensyaratkan beban 3,6 × 10^{-3} MPa secara bersamaan dengan beban jalan raya pada trotoar yang lebih lebar dari 0,6 m. Jembatan "khusus pejalan kaki atau sepeda" harus dirancang untuk 4,1 × 10^{-3} MPa. Jika jembatan khusus pejalan kaki atau sepeda tersebut diharuskan untuk membawa kendaraan pemeliharaan atau darurat, kendaraan-kendaraan ini dirancang untuk beban tersebut, dengan mengabaikan tunjangan beban dinamis. Beban akibat kendaraan-kendaraan ini jarang terjadi dan memperhitungkan beban dinamis tidaklah tepat.

Tabel 6.4 Tekanan Angin Dasar, P_B, yang sesuai dengan V_B = 160 km/jam

Komponen Struktural	**Beban Angin,** MPa	**Beban Leeward,** Mpa
Rangka Atap, Kolom, dan Lengkungan	0.0024	0.0012
Balok	0.0024	NA
Permukaan Datar yang Besar	0.0019	NA

6.5 BEBAN ANGIN

Spesifikasi LRFD memberikan beban angin sebagai fungsi dari kecepatan angin desain dasar, V_B sama dengan 100 mph; dan tekanan dasar, P_B, yang sesuai dengan kecepatan angin V_B. Nilai untuk P_B tercantum dalam Tabel 6.4. Tekanan angin desain, P_D, kemudian dihitung sebagai

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600} \tag{6.5}$$

di mana V_{DZ} adalah kecepatan angin desain pada ketinggian desain Z dalam km/jam. V_{DZ} merupakan fungsi dari kecepatan gesekan, V_0 (km/jam), dikalikan dengan rasio kecepatan angin aktual terhadap kecepatan angin dasar baik pada ketinggian 10 m di atas permukaan tanah, dan logaritma natural dari rasio ketinggian terhadap panjang konstan meteorologi untuk kondisi permukaan tertentu:

Tabel 6.5 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	**Negara**	**Pinggiran Kota**	**Kota**
$\boldsymbol{V_0}$ (km/h)	13.2	15.2	19.4
$\boldsymbol{Z_0}$ (mm)	70	300	800

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \tag{6.5}$$

Nilai V_0 dan Z_0 ditunjukkan pada Tabel 6.5.

Tekanan desain resultan kemudian diterapkan pada luas permukaan struktur atas seperti yang terlihat pada elevasi. Pembatas lalu lintas tipe padat dan dinding kedap suara dianggap sebagai bagian dari permukaan pembebanan. Jika hasil perkalian tekanan desain resultan dan kedalaman permukaan pembebanan yang berlaku kurang dari beban linier 4,4 N/mm pada korda sisi angin, atau 2,2 N/mm pada korda sisi bawah angin, maka beban minimum 4,4 dan 2,2 N/mm, masing-masing, dirancang untuk beban tersebut.

Beban angin dikombinasikan dengan beban lain dalam Batas Kondisi Kekuatan III dan V, dan Batas Kondisi Layanan I, seperti yang didefinisikan dalam Bab 5. Gaya angin akibat luas permukaan tambahan dari truk diperhitungkan dengan menerapkan beban 1,46 N/mm 1800 mm di atas dek jembatan.

Beban angin untuk desain struktur bawah terdiri dari dua jenis: beban yang diterapkan pada struktur bawah dan beban yang diterapkan pada struktur atas dan ditransmisikan ke struktur bawah. Beban yang diterapkan pada struktur atas adalah seperti yang dijelaskan sebelumnya. Tekanan angin dasar sebesar 1,9 × 10–3 MPa diterapkan langsung pada struktur bawah, dan diuraikan menjadi komponen (tegak lurus terhadap elevasi depan dan ujung) ketika struktur miring.

Jika tidak ada beban hidup, beban ke atas sebesar 9,6 × 10–4 MPa dikalikan dengan lebar struktur atas dan diterapkan pada titik seperempat arah angin secara bersamaan dengan beban angin horizontal yang diterapkan tegak lurus terhadap panjang jembatan. Beban angkat ini dapat menciptakan kondisi terburuk untuk desain struktur bawah ketika beban seismik tidak menjadi perhatian.

6.6 EFEK AKIBAT DEFORMASI YANG TUMPANG TINDIH

Elemen-elemen struktur dapat berubah ukuran atau posisi karena penurunan, penyusutan, rayapan, atau perubahan suhu. Perubahan geometri menyebabkan tegangan tambahan yang menjadi perhatian khusus pada sambungan. Menentukan efek dari penurunan pondasi merupakan masalah analisis struktural. Pengaruh akibat penyusutan dan rangkak bergantung pada material dan pembaca dapat merujuk ke bab desain di bagian lain buku ini. Pengaruh suhu bergantung pada perbedaan suhu potensial maksimum dari suhu pada saat pemasangan. Batas atas dan bawah ditunjukkan pada Tabel 6.6, di mana iklim "sedang" dan "dingin" didefinisikan sebagai iklim yang memiliki kurang dari atau lebih dari 14 hari dengan suhu rata-rata di bawah 0°C, masing-masing.

Tabel 6.6 Rentang Suhu, °C

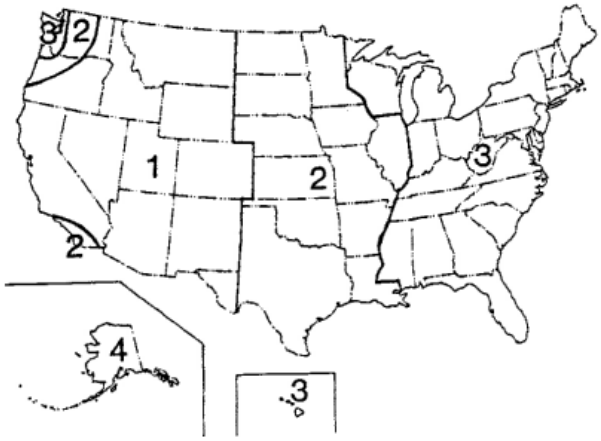
Iklim	Baja atau Aluminium	Konkret	Kayu
Sedang	– 18 hingga 50	– 12 hingga 27	– 12 hingga 24
Dingin	– 35 hingga 50	– 18 hingga 27	– 18 hingga 24

Dengan menggunakan koefisien ekspansi termal yang sesuai, pengaruh perubahan suhu dihitung menggunakan analisis struktural dasar. Analisis yang lebih canggih akan

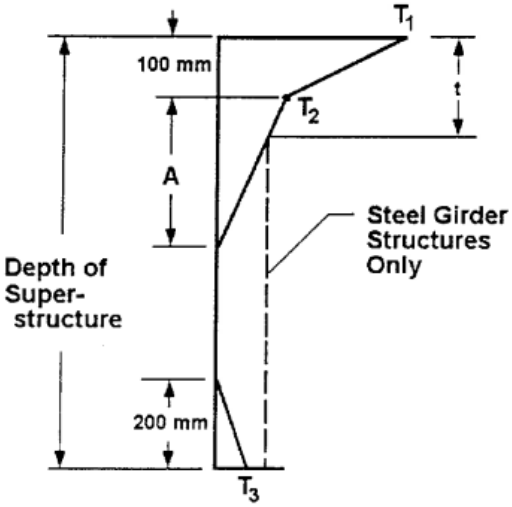
mempertimbangkan jeda waktu antara suhu permukaan dan suhu struktur internal. Spesifikasi LRFD mengidentifikasi empat zona di Amerika Serikat dan memberikan hubungan linier untuk gradien suhu pada baja dan beton. Lihat Tabel 6.7 dan Gambar 6.5 dan 6.6.

Tabel 6.7 Dasar Gradien Suhu

Zona	Konkrete		Aspal 50 mm		Aspal 100 mm	
	T_1 (°C)	T_2 (°C)	T_1 (°C)	T_2 (°C)	T_1 (°C)	T_2 (°C)
1	30	7.8	24	7.8	17	5
2	25	6.7	20	6.7	14	5.5
3	23	6	18	6	13	6
4	21	5	16	5	12	6



Gambar 6.5 Zona radiasi matahari untuk Amerika Serikat.



Gambar 6.6 Gradien suhu vertikal positif pada struktur atas beton dan baja

6.7 PENGECUALIAN TERHADAP BEBAN DESAIN YANG DITENTUKAN DALAM KODE

Perancang bertanggung jawab tidak hanya untuk menyediakan rencana yang mengakomodasi beban desain sesuai dengan Spesifikasi Desain yang dirujuk, tetapi juga untuk

setiap beban yang unik untuk struktur dan lokasi jembatan. Merupakan tanggung jawab perancang juga untuk menunjukkan semua kondisi pembebanan yang dirancang dalam dokumen kontrak — sebaiknya dalam rencana konstruksi. Sejarah tampaknya menunjukkan bahwa generasi insinyur jembatan berikutnya memang akan diberi tugas untuk "meningkatkan" struktur baru saat ini. Oleh karena itu, keselamatan generasi mendatang bergantung pada perancang saat ini yang melakukan pekerjaan dokumentasi yang baik.

BAB 7
TEORI STRUKTUR

7.1 PENDAHULUAN

Dalam bab ini, bentuk umum dari tiga set persamaan yang diperlukan dalam menyelesaikan masalah mekanika padat dan perluasannya ke dalam teori struktural disajikan. Secara khusus, metode yang lebih umum digunakan, metode perpindahan, dijelaskan secara rinci.

Persamaan Dasar: Kesetimbangan, Kompatibilitas, dan Hukum Konstitutif

Secara umum, penyelesaian masalah mekanika padat harus memenuhi persamaan kesetimbangan (statis atau dinamis), kondisi kompatibilitas antara regangan dan perpindahan, dan hubungan tegangan-regangan atau hukum konstitutif material (lihat Gambar 7.1). Kondisi awal dan batas pada gaya dan perpindahan secara alami disertakan.

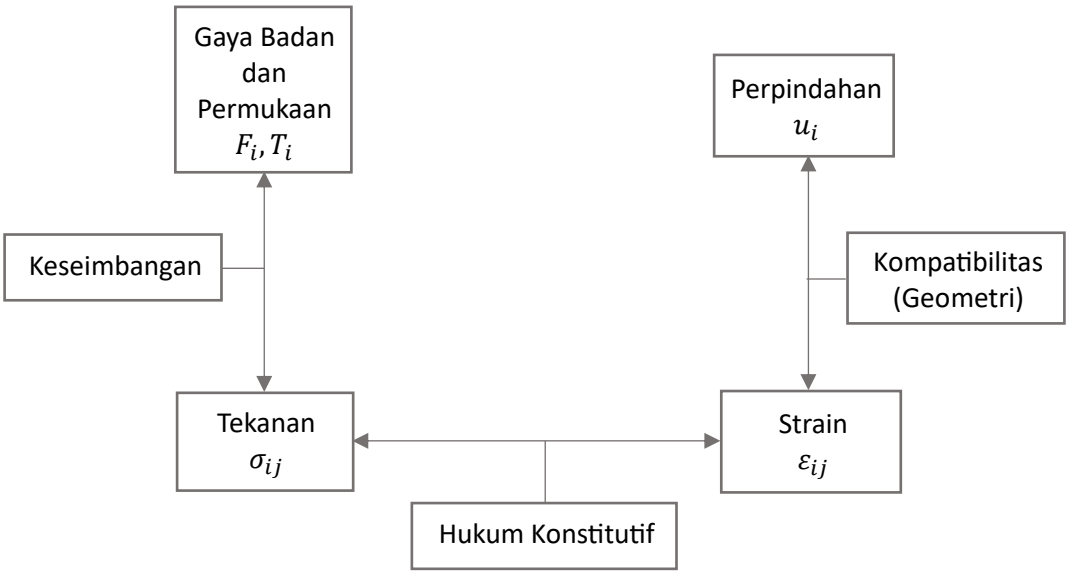
Dari pertimbangan persamaan kesetimbangan, seseorang dapat menghubungkan tegangan di dalam suatu benda dengan eksitasi eksternal, termasuk gaya badan dan permukaan. Ada tiga persamaan kesetimbangan yang menghubungkan enam komponen tensor tegangan σ_{ij} untuk elemen material infinitesimal yang akan ditunjukkan bagian. Dalam kasus dinamika, persamaan kesetimbangan digantikan oleh persamaan gerak, yang berisi turunan orde kedua dari perpindahan terhadap waktu.

Dengan cara yang sama, dengan mempertimbangkan kondisi geometris, kita dapat menghubungkan regangan di dalam suatu benda dengan perpindahannya, melalui enam persamaan kinematika yang menyatakan enam komponen regangan (ε_{ij}) dalam bentuk tiga komponen perpindahan (u_i). Ini dikenal sebagai hubungan regangan-perpindahan.

Baik persamaan kesetimbangan maupun kinematika berlaku terlepas dari material spesifik yang membentuk benda tersebut. Pengaruh material dinyatakan oleh hukum konstitutif dalam enam persamaan. Dalam kasus paling sederhana, tanpa mempertimbangkan efek suhu, waktu, laju pembebanan, dan jalur pembebanan, ini dapat dijelaskan hanya dengan hubungan antara tegangan dan regangan.

Enam komponen tegangan, enam komponen regangan, dan tiga komponen perpindahan dihubungkan oleh tiga persamaan kesetimbangan, enam persamaan kinematika, dan enam persamaan konstitutif. 15 besaran yang tidak diketahui dapat ditentukan dari sistem 15 persamaan tersebut.

Perlu ditekankan bahwa prinsip superposisi hanya berlaku jika diasumsikan deformasi kecil dan material elastis.



Gambar 7.1 Hubungan antar variabel dalam menyelesaikan masalah mekanika benda padat.

Tiga Tingkat: Mekanika Kontinu, Metode Elemen Hingga, Teori Balok-Kolom

Dalam menyelesaikan masalah mekanika padat, metode yang paling langsung menyelesaikan tiga set persamaan yang dijelaskan pada bagian sebelumnya. Secara umum, ada tiga cara untuk menetapkan variabel dasar yang tidak diketahui, yaitu komponen perpindahan, komponen tegangan, atau kombinasi keduanya.

Prosedur yang sesuai disebut metode perpindahan, metode tegangan, atau metode campuran. Tetapi metode langsung ini hanya praktis dalam beberapa keadaan sederhana, seperti yang dirinci dalam teori elastis mekanika padat.

Banyak masalah kompleks tidak dapat dengan mudah diselesaikan dengan prosedur konvensional. Kompleksitas muncul karena faktor-faktor seperti geometri yang tidak beraturan, ketidakseragaman, nonlinieritas, dan kondisi pembebanan yang sembarangan. Alternatif yang sekarang tersedia didasarkan pada konsep diskretisasi. Metode elemen hingga (FEM) membagi suatu benda menjadi banyak benda "kecil" yang disebut elemen hingga.

Formulasi oleh FEM pada hukum dan prinsip yang mengatur perilaku suatu benda biasanya menghasilkan serangkaian persamaan simultan yang dapat diselesaikan dengan prosedur langsung atau iteratif. Dan efek pembebanan seperti deformasi dan tegangan dapat dievaluasi dengan akurasi tertentu. Hingga saat ini, FEM telah menjadi metode analisis struktur yang paling banyak digunakan.

Dalam menangani balok kontinu, ukuran ketiga set persamaan sangat berkurang dengan mengasumsikan karakteristik anggota balok seperti penampang bidang tetap bidang. Untuk struktur rangka atau struktur yang dibangun menggunakan balok-kolom, mekanika struktural memberikan analisis yang lebih ringkas dan praktis.

Mekanika Struktural Teoritis, Mekanika Struktural Komputasional, dan Mekanika Struktural Kualitatif

Mekanika struktural berkaitan dengan sistem elemen yang dihubungkan oleh sambungan yang dapat berupa engsel atau kaku. Metode klasik analisis struktural didasarkan pada prinsip-prinsip seperti prinsip perpindahan virtual, minimisasi energi potensial total,

minimisasi energi komplementer total, yang menghasilkan tiga set persamaan pengatur. Sayangnya, metode konvensional umumnya ditujukan untuk perhitungan manual dan pengembang FEM berusaha keras untuk meminimalkan jumlah perhitungan yang diperlukan, bahkan dengan mengorbankan metode yang agak tidak sistematis. Hal ini membuat metode konvensional kurang menarik untuk diterjemahkan ke dalam kode komputer.

Komputer digital membutuhkan metode analisis struktural yang lebih sistematis, yang mengarah pada mekanika struktural komputasional. Dengan sangat hati-hati merumuskan alat notasi matriks secara konsisten secara matematis, analis mencapai pendekatan sistematis yang nyaman untuk komputasi otomatis: analisis matriks struktur. Salah satu ciri khas analisis matriks struktural adalah sifat sistematisnya, yang menjadikan komputer digital semakin penting dalam rekayasa struktural.

Tentu saja, analis harus mempertahankan sikap kritis, bahkan skeptis, terhadap hasil komputer. Bagaimanapun, hasil komputer harus memenuhi intuisi kita tentang apa yang "masuk akal." Penilaian kualitatif ini mengharuskan analis memiliki pemahaman penuh tentang perilaku struktural, baik yang dimodelkan oleh program maupun yang dapat diharapkan pada struktur sebenarnya. Insinyur harus memutuskan perkiraan apa yang masuk akal untuk struktur tertentu dan memverifikasi bahwa perkiraan ini memang valid, dan mengetahui cara mendesain struktur sehingga perilakunya sesuai dengan model yang diadopsi untuk menganalisisnya. Inilah tugas utama seorang analis struktural.

Analisis Matriks Struktur: Metode Gaya dan Metode Perpindahan

Analisis matriks struktur dikembangkan pada awal tahun 1950-an. Meskipun awalnya digunakan pada analisis badan pesawat, metode ini terbukti relevan untuk struktur kompleks apa pun. Jika gaya internal dipilih sebagai variabel tak dikenal dasar, metode analisis disebut sebagai metode gaya; dengan cara yang serupa, metode perpindahan mengacu pada kasus di mana perpindahan dipilih sebagai variabel tak dikenal utama.

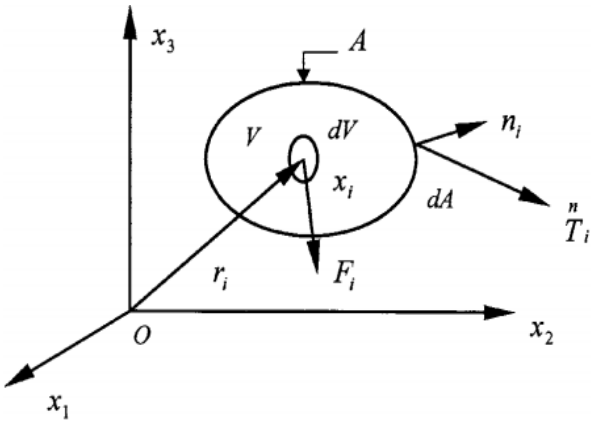
Kedua metode tersebut melibatkan perolehan persamaan keseimbangan sambungan dalam bentuk gaya internal dasar atau perpindahan sambungan sebagai variabel tak dikenal utama dan penyelesaian rangkaian persamaan yang dihasilkan untuk variabel tak dikenal ini. Setelah melakukan ini, seseorang dapat memperoleh gaya internal dengan substitusi balik, karena bahkan dalam kasus metode perpindahan, perpindahan sambungan menentukan perpindahan dasar setiap anggota, yang secara langsung terkait dengan gaya internal dan tegangan pada anggota tersebut.

Ciri utama yang terlihat dalam analisis matriks struktural adalah penekanan pada pendekatan sistematis terhadap pernyataan masalah. Karakteristik sistematis ini bersama dengan notasi matriks membuatnya sangat nyaman untuk pengkodean komputer. Bahkan, metode perpindahan, yang variabel tak dikenal dasarnya didefinisikan secara unik, umumnya lebih nyaman daripada metode gaya. Sebagian besar program analisis struktural tujuan umum berbasis perpindahan. Tetapi masih ada kasus di mana mungkin lebih diinginkan untuk menggunakan metode gaya.

7.2 KESETIMBANGAN DAN KERJA VIRTUAL

Persamaan Kesetimbangan dan Persamaan Kerja Virtual

Untuk setiap volume V dari suatu benda material yang memiliki luas permukaan A, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.2, maka volume tersebut memiliki kondisi kesetimbangan sebagai berikut:



Gambar 7.2 Penurunan persamaan kesetimbangan.

Pada titik permukaan

$$T_i = \sigma_{ji} n_j \tag{7.1a}$$

Pada titik-titik internal

$$\sigma_{ji,j} + F_i = 0 \tag{7.1b}$$

$$\sigma_{ji} = \sigma_{ij} \tag{7.1c}$$

di mana n_i mewakili komponen vektor normal satuan $\boldsymbol{n}$ dari permukaan; T_i adalah vektor tegangan pada titik yang terkait dengan $\boldsymbol{n}$; $\boldsymbol{\sigma}_{ji,j}$ mewakili turunan pertama dari $\boldsymbol{\sigma}_{ij}$ terhadap x_j; dan F_i adalah intensitas gaya badan. Setiap himpunan tegangan $\boldsymbol{\sigma}_{ij}$, gaya badan F_i, dan gaya permukaan eksternal T_i yang memenuhi Persamaan (7.1a-c) adalah himpunan yang secara statis dapat diterima. Persamaan (7.1b dan c) dapat ditulis dalam notasi (x, y, z) sebagai

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + F_x = 0$$

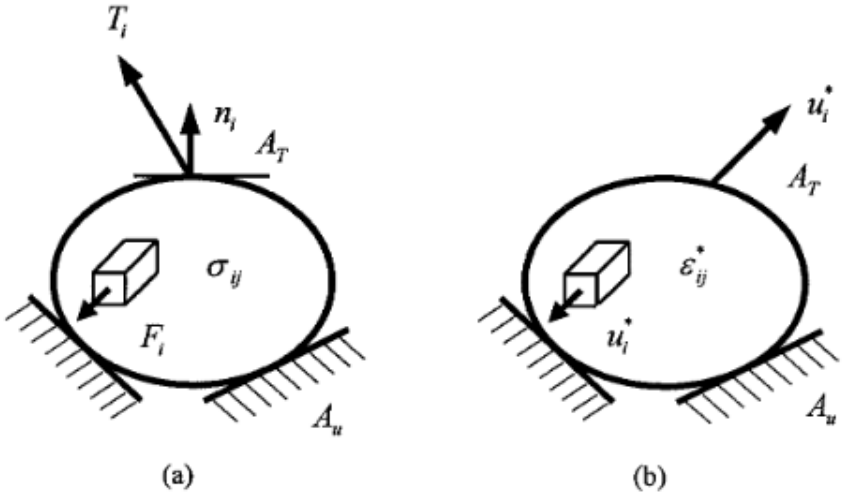
$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + F_y = 0 \tag{7.1d}$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + F_z = 0$$

Dan

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \text{ , etc} \tag{7.1e}$$

di mana σ_x, σ_y, dan σ_z adalah tegangan normal dalam arah (x, y, z) masing-masing; τ_{xy}, τ_{yx}, dan seterusnya, adalah tegangan geser yang sesuai dalam notasi (x, y, z); dan F_x, F_y, dan F_z adalah gaya badan dalam arah (x, y, z), masing-masing.



Gambar 7.3 Dua himpunan independen dalam persamaan kerja virtual.

Prinsip kerja virtual telah terbukti sebagai teknik yang sangat ampuh untuk memecahkan masalah dan memberikan bukti untuk teorema umum dalam mekanika padat. Persamaan kerja virtual menggunakan dua set independen dari kesetimbangan dan kompatibel (lihat Gambar 7.3, di mana A_u dan A_T masing-masing mewakili perpindahan dan batas tegangan), sebagai berikut:

Set yang Kompatibel

$$\int_A T_i u_i^* dA + \int_V F_i u_i^* dV = \int_A \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* dV \tag{7.2}$$

Set Keseimbangan

Atau

$$\delta W_{\text{ext}} = \delta W_{\text{int}} \tag{7.3}$$

yang menyatakan bahwa kerja virtual eksternal (δW_{ext}) sama dengan kerja virtual internal (δW_{int}).

Di sini integrasi dilakukan di seluruh area A, atau volume V, dari benda tersebut. Medan tegangan σ_{ij}, gaya badan F_i, dan gaya permukaan eksternal T_i adalah himpunan yang secara statis dapat diterima yang memenuhi Persamaan (7.1a–c). Demikian pula, medan

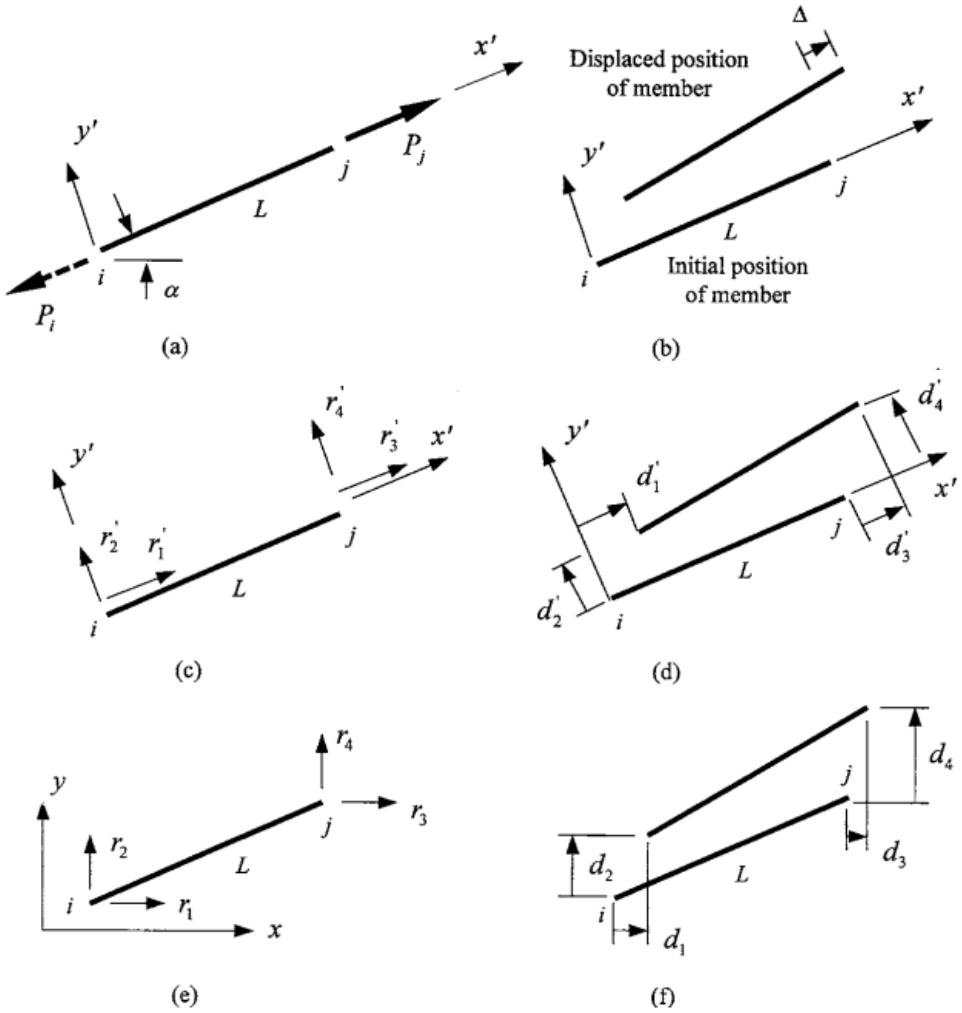
regangan ε_{ij}^{*} dan perpindahan u_i^{*} adalah himpunan kinematika yang kompatibel yang memenuhi kondisi batas perpindahan dan Persamaan (7.16) (lihat Bagian 7.3). Ini berarti prinsip kerja virtual hanya berlaku untuk regangan kecil atau deformasi kecil.

Poin penting yang perlu diingat adalah bahwa, baik himpunan kesetimbangan yang diizinkan σ_{ij} , F_i , dan T_i (Gambar 7.3a) maupun himpunan kompatibel ε_{ij}^{*} dan u_i^{*} (Gambar 7.3b) tidak perlu merupakan keadaan sebenarnya, dan himpunan kesetimbangan dan kompatibel tidak perlu saling terkait dengan cara apa pun. Dengan kata lain, kedua himpunan ini sepenuhnya independen satu sama lain.

Persamaan Kesetimbangan untuk Elemen

Untuk elemen material infinitesimal, persamaan kesetimbangan telah dirangkum dalam Bagian 7.2, yang akan ditransfer ke ekspresi spesifik dalam metode yang berbeda. Seperti pada FEM biasa atau metode perpindahan, hal ini akan menghasilkan persamaan kesetimbangan elemen berikut:

$$\{\bar{F}\}^e = [\bar{k}]^e \{\bar{d}\}^e \tag{7.4}$$



Gambar 7.4 Gaya dan perpindahan ujung elemen rangka bidang.

di mana $\{\bar{F}\}^e$ dan $\{\bar{d}\}^e$ masing-masing adalah vektor gaya nodal elemen dan vektor perpindahan, sedangkan $\{\bar{k}\}^e$ adalah matriks kekakuan elemen; garis di atas di sini berarti dalam sistem koordinat lokal.

Dalam metode gaya pada analisis struktur, yang juga mengadopsi gagasan diskretisasi, terbukti memungkinkan untuk mengidentifikasi serangkaian gaya independen dasar yang terkait dengan setiap elemen, di mana gaya-gaya ini tidak hanya independen satu sama lain, tetapi juga semua gaya lain pada elemen tersebut secara langsung bergantung pada rangkaian ini. Dengan demikian, rangkaian gaya ini merupakan rangkaian minimum yang mampu mendefinisikan sepenuhnya keadaan tegangan elemen tersebut. Hubungan antara gaya dasar dan gaya lokal dapat diperoleh dengan menerapkan keseimbangan keseluruhan pada satu elemen, yang memberikan

$$\{\bar{F}\}^e = [L]\{P\}^e \tag{7.5}$$

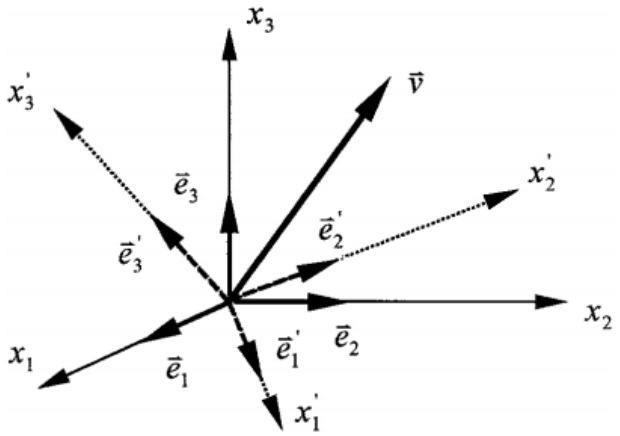
di mana $[L]$ adalah matriks transformasi gaya elemen dan $\{P\}^e$ adalah vektor gaya utama elemen. Penting untuk ditekankan bahwa dasar fisik dari Persamaan (7.5) adalah keseimbangan keseluruhan anggota. Ambil contoh anggota rangka bidang konvensional (lihat Gambar 7.4), maka diperoleh

$$\{\bar{k}\}^e = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & -EA/l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -EA/l & 0 & EA/l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{7.6}$$

Dan

$$\begin{aligned} \{\bar{F}\}^e &= \{r_1' \quad r_2' \quad r_3' \quad r_4'\}^T \\ \{\bar{d}\}^e &= \{d_1' \quad d_2' \quad d_3' \quad d_4'\}^T \\ [L] &= \{-1 \quad 0 \quad 1 \quad 0\}^T \\ \{P\}^e &= \{P\} \end{aligned} \tag{7.7}$$

dengan EA/l = kekakuan aksial elemen rangka dan P = gaya aksial elemen rangka.



Gambar 7.5 Transformasi koordinat.

Transformasi Koordinat

Nilai-nilai komponen vektor $\mathbf{V}$, yang dilambangkan dengan v_1, v_2, dan v_3 atau hanya v_i, dikaitkan dengan himpunan sumbu koordinat yang dipilih. Seringkali perlu untuk mengorientasikan ulang sumbu referensi dan mengevaluasi nilai-nilai baru untuk komponen $\mathbf{V}$ dalam sistem koordinat baru. Dengan asumsi bahwa $\mathbf{V}$ memiliki komponen v_i dan v_i' dalam dua himpunan sistem koordinat Kartesius tangan kanan x_i (lama) dan x_i' (baru) yang memiliki titik asal yang sama (lihat Gambar 7.5), dan $\bar{e}_i$, $\bar{e}_i'$ adalah vektor satuan dari x_i dan x_i', masing-masing. Maka

$$v_i' = l_{ij} v_j \tag{7.8}$$

di mana $l_{ij} = \bar{e}_i' \cdot \bar{e}_i = \cos(x_j', x_i)$ yaitu, kosinus sudut antara sumbu x_j' dan x_j untuk i dan j yang berkisar dari 1 hingga 3; dan $[\alpha] = (l_{ij})_{3\times3}$ disebut matriks transformasi koordinat dari sistem lama ke sistem baru.

Perlu dicatat bahwa elemen-elemen l_{ij} atau matriks $[\alpha]$ tidak simetris, $l_{ij} \neq l_{ji}$ Misalnya, l_{12} adalah kosinus sudut dari x_1' ke x_2 dan l_{12} adalah kosinus sudut dari x_2' ke x_1 (lihat Gambar 7.5).

Sudut diasumsikan diukur dari sistem bertanda aksen ke sistem tanpa tanda aksen. Untuk elemen rangka bidang (lihat Gambar 7.4), matriks transformasi dari sistem koordinat lokal ke sistem koordinat global dapat dinyatakan sebagai

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & -\sin\alpha & 0 & 0 \\ \sin\alpha & \cos\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha \\ 0 & 0 & \sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \tag{7.9}$$

di mana α adalah sudut kemiringan anggota rangka yang diasumsikan diukur dari sistem koordinat global ke sistem koordinat lokal.

Persamaan Keseimbangan untuk Struktur

Untuk struktur yang didiskretisasi, keseimbangan seluruh struktur pada dasarnya adalah keseimbangan setiap sambungan. Setelah perakitan,

Untuk metode FEM atau perpindahan biasa

$$\{F\} = [K]\{D\} \tag{7.10}$$

Untuk metode paksa

$$\{F\} = [A]\{P\} \tag{7.11}$$

di mana $\{F\} =$ vektor beban nodal; $[K]$ = matriks kekakuan total; $\{D\}$= vektor perpindahan nodal; $[A] =$ matriks transformasi gaya total; $\{P\} =$ vektor gaya internal primer total.

Perlu dicatat bahwa transformasi koordinat untuk setiap elemen dari koordinat lokal ke sistem koordinat global harus dilakukan sebelum perakitan.

Dalam metode gaya, Persamaan (7.11) akan diadopsi untuk menyelesaikan gaya internal dari struktur statis tertentu. Jumlah gaya tak dikenal dasar sama dengan jumlah persamaan kesetimbangan yang tersedia untuk menyelesaikannya dan persamaan tersebut saling independen secara linier. Untuk struktur statis tidak stabil, analisis harus mempertimbangkan perilaku dinamisnya. Ketika jumlah gaya tak dikenal dasar melebihi jumlah persamaan kesetimbangan, struktur tersebut dikatakan statis tak tentu. Dalam hal ini, beberapa gaya tak dikenal dasar tidak diperlukan untuk mempertahankan kesetimbangan struktural. Ini adalah gaya "ekstra" atau "redundan". Untuk memperoleh solusi untuk seluruh rangkaian gaya dasar yang tidak diketahui, perlu untuk melengkapi rangkaian persamaan kesetimbangan independen dengan perilaku elastis struktur, yaitu, hubungan gaya-perpindahan struktur. Setelah menyelesaikan seluruh rangkaian gaya dasar, kita dapat menentukan perpindahan dengan substitusi balik.

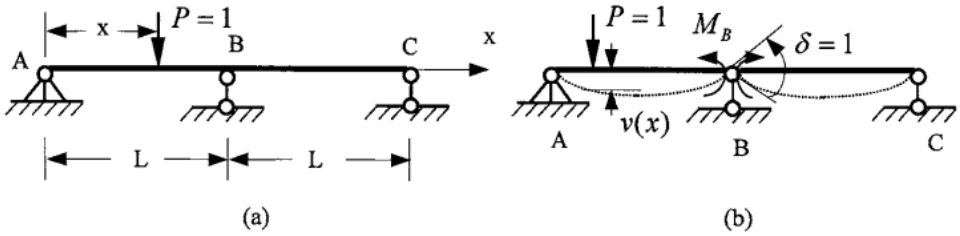
Garis dan Permukaan Pengaruh

Dalam desain dan analisis struktur jembatan, perlu untuk mempelajari efek yang ditimbulkan oleh beban yang ditempatkan di berbagai posisi. Hal ini dapat dilakukan dengan mudah melalui diagram yang menunjukkan efek pergerakan beban satuan di sepanjang struktur. Diagram tersebut umumnya disebut garis pengaruh (untuk struktur rangka) atau permukaan pengaruh (untuk pelat). Perhatikan bahwa sementara diagram momen atau geser menunjukkan variasi momen atau geser di sepanjang struktur karena posisi beban tertentu, garis atau permukaan pengaruh untuk momen atau geser menunjukkan variasi momen atau geser pada penampang tertentu karena beban satuan yang ditempatkan di mana saja di sepanjang struktur.

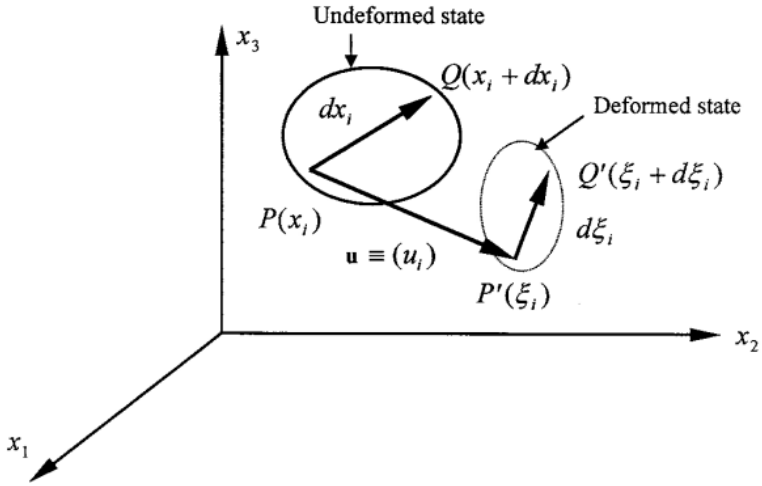
Garis pengaruh yang tepat untuk struktur statis tertentu dapat diperoleh secara analitis hanya dengan statika. Dari Persamaan. (7.11), vektor gaya internal primer total $\{P\}$ dapat dinyatakan sebagai

$$\{P\} = [K]^{-1}\{F\} \tag{7.12}$$

dengan demikian, dengan diberikan beban satuan pada satu simpul, gaya internal yang ditimbulkan dari semua anggota akan diperoleh, dan dengan demikian Persamaan (7.12) memberikan ekspresi analitis dari garis pengaruh semua gaya internal anggota untuk struktur diskrit yang dikenai beban nodal bergerak.



Gambar 7.6 Garis pengaruh balok menerus dua bentang.



Gambar 7.7 Deformasi elemen garis untuk variabel Lagrangian dan Eluerian.

Untuk struktur statis tak tentu, nilai pengaruh dapat ditentukan langsung dari pertimbangan geometri garis beban defleksi yang dihasilkan dari penerapan deformasi satuan yang sesuai dengan fungsi yang sedang dipelajari, berdasarkan prinsip kerja virtual. Hal ini dapat lebih baik ditunjukkan oleh balok kontinu dua bentang yang ditunjukkan pada Gambar 7.6, di mana garis pengaruh momen lentur internal M_B pada penampang B diperlukan. Memotong bagian B untuk mengekspos M_B dan memberinya rotasi relatif satuan $\delta = 1$ (lihat Gambar 7.6) dan menerapkan prinsip kerja virtual memberikan

$$M_B \cdot \delta = -P \cdot v(x) \tag{7.13}$$

Karena itu,

$$M_B = -v(x) \tag{7.14}$$

yang berarti nilai pengaruh M_B sama dengan defleksi $v(x)$ dari balok yang mengalami rotasi satuan pada sambungan B (diwakili oleh garis putus-putus pada Gambar 7.6b). Penyelesaian untuk $v(x)$ dapat dilakukan dengan mudah dengan merujuk pada mekanika material.

7.3 PERSAMAAN KOMPATIBILITAS

Deformasi Besar dan Regangan Besar

Analisis regangan berkaitan dengan studi deformasi suatu benda kontinu yang tidak terkait dengan sifat material benda tersebut. Secara umum, ada dua metode untuk menggambarkan deformasi suatu benda kontinu, yaitu Lagrangian dan Eulerian. Metode Lagrangian menggunakan koordinat setiap partikel pada posisi awal sebagai variabel independen. Metode Eulerian mendefinisikan variabel independen sebagai koordinat setiap partikel material pada waktu yang diinginkan.

Misalkan koordinat partikel material P dalam suatu benda pada posisi awal dilambangkan dengan $x_i(x_1, x_2, x_3)$ yang mengacu pada sumbu tetap x_i, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.7. Dan koordinat partikel setelah deformasi dilambangkan dengan $\xi_i(\xi_1, \xi_2, \xi_3)$ terhadap sumbu x_i. Adapun variabel independen, formulasi Lagrangian menggunakan koordinat (xi) sedangkan formulasi Eulerian menggunakan koordinat (ξ_i). Dari analisis gerak elemen garis PQ (lihat Gambar 7.7), diperoleh:

Untuk formulasi Lagrangian, tensor regangan Lagrangian adalah

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(u_{i,j} + u_{j,i} + u_{r,i}u_{r,j}\right) \tag{7.15}$$

di mana $u_{i,j} = \partial u_i / \partial \xi_j$ dan semua besaran dinyatakan dalam bentuk (x_i).

Untuk formulasi Eulerian, tensor regangan Eulerian adalah

$$E_{ij} = \frac{1}{2}\left(u_{i/j} + u_{j/i} + u_{r/i}u_{r/j}\right) \tag{7.16}$$

di mana $u_{i/j} = \partial u_i / \partial \xi_j$ dan semua besaran dijelaskan dalam bentuk (ξ_i)

Jika turunan perpindahan $u_{i,j}$ dan $u_{i/j}$ tidak terlalu kecil sehingga suku-suku nonliniernya tidak dapat diabaikan, hal itu disebut deformasi besar, dan penyelesaian u_i akan agak sulit karena suku-suku nonlinier muncul dalam persamaan pengatur.

Jika perpindahan dan turunannya kecil, tidak masalah apakah turunan dalam Persamaan (7.15) dan (7.16) dihitung menggunakan variabel (x_i) atau (ξ_i). Dalam hal ini, deskripsi Lagrangian dan Eulerian menghasilkan hubungan regangan-perpindahan yang sama:

$$\varepsilon_{ij} = E_{ij} = \frac{1}{2}\left(u_{i,j} + u_{j,i}\right) \tag{7.17}$$

yang berarti deformasi kecil, yang paling umum dalam rekayasa struktur.

Untuk perpindahan (u_i) yang diberikan dalam analisis regangan, komponen regangan (ε_{ij}) dapat ditentukan dari Persamaan (7.17). Untuk komponen regangan (ε_{ij}) yang ditentukan, beberapa batasan harus dikenakan padanya agar memiliki fungsi perpindahan kontinu bernilai tunggal u_i, karena ada enam persamaan untuk tiga fungsi yang tidak diketahui. Batasan tersebut disebut kondisi kompatibilitas, yang untuk wilayah yang terhubung sederhana dapat ditulis sebagai

$$\varepsilon_{ij,kl} + \varepsilon_{kl,ij} - \varepsilon_{ik,jl} - \varepsilon_{ji,ik} = 0 \tag{7.18a}$$

atau, dengan memperluas ekspresi ini dalam notasi (x, y, z), maka diperoleh

$$\begin{gathered}
\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = 2\frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} = 2\frac{\partial^2 \varepsilon_{yz}}{\partial y \partial z} \\
\frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} = 2\frac{\partial^2 \mathcal{E}_{zx}}{\partial z \partial x} \\
\frac{\partial}{\partial x}\left(-\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z}\right) = \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z} \\
\frac{\partial}{\partial y}\left(-\frac{\partial \varepsilon_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x}\right) = \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z \partial x} \\
\frac{\partial}{\partial z}\left(-\frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{zx}}{\partial y}\right) = \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y}
\end{gathered} \tag{7.18b}$$

Setiap himpunan regangan ε_{ij} dan perpindahan u_i, yang memenuhi Persamaan (7.17) dan (7.18a) atau (7.18b), serta kondisi batas perpindahan, merupakan himpunan yang dapat diterima secara kinematika, atau himpunan yang kompatibel.

Persamaan Kompatibilitas untuk Elemen

Untuk FEM biasa, persyaratan kompatibilitas terpenuhi dengan sendirinya dalam prosedur perumusan. Adapun persamaan kesetimbangan, himpunan dasar perpindahan independen dapat diidentifikasi untuk setiap anggota, dan hubungan kinematika antara perpindahan dasar anggota dan perpindahan ujung anggota dapat diberikan sebagai berikut:

$$\{\Delta\}^e = [L]^T \{\bar{d}\}^e \tag{7.19}$$

di mana $\{\Delta\}^e$ adalah vektor perpindahan utama elemen, $[L]^T$ dan $\{\bar{d}\}^e$ telah ditunjukkan pada Bagian 7.2. Untuk elemen rangka bidang, $\{\Delta\}^e = \{\Delta\}$, di mana Δ adalah perpindahan relatif elemen (lihat Gambar 7.5). Perlu juga dicatat bahwa dasar fisik Persamaan (7.19) adalah kompatibilitas keseluruhan elemen.

Persamaan Kompatibilitas untuk Struktur

Untuk keseluruhan struktur, diperoleh persamaan berikut setelah proses perakitan:

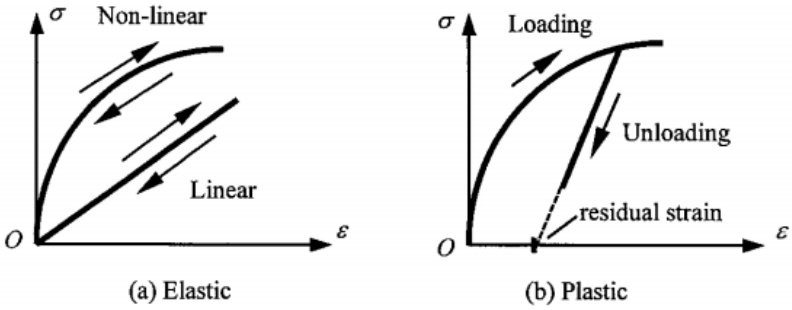
$$\{\Delta\} = [A]^T\{D\} \tag{7.20}$$

di mana $\{\Delta\}$ vektor perpindahan primer total; $\{D\}$ vektor perpindahan nodal total; dan $[A]^T$= transposisi dari $[A]$ yang dijelaskan pada Bagian 7.2.

Suatu struktur statis tertentu juga bersifat kinematik tertentu. Dengan diberikan serangkaian perpindahan anggota dasar, terdapat cukup banyak hubungan kompatibilitas yang tersedia untuk memungkinkan penentuan perpindahan nodal struktur. Selain penerapannya pada penurunan dan pembebanan kesalahan fabrikasi, beban termal juga dapat dipertimbangkan untuk struktur statis tertentu. Gaya eksternal pada suatu struktur menyebabkan distorsi anggota dan, karenanya, perpindahan nodal, tetapi sebelum masalah tersebut dapat diselesaikan, hubungan antara gaya anggota dan distorsi anggota harus dikembangkan.

Hukum Kontragradien

Selama pengembangan hubungan kesetimbangan dan kompatibilitas, telah diperhatikan bahwa berbagai transformasi gaya dan perpindahan yang bersesuaian merupakan transposisi satu sama lain, seperti yang ditunjukkan tidak hanya pada Persamaan (7.5) dan (7.19) dari hubungan kesetimbangan dan kompatibilitas elemen, tetapi juga pada Persamaan (7.11) dan (7.20) dari hubungan kesetimbangan dan kompatibilitas global, meskipun setiap pasangan transformasi ini diperoleh secara independen satu sama lain dalam pengembangannya. Himpunan hubungan khusus ini disebut hukum kontragradien yang ditetapkan berdasarkan konsep kerja virtual. Oleh karena itu, setelah matriks transformasi gaya tertentu diperoleh, matriks transformasi perpindahan yang bersesuaian akan segera terlihat, dan hal ini tetap berlaku sebaliknya.



Gambar 7.8 Sketsa perilaku material elastis dan plastis.

7.4 PERSAMAAN KONSTITUTIF

Elastisitas dan Plastisitas

Suatu benda material akan mengalami deformasi ketika dikenai eksitasi eksternal. Jika setelah aksi yang diterapkan dilepaskan, benda tersebut kembali ke bentuk dan ukuran aslinya, maka benda tersebut disebut material elastis, atau dapat dikatakan material tersebut memiliki karakteristik elastisitas. Jika tidak, maka itu adalah material plastis atau material dengan plastisitas. Untuk benda elastis, keadaan tegangan saat ini hanya bergantung pada keadaan deformasi saat ini; yaitu, persamaan konstitutif untuk material elastis diberikan oleh

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \tag{7.21}$$

di mana F_{ij} disebut fungsi respons elastis. Dengan demikian, perilaku material elastis yang dijelaskan oleh Persamaan (7.21) bersifat reversibel dan tidak bergantung pada lintasan (lihat Gambar 7.8a), dalam hal ini material tersebut biasanya disebut material elastis Cauchy.

Reversibilitas dan tidak bergantung pada lintasan tidak ditunjukkan oleh material plastis (lihat Gambar 7.8b). Secara umum, material plastis tidak kembali ke bentuk aslinya; deformasi dan tegangan sisa tetap ada di dalam benda bahkan ketika semua tarikan eksternal dihilangkan. Akibatnya, plastisitas perlu memperluas hubungan tegangan-regangan elastis ke rentang plastis di mana regangan plastis permanen dimungkinkan. Hal ini membuat penyelesaian masalah mekanika padat menjadi lebih rumit.

Perilaku Elastis Linier dan Nonlinier

Sebagaimana tersirat dalam istilah linear, elastisitas linear berarti fungsi respons elastis F_{ij} dari Persamaan (7.21) adalah fungsi linear, yang bentuk paling umum untuk material elastis Cauchy diberikan oleh

$$\sigma_{ij} = B_{ij} + C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{7.22}$$

di mana B_{ij} = komponen tensor tegangan awal yang sesuai dengan keadaan bebas regangan awal (yaitu, $\varepsilon_{ij} = 0$), dan C_{ijkl} = tensor konstanta elastis material.
Jika diasumsikan bahwa B_{ij} = 0, Persamaan (7.22) akan disederhanakan menjadi

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{7.23}$$

yang sering disebut sebagai hukum Hooke yang digeneralisasi.

Untuk material elastis linier isotropik, konstanta elastis dalam Persamaan (7.23) harus sama untuk semua arah dan dengan demikian C_{ijkl} harus merupakan tensor orde keempat isotropik, yang berarti hanya ada dua konstanta material independen. Dalam hal ini, Persamaan (7.23) akan disederhanakan menjadi

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \tag{7.24}$$

di mana λ dan μ adalah dua konstanta material, yang biasanya disebut konstanta Lame; δ_{ij} = Delta Kronecker dan $\varepsilon_{kk} =$ penjumlahan suku-suku diagonal dari ε_{ij} menurut konvensi penjumlahan, yang berarti bahwa, setiap kali sebuah indeks muncul dua kali dalam suku yang sama, dipahami bahwa indeks tersebut harus dijumlahkan dari 1 hingga 3.

Jika fungsi respons elastis F_{ij} pada Persamaan (7.21) tidak linier, maka disebut elastis nonlinier, dan material menunjukkan perilaku mekanik nonlinier bahkan ketika mengalami deformasi kecil. Artinya, "konstanta" elastis material tidak lagi tetap konstan, sedangkan deformasi masih dapat dibalik sepenuhnya.

Nonlinier Geometris

Berdasarkan sumber-sumber yang menyebabkannya, nonlinieritas dapat dikategorikan menjadi nonlinieritas material (termasuk elastisitas dan plastisitas nonlinier) dan nonlinieritas geometris. Ketika suku-suku nonlinier dalam hubungan regangan-perpindahan tidak dapat diabaikan atau defleksi cukup besar untuk menyebabkan perubahan signifikan pada geometri struktur, maka disebut nonlinieritas geometris. Ini juga disebut deformasi besar, dan prinsip superposisi yang diturunkan dari deformasi kecil tidak lagi berlaku. Perlu dicatat bahwa untuk perpindahan besar yang terakumulasi dengan deformasi kecil, hal itu dapat dilinierkan dengan prosedur langkah demi langkah.

Berdasarkan pilihan kerangka acuan yang berbeda, terdapat dua jenis formulasi Lagrangian: formulasi Lagrangian total, yang menggunakan konfigurasi awal tanpa regangan sebagai kerangka acuan, dan formulasi Lagrangian yang diperbarui berdasarkan konfigurasi terbaru yang diperoleh, yang biasanya dilakukan langkah demi langkah. Apa pun formulasi yang dipilih, matriks kekakuan geometris atau matriks tegangan awal akan dimasukkan ke dalam persamaan kesetimbangan untuk memperhitungkan pengaruh tegangan awal terhadap kekakuan struktur. Hal ini bergantung pada besarnya atau kondisi pembebanan dan deformasi, dan dengan demikian menyebabkan nonlinieritas geometris. Dalam teori balok-kolom, ini dikenal sebagai efek orde kedua atau efek $P - \Delta$.

7.5 MATRIKS KEKAKUAN UNTUK ELEMEN

Dalam metode perpindahan, komponen perpindahan dianggap sebagai variabel utama yang tidak diketahui. Dari Persamaan (7.5) dan (7.19) diperoleh persyaratan keseimbangan dan kompatibilitas pada elemen. Untuk struktur statis tertentu, tidak diperlukan kondisi tambahan untuk mendapatkan gaya internal di bawah beban nodal atau posisi perpindahan struktur mengingat distorsi dasar seperti penurunan penyangga atau kesalahan fabrikasi. Namun, untuk struktur statis tak tentu, kondisi tambahan, yaitu hukum konstitutif material yang membentuk struktur, harus dimasukkan untuk solusi gaya internal serta perpindahan nodal.

Dari mekanika struktur, hubungan kekakuan dasar untuk suatu elemen antara gaya internal dasar dan perpindahan ujung elemen dasar dapat dinyatakan sebagai

$$\{P\}^e = [k]^e\{\Delta\}^e \tag{7.25}$$

Dimana $[k]^e$ adalah matriks kekakuan dasar elemen, yang dapat disebut $[EA/l]$ untuk anggota rangka bidang konvensional (lihat Gambar 7.4).

Substitusi Persamaan (7.19) dan (7.25) ke dalam Persamaan (7.5) menghasilkan

$$\begin{aligned}\{\bar{F}\}^e &= [L][k]^e[L]^T\{\bar{d}\}' \\ &= \left[\bar{k}\right]^e\{\bar{d}\}^e\end{aligned} \tag{7.26}$$

Di mana

$$\left[\bar{k}\right]^e = [L][k]^e[L]^T \tag{7.27}$$

disebut matriks kekakuan elemen, sama seperti pada Persamaan (7.4). Perlu diingat bahwa matriks kekakuan elemen $\left[\bar{k}\right]^e$ bersifat simetris dan singular, karena dengan diberikan gaya ujung-anggota, perpindahan ujung-anggota tidak dapat ditentukan secara unik karena anggota dapat mengalami gerakan benda kaku.

Matriks Kekakuan untuk Struktur

Tujuan akhir kita adalah untuk mendapatkan persamaan yang mendefinisikan secara perkiraan perilaku seluruh badan atau struktur. Setelah hubungan kekakuan elemen Persamaan (7.26) ditetapkan untuk elemen generik, persamaan global dapat dibangun dengan proses perakitan berdasarkan hukum kompatibilitas dan keseimbangan, yang umumnya dinyatakan dalam notasi matriks sebagai

$$\{F\} = [K]\{D\} \tag{7.28}$$

di mana $[K]$ adalah matriks kekakuan untuk seluruh struktur. Perlu dicatat bahwa ide dasar perakitan melibatkan minimisasi energi potensial total, dan matriks kekakuan yang dirakit $[K]$ bersifat simetris dan berbentuk pita atau jarang terisi.

Persamaan (7.28) memberi tahu kita kemampuan suatu struktur untuk menahan beban yang diterapkan daripada perilaku sebenarnya dari struktur jika kondisi batas tidak diperkenalkan. Dengan kata lain, tanpa kondisi batas, dapat ada sejumlah solusi yang tak terbatas karena matriks kekakuan $[K]$ bersifat singular; yaitu, determinannya nol. Oleh karena itu, Persamaan (7.28) harus dimodifikasi untuk mencerminkan kondisi batas dan persamaan modifikasi akhir dinyatakan dengan memasukkan garis di atas sebagai

$$\{F\} = [\bar{K}]\{\bar{D}\} \tag{7.29}$$

Inversi Matriks

Telah ditunjukkan bahwa serangkaian persamaan aljabar simultan dihasilkan dalam penerapan metode perpindahan dan metode gaya dalam analisis struktur, yang biasanya linier. Koefisien persamaan bersifat konstan dan tidak bergantung pada besaran atau kondisi

pembebanan dan deformasi, karena hukum Hooke linier umumnya dianggap berlaku dan regangan serta deformasi kecil digunakan dalam formulasi. Menyelesaikan Persamaan (7.29) adalah, yaitu, untuk membalikkan matriks kekakuan yang dimodifikasi $[K]$. Ini membutuhkan upaya komputasi yang sangat besar untuk masalah skala besar. Persamaan dapat diselesaikan dengan menggunakan metode langsung, iteratif, atau metode lainnya. Dua langkah eliminasi dan substitusi balik terlibat dalam prosedur langsung, di antaranya adalah eliminasi Gaussian dan sejumlah modifikasinya. Ini adalah beberapa metode langsung yang paling banyak digunakan karena akurasinya yang lebih baik dan jumlah operasi aritmatika yang kecil.

Pertimbangan Khusus

Dalam praktiknya, berbagai keadaan khusus, mulai dari pembebanan hingga kondisi internal elemen dan kondisi penopang, harus dipertimbangkan dengan saksama dalam analisis struktur.

Regangan awal, yang tidak secara langsung terkait dengan tegangan, dihasilkan dari dua penyebab, pembebanan termal atau kesalahan fabrikasi. Jika elemen dengan regangan awal tidak dibatasi, akan ada serangkaian perpindahan ujung elemen awal yang terkait dengan regangan awal ini, tetapi tetap tidak ada gaya ujung elemen awal. Untuk elemen yang dibatasi untuk bertindak sebagai bagian dari struktur, hubungan gaya-perpindahan elemen umum akan dimodifikasi sebagai berikut:

$$\{\bar{F}\}^e = [\bar{K}]^e\left(\{\bar{d}\}^e - \{\overline{d_0}\}^e\right) \tag{7.30a}$$

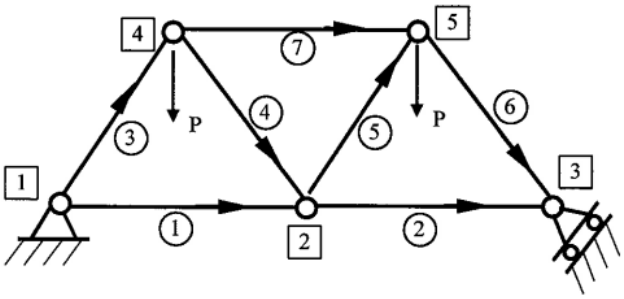
Atau

$$\{\bar{F}\}^e = [\bar{K}]^e\{\bar{d}\}^e + \{R_{F0}\}^e \tag{7.30b}$$

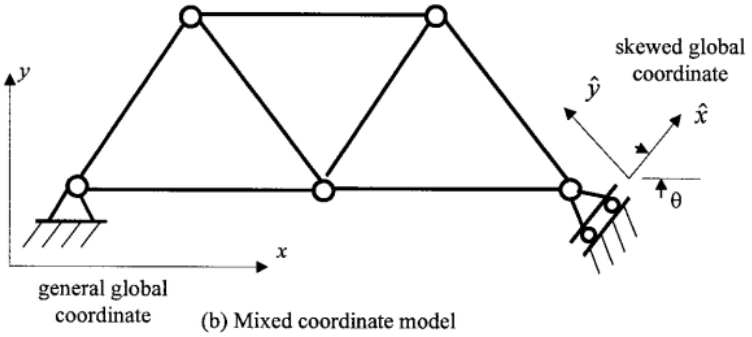
Dimana

$$\{R_{F0}\}^e = -[\bar{K}]^e\{\overline{d_0}\}^e \tag{7.31}$$

adalah gaya ujung tetap, dan $\{\overline{d_0}\}^e$ adalah vektor perpindahan awal ujung anggota untuk anggota tersebut.



(a) Dimensions and Loading



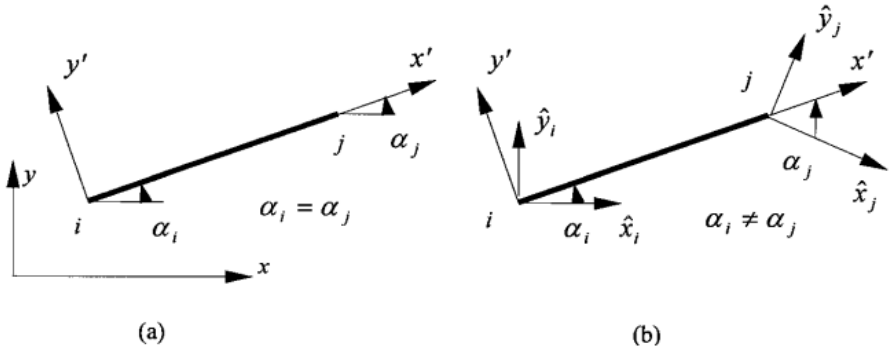
Gambar 7.9 Rangka bidang dengan penyangga miring.

Menarik untuk dicatat bahwa penurunan tumpuan dapat dianggap sebagai regangan awal. Selain itu, regangan awal termasuk beban termal dan kesalahan fabrikasi, serta penurunan tumpuan, semuanya dapat diperlakukan sebagai eksitasi eksternal. Oleh karena itu, gaya ujung tetap yang sesuai serta beban nodal ekivalen dapat diperoleh yang membuat prosedur konvensional yang dijelaskan sebelumnya masih dapat dipraktikkan.

Untuk tumpuan miring yang memberikan batasan pada struktur dalam arah non-global, efeknya dapat dipertimbangkan dengan menyesuaikan koordinat global miring (lihat Gambar 7.9) dengan memperkenalkan koordinat miring pada tumpuan miring. Hal ini mungkin dapat lebih baik ditunjukkan dengan mempertimbangkan contoh spesifik dari rangka bidang yang ditunjukkan pada Gambar 7.9. Untuk anggota yang disambung pada tumpuan miring, matriks transformasi koordinat akan berbentuk

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \cos\alpha_i & -\sin\alpha_i & 0 & 0 \\ \sin\alpha_i & \cos\alpha_i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\alpha_j & -\sin\alpha_j \\ 0 & 0 & \sin\alpha_j & \cos\alpha_j \end{bmatrix} \tag{7.32}$$

di mana α_i dan α_j adalah sudut kemiringan anggota rangka dalam koordinat global miring (lihat Gambar 7.10), misalnya, untuk anggota 2 pada Gambar 7.9, $\alpha_i = 0$ dan $\alpha_i = \theta$.



Gambar 7.10 Transformasi koordinat anggota rangka bidang. (a) Koordinat global normal; (b) koordinat global miring.

Untuk anggota khusus lainnya seperti anggota yang tidak dapat diperpanjang atau anggota dengan penampang variabel, mungkin perlu atau lebih mudah untuk menggunakan hubungan gaya-perpindahan anggota khusus dalam analisis struktur. Meskipun pengembangan dan pemrograman metode kekakuan yang cukup umum untuk memperhitungkan semua pertimbangan khusus ini sangat sulit, yang lebih penting mungkin adalah bahwa penerapan metode tersebut tetap tidak banyak berubah.

7.6 PERTIMBANGAN SUBSTRUKTUR DAN SIMETRI

Untuk struktur yang sangat kompleks atau berskala besar, diperlukan penyelesaian sejumlah besar persamaan simultan, yang terkadang dibatasi oleh sumber daya komputasi yang tersedia. Dalam hal ini, skema penanganan data khusus seperti kondensasi statis diperlukan untuk mengurangi jumlah variabel yang tidak diketahui dengan menomori komponen perpindahan nodal dan disposisi hubungan gaya-perpindahan elemen secara tepat. Kondensasi statis berguna dalam analisis dinamis struktur rangka karena momen inersia rotasi biasanya diabaikan.

Skema lain secara fisik membagi struktur menjadi kumpulan struktur yang lebih kecil yang disebut "substruktur," yang dapat diproses oleh komputer paralel. Dalam analisis statis, langkah pertama substruktur adalah memperkenalkan batas dalam tetap imajiner, dan kemudian melepaskan semua batas dalam secara simultan, yang menghasilkan analisis selanjutnya dari rangkaian substruktur ini dalam skala yang lebih kecil. Pada dasarnya ini adalah pembagian Persamaan (7.28) sebagai berikut. Untuk substruktur ke-r, kita memiliki

Kasus (α) : Memperkenalkan batas tetap bagian dalam

$$\begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} \\ K_{ib} & K_{ii} \end{bmatrix}^{(r)} = \begin{Bmatrix} 0 \\ D_i^{\alpha} \end{Bmatrix}^{(r)} = \begin{Bmatrix} F_b^{\alpha} \\ F_i \end{Bmatrix}^{(r)} \tag{7.33}$$

Kasus (β) : Melepaskan semua batas tetap internal

$$\begin{bmatrix} K_{bb} & K_{bi} \\ K_{ib} & K_{ii} \end{bmatrix}^{(r)} = \begin{Bmatrix} D_b \\ D_i^{\beta} \end{Bmatrix}^{(r)} = \begin{Bmatrix} F_b^{\beta} \\ 0 \end{Bmatrix}^{(r)} \tag{7.34}$$

di mana indeks bawah b dan i masing-masing menunjukkan simpul tetap dan simpul bebas bagian dalam. Dengan menggabungkan Persamaan (7.33) dan (7.34) diperoleh hubungan gaya-perpindahan untuk elemen yang diperbesar - substruktur yang dapat dinyatakan sebagai

$$[K_b]^{(r)}\{D_b\}^{(r)} = \{F_b\}^{(r)} \tag{7.35}$$

yang analog dengan Persamaan (7.26) dan $\{F_b\}^{(r)} = \left\{F_b^{(r)}\right\} - \left[K_{bi}^{(r)}\right]\left[K_{ii}^{(r)}\right]^{-1}\left\{F_i^{(r)}\right\}$ Dengan demikian, prosedur konvensional masih berlaku.

Demikian pula, dalam kasus simetri struktural geometri dan material, pertimbangan yang tepat terhadap simetri dan antisimetri pembebanan dapat menghasilkan serangkaian persamaan pengatur yang jauh lebih kecil.

BAB 8
PEMODELAN STRUKTUR

8.1 PENDAHULUAN

Sebelum pembangunan sistem struktur apa pun, proses desain dan analisis teknik yang ekstensif harus dilakukan. Selama proses ini, banyak asumsi teknik secara rutin digunakan dalam penerapan prinsip dan teori teknik ke dalam praktik. Sebagian dari asumsi ini digunakan dalam berbagai metode analitis yang tersedia bagi analis struktur. Di kantor teknik modern, dengan proliferasi dan peningkatan kekuatan komputer pribadi, semakin banyak insinyur bergantung pada perangkat lunak komputer analisis struktur untuk memecahkan masalah teknik mereka.

Modernisasi kantor desain teknik ini, ditambah dengan peningkatan tuntutan terhadap akurasi dan efisiensi desain struktural, membutuhkan pemahaman yang lebih detail tentang prinsip-prinsip dasar dan asumsi yang terkait dengan penggunaan program komputer analisis struktural modern. Program yang paling populer di antaranya adalah GT STRUDL, STAADIII, SAP2000, serta beberapa alat yang lebih canggih dan kompleks seperti ADINA, ANSYS, NASTRAN, dan ABAQUS.

Tujuan dari upaya analisis adalah untuk menyelidiki respons yang paling mungkin dari struktur jembatan akibat berbagai beban yang diterapkan. Hasil investigasi ini kemudian harus diubah menjadi data desain yang berguna, sehingga memberikan informasi yang diperlukan kepada perancang untuk mengevaluasi kinerja struktur jembatan dan untuk menentukan tindakan yang tepat guna mencapai konfigurasi desain yang paling efisien. Selain itu, perhitungan kapasitas sistem struktural merupakan aspek penting dalam menentukan alternatif desain yang paling andal. Segala upaya harus dilakukan untuk memastikan bahwa semua pekerjaan yang dilakukan selama aktivitas analitis apa pun memungkinkan perancang untuk menghasilkan serangkaian dokumen konstruksi berkualitas termasuk rencana, spesifikasi, dan estimasi.

Tujuan bab ini adalah untuk menyajikan prinsip-prinsip pemodelan dasar dan menyarankan beberapa pedoman dan pertimbangan yang harus diperhatikan selama proses pemodelan struktural. Selain itu, beberapa contoh karakterisasi numerik dari struktur jembatan terpilih dan komponen-komponennya juga diberikan. Garis besar bab ini mengikuti proses pemodelan dasar. Pertama, pemilihan metodologi pemodelan dibahas, diikuti dengan deskripsi geometri struktural, definisi sifat material dan penampang komponen yang membentuk struktur, dan deskripsi kondisi batas dan beban yang bekerja pada struktur.

8.2 ANALITIS DESAIN JEMBATAN

Biasanya, selama fase analitis dari setiap desain jembatan, program analisis struktur berbasis elemen hingga digunakan untuk mengevaluasi integritas struktural sistem jembatan. Sebagian besar program analisis struktur menggunakan metodologi dan algoritma elemen hingga yang andal dan mapan untuk menyelesaikan masalah analitis. Yang lain menggunakan

metode seperti distribusi momen, analogi kolom, kerja virtual, perbedaan hingga, dan strip hingga, untuk menyebutkan beberapa.

Sangat penting bagi pengguna program-program ini untuk memahami teori, asumsi, dan keterbatasan pemodelan numerik menggunakan metode elemen hingga, serta keterbatasan akurasi sistem komputer yang digunakan untuk menjalankan program-program ini. Banyak buku teks tersedia untuk mempelajari teori dan aplikasi metodologi elemen hingga untuk masalah teknik praktis. Sangat disarankan untuk memeriksa buku teks ini sebelum menggunakan program komputer berbasis elemen hingga untuk pekerjaan proyek apa pun. Misalnya, ketika memilih jenis elemen yang akan digunakan dari pustaka elemen hingga, pengguna harus mempertimbangkan beberapa faktor penting seperti serangkaian asumsi dasar yang digunakan dalam formulasi elemen, jenis perilaku yang ditangkap oleh setiap jenis elemen, dan batasan pada perilaku fisik sistem.

Masalah penting lainnya yang perlu dipertimbangkan termasuk teknik solusi numerik yang digunakan dalam operasi matriks, batasan presisi numerik komputer, dan metode solusi yang digunakan dalam analisis tertentu. Ada banyak algoritma solusi yang menggunakan metode langsung atau iteratif, dan teknologi sparse solver untuk menyelesaikan masalah dasar yang sama; namun, memilih metode solusi ini secara efisien membutuhkan pengguna untuk memahami kondisi terbaik di mana setiap metode diterapkan dan dasar atau asumsi yang terlibat dengan setiap metode. Memahami parameter solusi seperti toleransi untuk metode iteratif dan bagaimana hal itu dapat memengaruhi akurasi solusi juga penting, terutama selama proses analisis nonlinier.

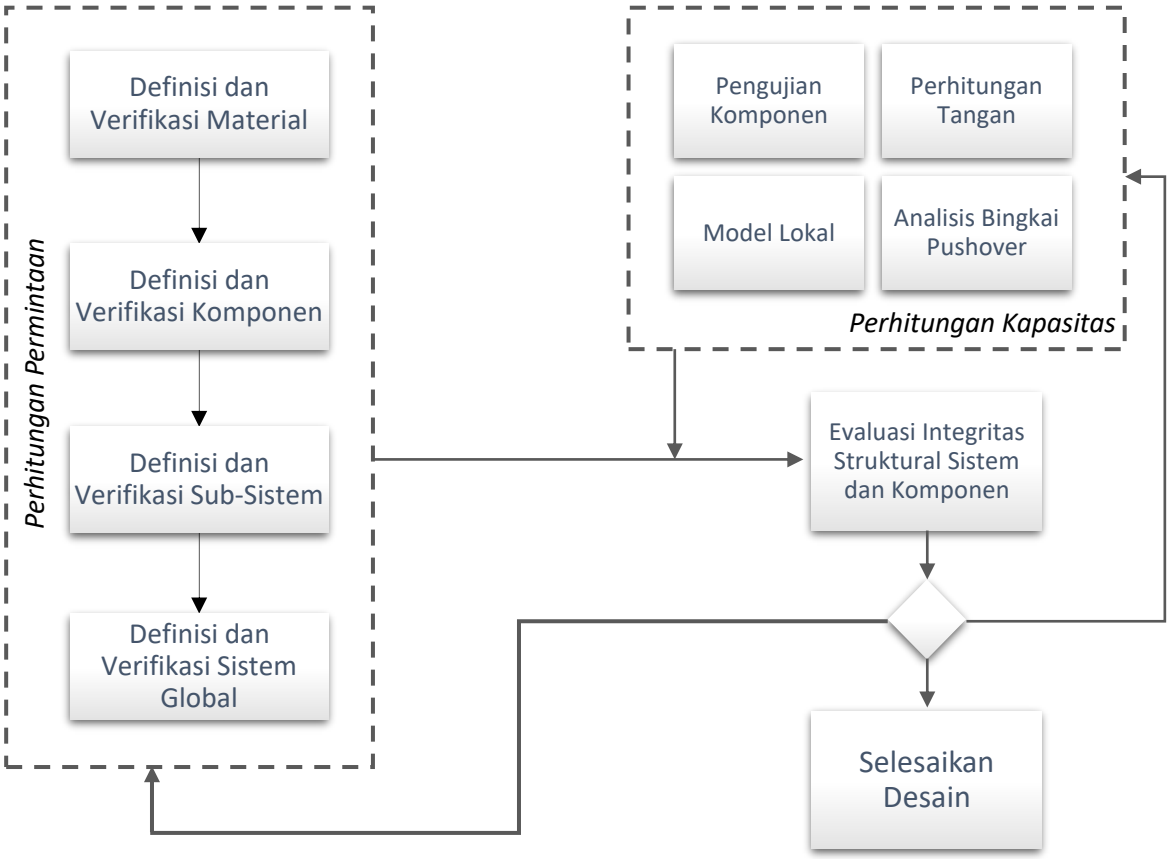
Analisis dinamis semakin banyak dibutuhkan oleh banyak kode desain saat ini, terutama di wilayah dengan seismisitas tinggi. Analisis spektrum respons sering digunakan dan mudah dilakukan dengan alat analisis saat ini; Namun, pemahaman dasar tentang dinamika struktur sangat penting untuk mendapatkan hasil yang tepat secara efisien dan menafsirkan respons analisis. Teori dinamika struktur linier dasar dapat ditemukan di banyak buku teks. Meskipun banyak alat analisis di pasaran saat ini dapat melakukan analisis yang sangat canggih dalam waktu yang tepat, pengguna juga harus lebih berpengalaman dan berpengetahuan untuk mengendalikan upaya analisis secara keseluruhan dan mengoptimalkan kinerja alat tersebut.

8.3 PEMILIHAN METODOLOGI PEMODELAN

Pendekatan teknis yang diambil oleh insinyur harus didasarkan pada filosofi penyediaan analisis praktis untuk mendukung upaya desain. Pentingnya prosedur analisis harus diberikan oleh seluruh tim desain. Semua pemodelan analitis, analisis, dan interpretasi hasil harus didasarkan pada pertimbangan teknik yang tepat dan pemahaman yang kuat tentang prinsip-prinsip teknik fundamental. Pada akhirnya, analisis harus memvalidasi desain.

Banyak faktor yang berkontribusi pada penentuan parameter pemodelan. Faktor-faktor ini harus mencerminkan isu-isu seperti kompleksitas struktur yang sedang diselidiki, jenis beban yang sedang diperiksa, dan, yang terpenting, informasi yang perlu diperoleh dari analisis dalam format yang paling efisien dan "ramah desain". Bagian ini menyajikan prinsip-

prinsip dasar dan pertimbangan untuk pemodelan struktural. Bagian ini juga memberikan contoh opsi pemodelan untuk berbagai jenis struktur jembatan.



Gambar 8.1 Proses analisis tipikal.

Diagram alir tipikal dari proses analisis disajikan pada Gambar 8.1. Pendekatan teknis untuk pemodelan komputer biasanya didasarkan pada perkembangan logis. Langkah pertama dalam mencapai model komputer yang andal adalah mendefinisikan serangkaian sifat material dan tanah yang tepat, berdasarkan data yang dipublikasikan dan investigasi lapangan. Kedua, komponen-komponen kritis dirakit dan diuji secara numerik di mana validasi kinerja komponen-komponen ini dianggap penting untuk respons model global. Solusi bentuk tertutup atau data uji yang tersedia digunakan untuk validasi ini.

Langkah selanjutnya adalah pembuatan dan pengujian numerik subsistem seperti menara jembatan, elemen struktur atas, atau rangka individual. Sekali lagi, seperti pada langkah sebelumnya, prosedur sederhana digunakan secara paralel untuk memvalidasi model komputer. Terakhir, model jembatan lengkap yang terdiri dari subsistem jembatan dirakit dan diuji. Model global akhir ini harus mencakup representasi yang tepat dari urutan konstruksi, kondisi batas tanah dan pondasi, perilaku komponen struktural, dan detail sambungan.

Setelah analisis dan setelah pemeriksaan cermat terhadap hasil analitis, data diproses lebih lanjut dan diberikan kepada perancang untuk tujuan memeriksa desain dan menentukan modifikasi desain yang sesuai, jika perlu. Pemrosesan lebih lanjut mungkin termasuk perhitungan gaya dan momen resultan penampang dek, penentuan nilai ekstrem perpindahan

untuk kolom atau menara dan dek, dan pemulihan gaya kendala antara komponen struktural. Seluruh proses dapat diulang untuk memvalidasi modifikasi apa pun yang dilakukan, tergantung pada sifat dan signifikansi modifikasi tersebut.

Bagian penting dari keseluruhan prosedur analitis adalah penentuan kapasitas elemen struktural. Kombinasi perhitungan teknik, analisis komputer, dan pengujian digunakan untuk mengembangkan serangkaian kapasitas komponen dan sistem yang komprehensif. Evaluasi integritas struktural struktur jembatan, komponennya, dan sambungannya kemudian dilakukan dengan membandingkan kapasitas dengan tuntutan yang dihitung dari analisis struktural.

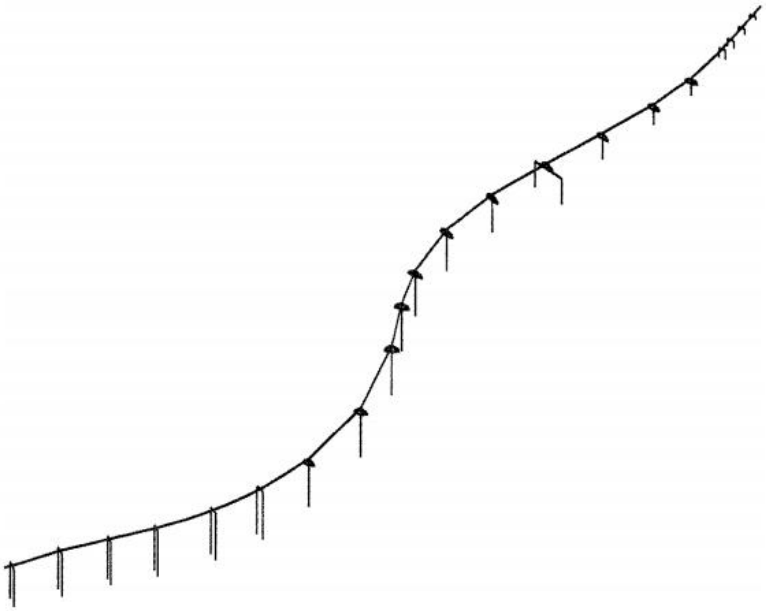
Tergantung pada kompleksitas struktur yang sedang diselidiki dan sifat beban yang diterapkan, model dua atau tiga dimensi dapat digunakan. Dalam kebanyakan kasus, elemen balok dapat digunakan untuk memodelkan elemen struktural jembatan (Gambar 8.2), sehingga respons komponen disajikan dalam bentuk resultan gaya dan momen. Hasil ini biasanya dikaitkan dengan sistem koordinat elemen individual, sehingga menyederhanakan evaluasi komponen-komponen ini. Biasanya, resultan gaya ini menggambarkan aksi aksial, geser, torsi, dan lentur pada lokasi model tertentu. Oleh karena itu, sangat penting selama tahap pemodelan awal untuk menentukan lokasi-lokasi penting yang diminati, sehingga model dapat dirakit sedemikian rupa sehingga hasil penting dapat diperoleh di lokasi-lokasi tersebut.

Meskipun penggunaan sistem koordinat elemen untuk evaluasi integritas struktural komponen individual lebih mudah, hasil nodal seperti perpindahan dan reaksi tumpuan biasanya dikeluarkan dalam sistem koordinat global. Penyempurnaan komponen yang tepat juga harus dipertimbangkan karena ukuran mesh yang berbeda terkadang dapat menyebabkan variasi hasil yang signifikan. Keseimbangan antara penyempurnaan mesh dan rasio aspek elemen yang wajar harus dijaga agar karakteristik perilaku model komputer mewakili struktur yang disimulasikannya. Selain itu, pertimbangan penyempurnaan mesh harus dilakukan bersamaan dengan biaya efisiensi model.

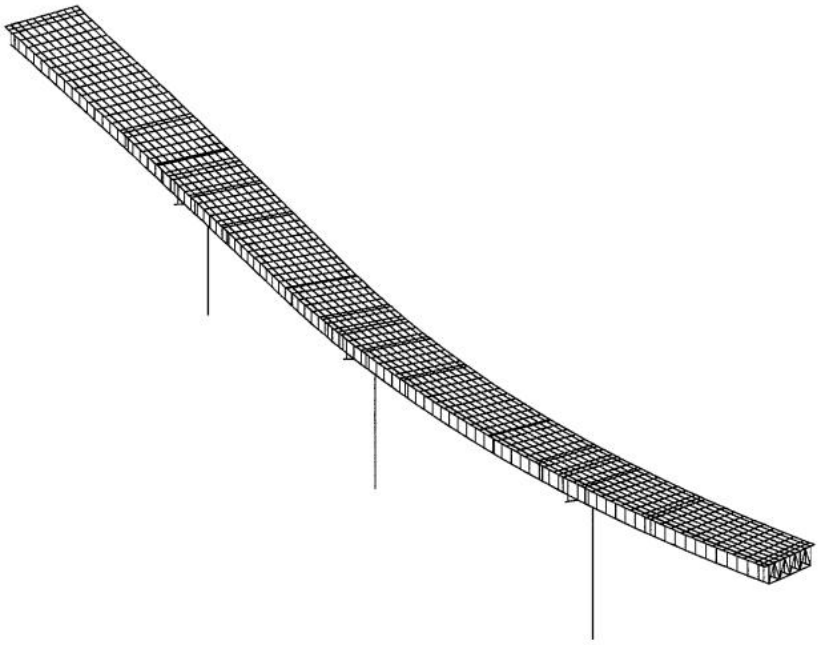
Tingkat akurasi yang lebih tinggi dalam pemodelan seringkali mengorbankan waktu penyelesaian analisis dan efisiensi model secara keseluruhan. Analis harus menggunakan pertimbangan teknik untuk menentukan apakah manfaat penyempurnaan mesh membenarkan biayanya. Misalnya, untuk kemudahan dalam desain detail jembatan seperti pemotongan tulangan, tata letak kabel prategang, dan perubahan penampang, struktur atas jembatan biasanya dimodelkan dengan tingkat penyempurnaan yang tinggi dalam analisis beban mati dan beban hidup untuk mencapai distribusi gaya yang terdefinisi dengan baik. Penyempurnaan yang sama mungkin tidak diperlukan dalam analisis dinamis. Seringkali, model yang lebih kasar (setidaknya empat elemen per bentang untuk struktur atas dan tiga elemen per kolom) digunakan dalam analisis dinamis. Penyempurnaan ini adalah pedoman minimum untuk model massa terkonsentrasi diskrit dalam analisis dinamis untuk mempertahankan distribusi massa yang wajar selama proses solusi numerik.

Untuk struktur yang lebih kompleks dengan konfigurasi geometris yang rumit, seperti jembatan balok pelat lengkung (Gambar 8.3), atau jembatan dengan penyangga yang sangat miring (Gambar 8.4), model elemen hingga yang lebih detail harus dipertimbangkan, terutama

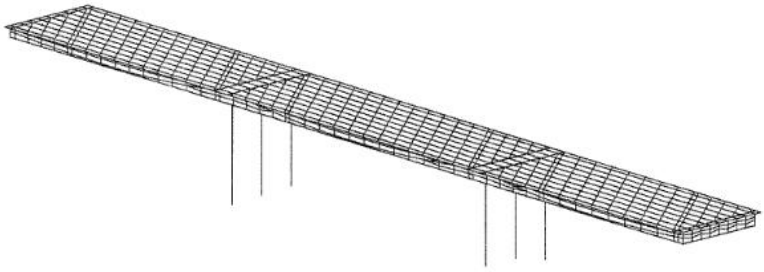
jika komponen individual dalam struktur atas perlu dievaluasi, yang tidak dapat difasilitasi dengan representasi struktur atas balok. Dengan meningkatnya kecepatan komputer desktop, dan kemajuan dalam alat pemodelan elemen hingga, model-model ini menjadi semakin populer. Alasan utama meningkatnya popularitasnya adalah peningkatan akurasi, yang pada gilirannya menghasilkan desain yang lebih efisien dan hemat biaya.



Gambar 8.2 Model balok tipikal.



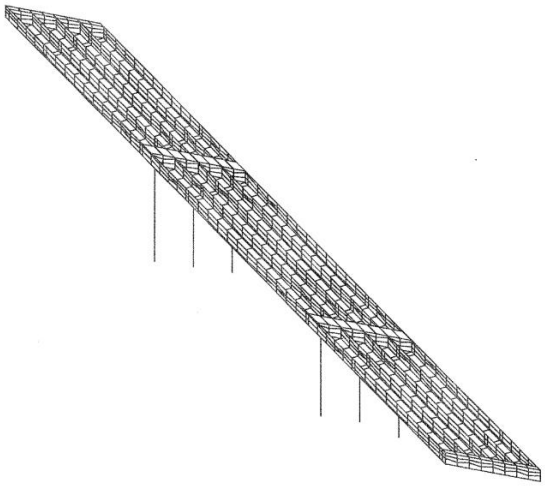
Gambar 8.3 Jembatan balok pelat baja—model elemen hingga.



Gambar 8.4 Balok kotak beton dengan penyangga miring 45°—model elemen hingga.

Namun, model yang lebih kompleks membutuhkan tingkat pengalaman dan keahlian teknik yang jauh lebih tinggi dalam teori dan penerapan metode elemen hingga. Dalam kasus model yang kompleks, insinyur harus menentukan tingkat penyempurnaan model. Penentuan ini biasanya didasarkan pada jenis beban yang diterapkan serta karakteristik perilaku struktur yang diwakili oleh model elemen hingga.

Penting untuk dicatat bahwa format hasil yang diperoleh dari model detail, seperti model cangkang dan model kontinu tiga dimensi (3D), sangat berbeda dari hasil yang diperoleh dari model balok (atau batang). Tegangan dan regangan diperoleh untuk setiap komponen jembatan pada tingkat yang jauh lebih detail; oleh karena itu, perhitungan gaya total yang diterapkan pada struktur atas, misalnya, menjadi tugas yang lebih sulit dan melelahkan. Namun, evaluasi perilaku komponen lokal, seperti rangka silang, bagian balok pelat, atau bagian dek jembatan, dapat dilakukan langsung dari hasil analisis model elemen hingga yang detail.



Gambar 8.5 Contoh pemodelan balok kotak beton (elemen dek tidak ditampilkan).

Geometri

Setelah memilih metodologi pemodelan yang tepat, pertimbangan serius harus diberikan pada representasi yang tepat dari karakteristik geometris jembatan. Masalah geometris ini secara langsung terkait dengan karakteristik perilaku komponen struktural serta struktur global secara keseluruhan. Pertimbangan tersebut harus mencakup tidak hanya

geometri global struktur jembatan, yaitu, perataan horizontal, elevasi vertikal, superelevasi jalan raya, dan tingkat kemiringan penyangga, tetapi juga karakterisasi geometris lokal dari detail sambungan komponen jembatan individual.

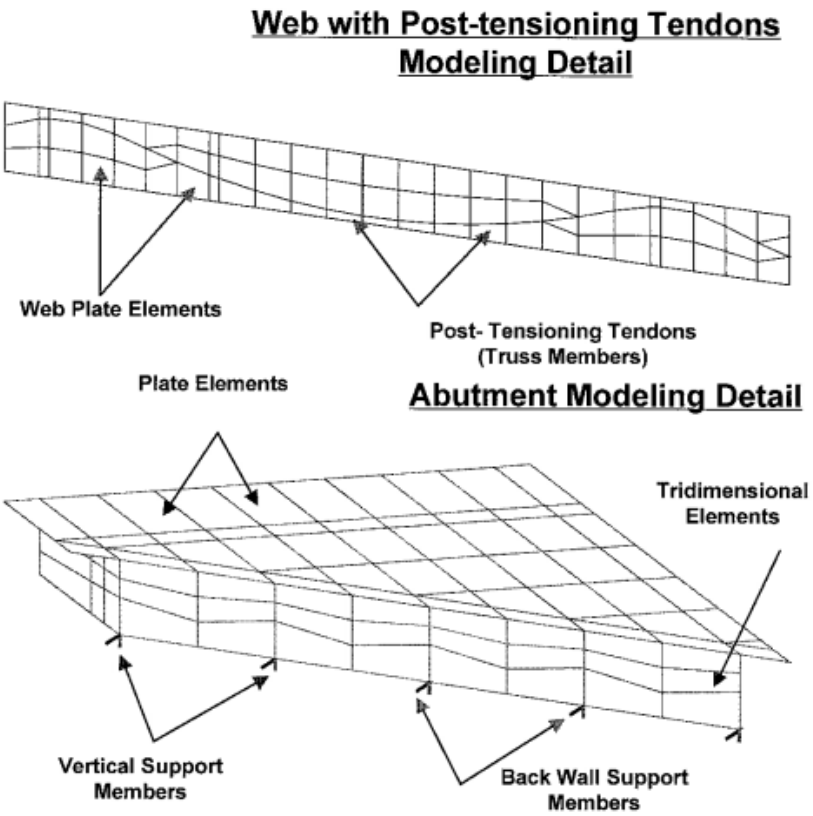
Detail tersebut mencakup representasi daerah sambungan seperti kolom ke balok penutup, kolom ke balok kotak, kolom ke kepala tiang pancang, balok penutup ke struktur atas, rangka silang ke balok pelat, pelat penguat ke elemen struktural yang berdekatan, serta berbagai sistem bantalan yang umum digunakan dalam praktik rekayasa jembatan. Beberapa contoh detail pemodelan ditunjukkan pada Gambar 8.5 hingga 8.11.

Secara spesifik, Gambar 8.5 menunjukkan bagaimana model detail struktur jembatan balok kotak dapat dirakit melalui penggunaan elemen cangkang (untuk web dan soffit balok), elemen rangka (untuk tendon prategang), elemen padat 3D (untuk diafragma internal), dan elemen balok (untuk kolom). Gambar 8.6 mengilustrasikan beberapa detail pemodelan web, dek, dan abutmen untuk struktur jembatan yang sama.

Selain itu, elemen pegas digunakan untuk merepresentasikan kondisi dukungan abutmen untuk arah vertikal maupun dinding belakang. Contoh kolom dan sambungannya ke struktur atas dalam model elemen hingga eksplisit disajikan pada Gambar 8.7. Tiga elemen digunakan untuk merepresentasikan panjang penuh kolom. Serangkaian tautan kaku menghubungkan struktur atas ke masing-masing kolom pendukung (Gambar 8.8 dan 8.9). Hal ini diperlukan untuk mentransmisikan aksi lentur komponen-komponen ini dengan benar, karena elemen balok (kolom) dicirikan oleh enam derajat kebebasan per simpul, sedangkan benda padat 3D (diafragma internal) hanya membawa tiga derajat kebebasan per simpul (hanya translasi).

Dalam contoh ini, tendon prategang dimodelkan secara eksplisit, melalui elemen rangka dengan bentuk lipatan yang tepat (Gambar 8.9). Hal ini dilakukan agar penerapan beban prategang yang akurat tercapai dan efek kemiringan diperiksa secara detail. Namun, ketika model balok digunakan untuk analisis dinamis (Gambar 8.2), perhatian khusus harus diberikan pada pemodelan sambungan balok-kolom. Untuk struktur atas balok kotak, karena balok penutup bersifat monolitik terhadap struktur atas, pertimbangan harus diberikan untuk menangkap perilaku dinamis yang tepat dari detail ini melalui modifikasi properti sambungan. Umumnya, properti penampang balok penutup yang tertanam dalam struktur atas ditingkatkan untuk mensimulasikan kekakuan tinggi dari sambungan ini.

Gambar 8.10 mengilustrasikan pendekatan pemodelan balok pelat untuk penampang struktur atas. Elemen pelat digunakan untuk memodelkan bagian dek dan web girder, sedangkan balok digunakan untuk mengkarakterisasi flensa, penopang, anggota rangka silang, serta kolom dan balok penutup (Gambar 8.11). Offset yang tepat digunakan untuk menempatkan garis tengah komponen-komponen ini pada lokasi yang sesuai.



Gambar 8.6 Detail pemodelan terpilih.

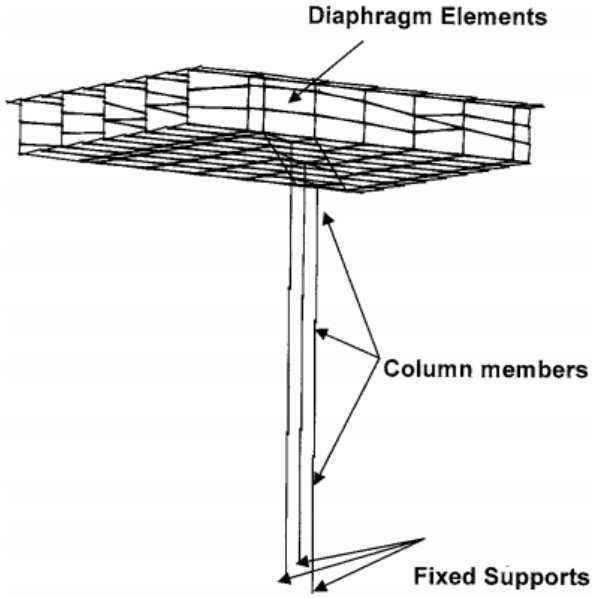
Sifat Material dan Penampang

Salah satu aspek terpenting dalam menangkap perilaku struktur yang tepat adalah penentuan sifat material dan penampang komponen-komponennya. Referensi [5] banyak digunakan untuk menghitung sifat penampang untuk berbagai geometri penampang. Untuk elemen hingga padat 3D, hukum konstitutif material adalah satu-satunya hal yang perlu ditentukan sedangkan untuk elemen lain, pertimbangan modifikasi sifat material diperlukan untuk mencocokkan perilaku struktural aktual. Sebagian besar teori struktural didasarkan pada material homogen seperti baja.

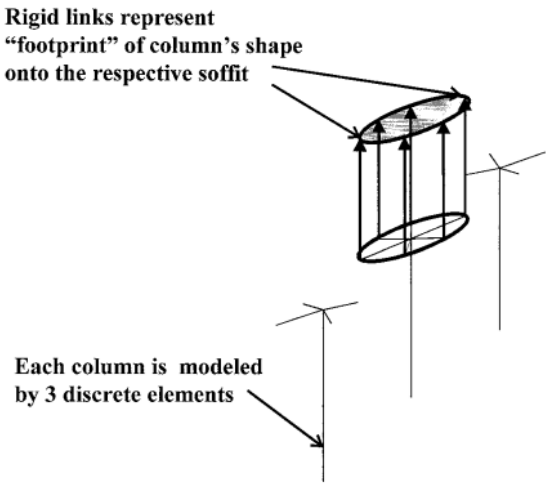
Meskipun ini berarti perilaku struktural dapat dihitung langsung menggunakan sifat material dan penampang aktual, ini juga menunjukkan bahwa material nonhomogen seperti beton bertulang mungkin memiliki keterbatasan tertentu. Karena sifat kinerja nonlinier komposit dari beton bertulang, sifat penampang perlu disesuaikan untuk tujuan analisis. Untuk analisis elastis, jika persyaratan kekuatan adalah tujuannya, sifat penampang kurang penting selama kekakuan relatifnya benar.

Sifat penampang menjadi paling kritis ketika perpindahan dan deformasi struktur menjadi tujuan. Karena beton retak di luar deformasi tertentu, sifat penampang perlu dimodifikasi untuk perilaku ini. Secara umum, jika deformasi maksimum diperkirakan terjadi, maka kekakuan efektif harus menjadi pertimbangan dalam properti penampang. Umumnya digunakan nilai setengah dari momen inersia untuk elemen beton bertulang dan nilai penuh untuk elemen beton prategang. Untuk mereplikasi perilaku elemen kaku seperti balok penutup, properti penampang perlu diperbesar 100 kali untuk menghilangkan masalah

getaran lokal dalam analisis dinamis. Perilaku nonlinier paling sulit ditangani baik dalam model elemen hingga yang kompleks maupun sederhana.



Gambar 8.7 Detail pemodelan daerah bengkok.

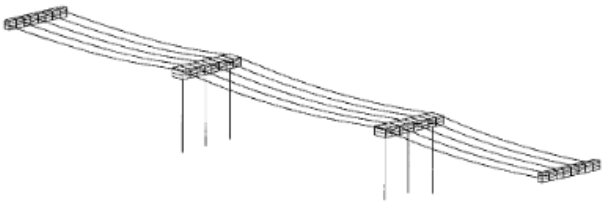


Gambar 8.8 Detail pemodelan sambungan kolom ke struktur atas.

Ketika elemen padat digunakan, hubungan konstitutif yang menggambarkan perilaku material harus dimanfaatkan. Properti ini harus dikalibrasi dengan data yang diperoleh dari percobaan pengujian yang tersedia. Namun, untuk elemen tipe balok-kolom, sangat penting bagi insinyur untuk memperkirakan kinerja komponen dengan benar baik melalui percobaan atau analisis rinci teoritis. Setelah kinerja elemen ditetapkan, model inelastis yang disederhanakan dapat digunakan untuk mensimulasikan perilaku elemen yang diharapkan. Tergantung pada kompleksitas elemen, representasi material bilinear atau multilinear dapat digunakan secara luas.

Jika degradasi elemen perlu dimasukkan dalam analisis, maka model Takeda dapat digunakan. Meskipun model degradasi dapat mengkorelasikan perilaku teoretis dengan hasil eksperimental dengan sangat baik, model elastis-plastik atau bilinear dapat memberikan perkiraan yang baik kepada insinyur tentang perilaku struktural tanpa parameter sifat material yang detail.

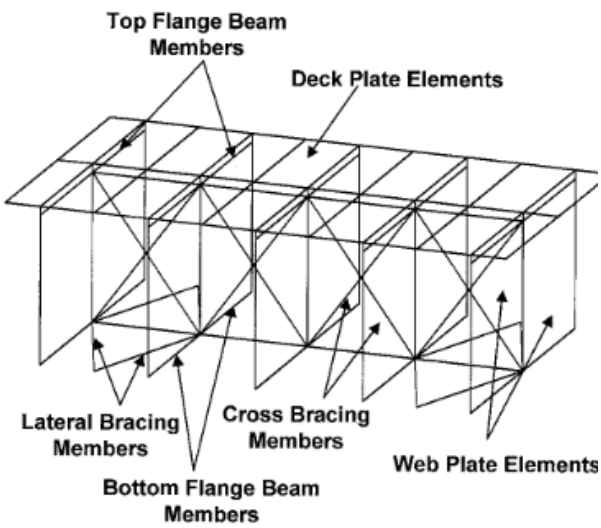
Ketika analisis nonlinier dilakukan, insinyur perlu memahami masalah sensitivitas yang ditimbulkan oleh teknik analisis tersebut. Tanpa pemahaman yang baik tentang perilaku elemen struktur, sangat mudah untuk terjebak dalam mode operasi "masukan sampah, keluaran sampah". Sangat penting bagi insinyur untuk memverifikasi perilaku elemen struktur dengan sifat material yang diketahui sebelum analisis produksi dilakukan. Untuk desain awal, semua sifat material harus didasarkan pada nilai nominal. Namun, penting untuk memverifikasi desain dengan sifat material yang diharapkan.



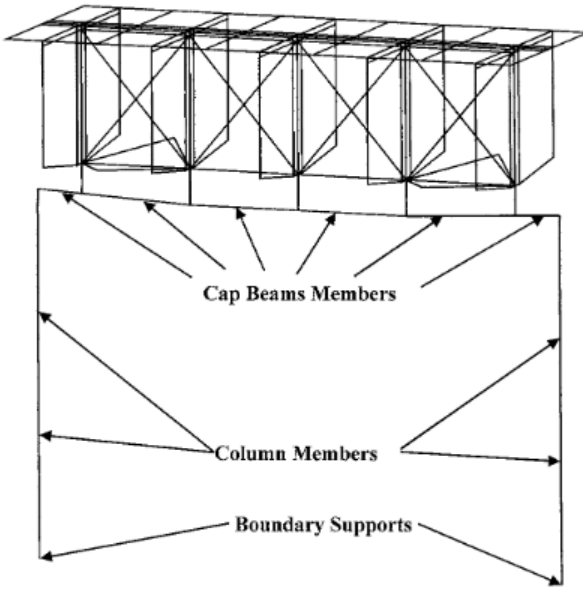
Post-tensioning Tendons and Diaphragms

Columns with Rigid Link Connectors

Gambar 8.9 Contoh pemodelan tendon prategang, diafragma, dan sambungan kolom-ke-diafragma.



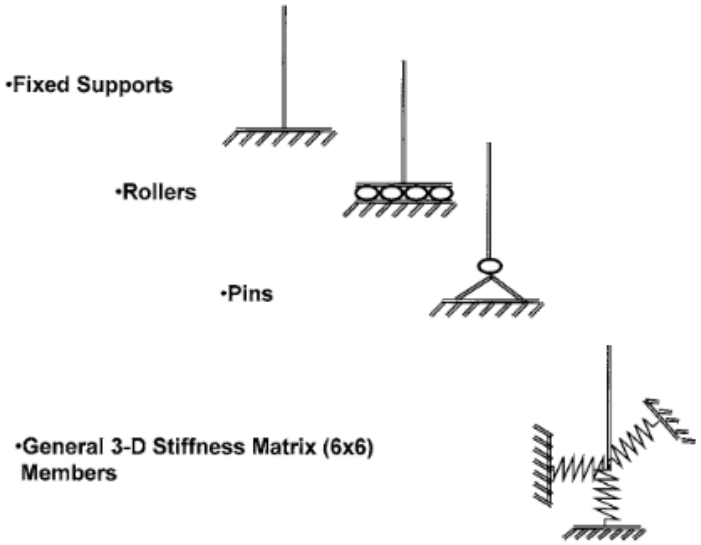
Gambar 8.10 Contoh pemodelan struktur atas balok pelat.



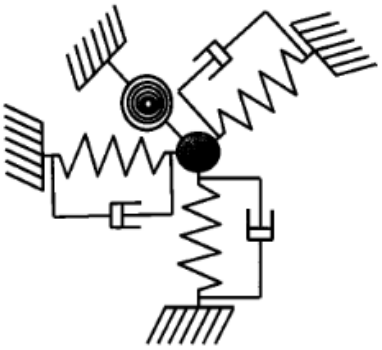
Gambar 8.11 Contoh pemodelan daerah tekukan balok pelat.

Kondisi Batas

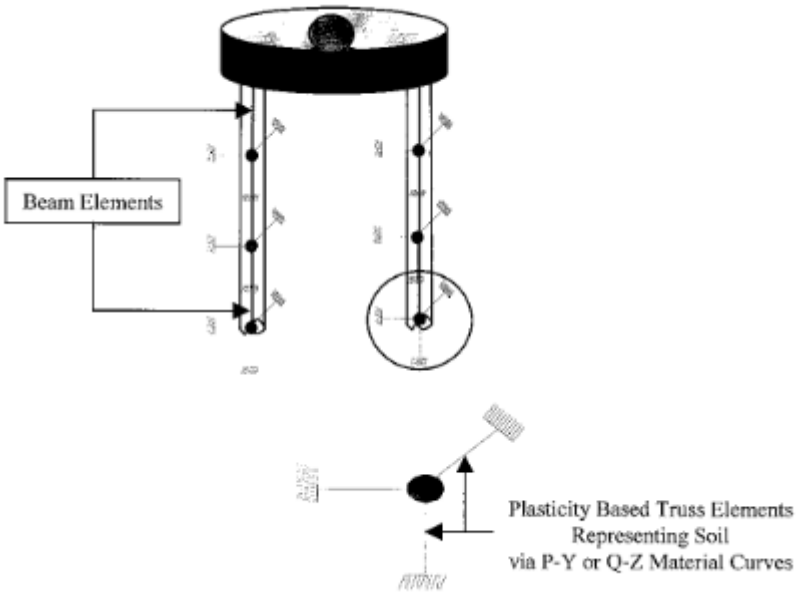
Bahan penting lainnya untuk keberhasilan analisis struktur adalah karakterisasi yang tepat dari kondisi batas sistem struktur. Kondisi kolom atau abutmen pada titik tumpuan (atau tanah) harus diperiksa oleh para insinyur dan diimplementasikan dengan benar ke dalam model analisis struktur. Hal ini dapat dicapai melalui beberapa cara berdasarkan asumsi teknik yang berbeda. Misalnya, selama sebagian besar analisis statis, umum untuk menggunakan representasi sederhana dari tumpuan (misalnya, tetap, engsel, rol) tanpa karakterisasi kekakuan tanah/pondasi.



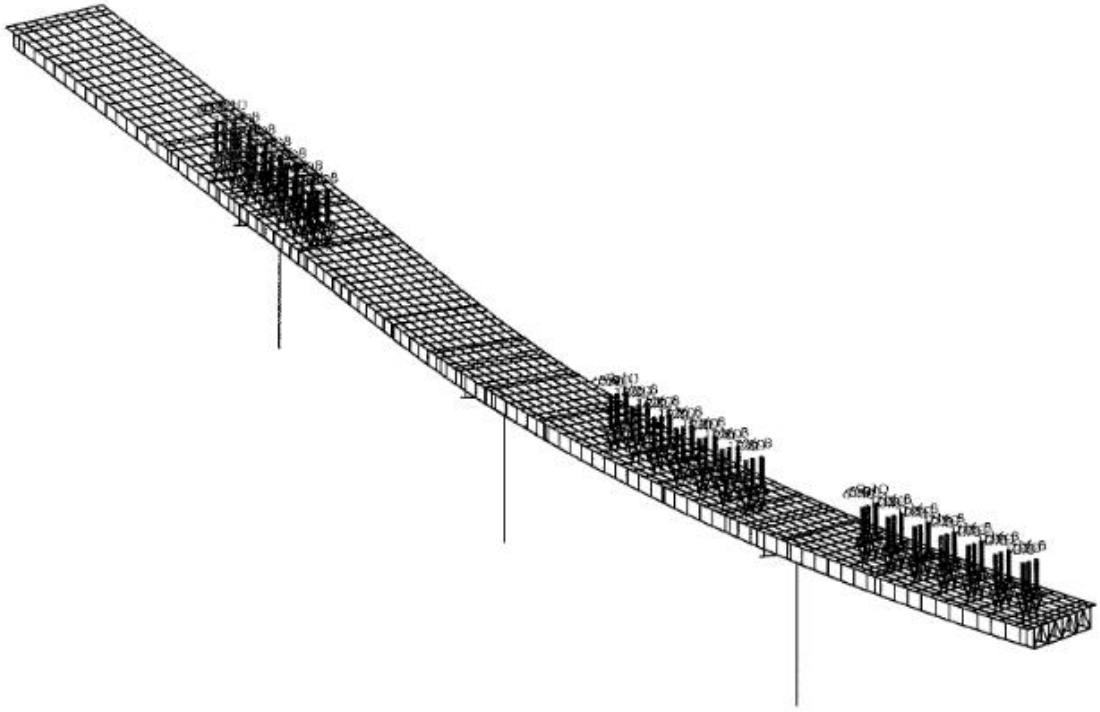
Gambar 8.12 Contoh pemodelan pondasi.



Gambar 8.13 Model pegas/peredam nonlinier.



Gambar 8.14 Pemodelan interaksi tanah-struktur.



Gambar 8.15 Contoh aplikasi beban truk.

Namun, untuk analisis dinamis, representasi yang tepat dari sistem tanah/pondasi sangat penting (Gambar 8.12). Sebagian besar program elemen hingga akan menerima input matriks kekakuan [6 × 6] untuk sistem tersebut. Program lain memerlukan input matriks kekakuan [12 × 12] yang diperluas yang menggambarkan hubungan antara titik tanah dan dasar kolom. Sebelum menggunakan matriks-matriks ini, penting bagi pengguna untuk menyelidiki cara kerja internal program elemen hingga, sehingga hasil yang tepat diperoleh dari analisis.

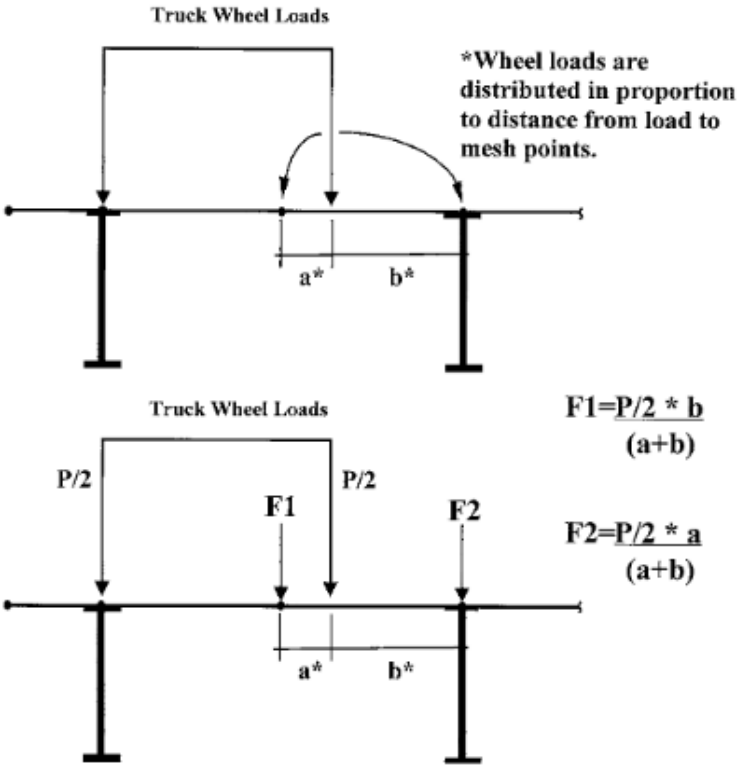
Dalam beberapa kasus, perlu untuk memodelkan sistem pondasi/tanah dengan lebih detail. Pemodelan nonlinier sistem dapat dilakukan melalui representasi pegas/peredam nonlinier (Gambar 8.13) atau, dalam kasus ekstrem, dengan pemodelan eksplisit elemen bawah permukaan dan pegas berbasis plastisitas yang mewakili massa tanah di sekitarnya (Gambar 8.14). Penting bahwa jika tingkat detail ini diperlukan, insinyur struktur bekerja sangat erat dengan insinyur geoteknik untuk menentukan sifat-sifat yang tepat dari pegas tanah. Sebagai aturan umum, penting untuk membuat model kecil untuk menguji perilaku dan memeriksa hasilnya melalui perhitungan manual.

Beban

Selama kegiatan desain teknik, model komputer digunakan untuk mengevaluasi struktur jembatan untuk berbagai beban layanan, seperti lalu lintas, angin, termal, konstruksi, dan beban layanan lainnya. Beban layanan ini dapat direpresentasikan oleh serangkaian kasus beban statis yang diterapkan pada model struktural. Beberapa contoh aplikasi beban truk disajikan pada Gambar 8.15 dan 8.16.

Dalam banyak kasus, terutama di zona seismik tinggi, beban dinamis mengontrol banyak parameter desain jembatan. Dalam hal ini, sangat penting untuk memahami sifat beban ini, serta teori yang mengatur perilaku sistem struktural yang dikenai beban dinamis ini.

Di zona seismik tinggi, analisis spektrum respons multimode diperlukan untuk mengevaluasi respons dinamis struktur jembatan. Dalam hal ini, pembebanan spektrum respons biasanya dijelaskan oleh hubungan periode struktural vs. percepatan tanah, kecepatan, atau perpindahan untuk redaman struktural tertentu.



Gambar 8.16 Contoh perhitungan muatan truk setara.

Dalam beberapa kasus, biasanya untuk struktur jembatan yang lebih kompleks, analisis riwayat waktu diperlukan. Selama investigasi analitis ini, serangkaian beban riwayat waktu (biasanya, perpindahan atau percepatan vs. waktu) diterapkan pada simpul batas struktur.

8.4 RINGKASAN

Singkatnya, upaya analisis harus mendukung upaya desain secara keseluruhan dengan memverifikasi desain dan mengatasi masalah apa pun terkait dengan efisiensi dan kelayakan desain. Sebelum pemodelan dimulai, insinyur harus mendefinisikan ruang lingkup masalah dan menanyakan hasil utama dan jenis data apa yang ingin diperolehnya dari model analitis. Dengan parameter dasar ini, insinyur kemudian dapat menerapkan pengetahuan teknis untuk merumuskan model yang paling sederhana dan elegan untuk mewakili struktur dengan benar dan memberikan berbagai solusi yang akurat dan pada dasarnya tepat.

Insinyur harus membatasi tuntutan pada struktur dengan melihat kasus beban pembatas dan memodifikasi parameter struktur, seperti kondisi batas atau sifat material. Pengujian komponen yang ketat, perhitungan manual, pemodelan lokal, dan pertimbangan teknik yang tepat harus digunakan untuk memvalidasi model analitis di semua tingkatan.

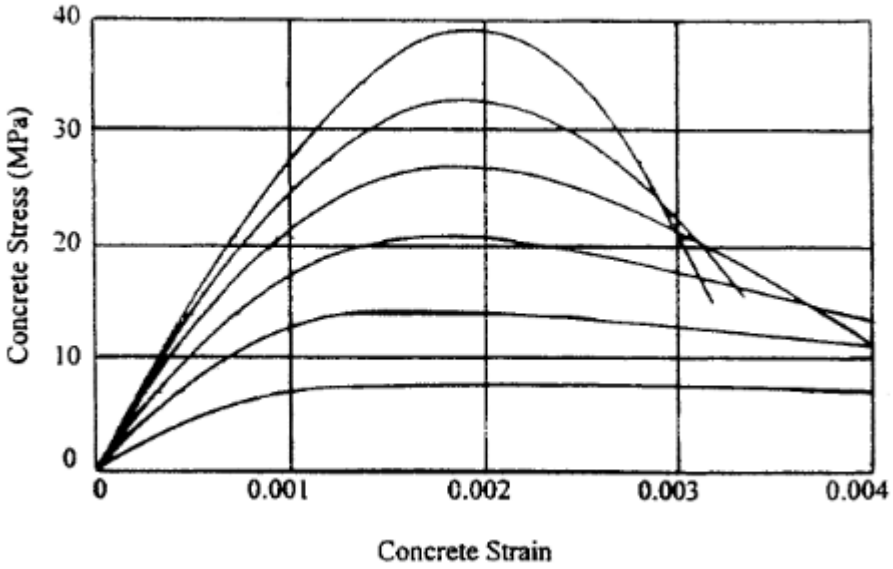
Melalui metodologi analitis yang ketat dan penggunaan alat analitis modern yang tepat, insinyur struktur dapat memperoleh pemahaman yang lebih baik tentang perilaku struktur, mengevaluasi integritas struktur, serta memvalidasi dan mengoptimalkan desain struktural.

BAB 9
JEMBATAN BETON BERTULANG

9.1 PENDAHULUAN

Bahan baku beton, yang terdiri dari air, agregat halus, agregat kasar, dan semen, dapat ditemukan di sebagian besar wilayah dunia dan dapat dicampur untuk membentuk berbagai bentuk struktur. Ketersediaan dan fleksibilitas material beton dan tulangan yang besar telah menjadikan jembatan beton bertulang sebagai alternatif yang sangat kompetitif. Jembatan beton bertulang dapat terdiri dari elemen beton pracetak, yang dibuat di pabrik produksi dan kemudian diangkut untuk dipasang di lokasi proyek, atau beton cor di tempat, yang dibentuk dan dicor langsung di lokasi pemasangannya.

Struktur beton cor di tempat sering dibangun secara monolitik dan kontinu. Struktur ini biasanya memberikan biaya perawatan yang relatif rendah dan kinerja tahan gempa yang lebih baik. Namun, struktur beton cor di tempat mungkin bukan pilihan yang baik ketika proyek berada pada jadwal konstruksi jalur cepat atau ketika ruang bukaan perancah yang tersedia terbatas. Dalam bab ini, berbagai jenis struktur dan pertimbangan desain untuk jembatan jalan raya beton bertulang cor di tempat konvensional dibahas. Dua contoh desain jembatan pelat yang ditopang sederhana dan jembatan balok kotak dua bentang juga disajikan. Semua spesifikasi desain yang dirujuk dalam bab ini didasarkan pada Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (Desain Faktor Beban dan Ketahanan) 1994.



Gambar 9.1 Kurva tegangan-regangan tipikal untuk beton di bawah beban tekan uniaksial.

9.2 MATERIAL BETON BERTULANG

Kekuatan Tekan Beton

Kekuatan tekan beton (f_c') pada 28 hari setelah pengecoran biasanya diperoleh dari silinder standar berdiameter 150 mm dan tinggi 300 mm yang diberi beban memanjang hingga

gagal. Gambar 9.1 menunjukkan kurva tegangan-regangan tipikal dari silinder beton tanpa pengekangan di bawah beban tekan uniaksial. Regangan pada tegangan tekan puncak f_c' kira-kira 0,002 dan regangan maksimum yang dapat digunakan sekitar 0,003. Modulus elastisitas beton, E_c, dapat dihitung sebagai

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c'}\ \text{MPa} \tag{9.1}$$

di mana γ_c adalah kepadatan beton (kg/m^3) dan f_c' adalah kekuatan tekan beton yang ditentukan (MPa). Untuk beton berat normal ($\gamma_c = 2300\ \text{kg/m}^3$), E_c dapat dihitung sebagai $4800\ \text{MPa}$.

Kekuatan tekan beton atau kelas beton harus ditentukan dalam dokumen kontrak untuk setiap komponen jembatan. Spesifikasi tipikal untuk berbagai kelas beton dan kekuatan tekan yang ditentukan ditunjukkan pada Tabel 9.1. Kelas-kelas ini dimaksudkan untuk digunakan sebagai berikut:

- Beton Kelas A umumnya digunakan untuk semua elemen struktur dan khususnya untuk beton yang terpapar air asin.
- Beton Kelas B digunakan pada pondasi, alas, poros tiang besar, dan dinding gravitasi.
- Beton Kelas C digunakan pada bagian tipis dengan ketebalan kurang dari 100 mm, seperti pagar bertulang dan sebagai pengisi pada lantai kisi baja.
- Beton Kelas P digunakan ketika dibutuhkan kekuatan melebihi 28 MPa.
- Beton Kelas S digunakan untuk beton yang diendapkan di bawah air di bendungan sementara untuk menyegel air.

Baik kekuatan tekan beton maupun rasio air-semen ditentukan dalam Tabel 9.1 untuk berbagai kelas beton. Hal ini karena rasio air-semen merupakan faktor dominan yang berkontribusi pada daya tahan dan kekuatan, sementara hanya memperoleh kekuatan tekan beton yang dibutuhkan untuk memenuhi asumsi desain mungkin tidak menjamin daya tahan yang memadai.

Tabel 9.1 Karakteristik Campuran Beton menurut Kelas 1

Kelas Beton	Kandungan Semen Minimum (kg/m³)	Maksimum Rasio Air-Semen (kg/kg)	Kisaran Kadar Udara, %	Kasar, Agregat sesuai AASHTO M43 (ukuran persegi bukaan, mm)	28 hari Kekuatan Tekan, f_c' MPa
A	362	0.49	–	25 ke 4.75	28
A(AE)	362	0.45	6.0 ± 1.5	25 ke 4.75	28
B	307	0.58	–	50 ke 4.75	17
B(AE)	307	0.55	5.0 ± 1.5	50 ke 4.75	17
C	390	0.49	–	12.5 ke 4.75	28
C(AE)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 ke 4.75	28

P	334	0.49	Sebagaimana disebutkan di tempat lain	25 ke 4.75 atau 19 ke 4.75	Sebagaimana disebutkan di tempat lain
S	390	0.58	–	25 ke 4.75	–
Kepadatan rendah	334	Sebagaimana tercantum dalam dokumen kontrak			

Catatan:

1. Tabel AASHTO C5.4.2.1-1 (Dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, ©1994 oleh American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. Dengan izin.)
2. Kekuatan beton di atas 70 MPa perlu diverifikasi melalui pengujian laboratorium. Kekuatan beton di bawah 16 MPa tidak boleh digunakan.
3. Jumlah semen Portland dan bahan semen lainnya tidak boleh melebihi 475 kg/m^3.
4. Beton berpori udara (AE) dapat meningkatkan daya tahan ketika terkena aksi beku-cair dan pengelupasan yang disebabkan oleh bahan kimia yang digunakan untuk menghilangkan salju dan es.

Kekuatan Tarik

Kekuatan tarik beton dapat diukur langsung dari pembebanan tarik. Namun, perlengkapan untuk menahan spesimen sulit untuk menerapkan pembebanan tarik aksial yang seragam dan terkadang bahkan akan menimbulkan tegangan sekunder yang tidak diinginkan. Oleh karena itu, metode uji tarik langsung biasanya digunakan untuk menentukan kekuatan retak beton yang disebabkan oleh efek selain lentur. Untuk sebagian besar beton biasa, kekuatan tarik langsung dapat diperkirakan sebagai 10% dari kekuatan tekan. Kekuatan tarik beton dapat diperoleh secara tidak langsung dengan metode kekuatan tarik belah.

Tegangan tarik belah (f_s) di mana silinder ditempatkan secara horizontal dalam mesin uji dan diberi beban sepanjang diameter hingga terjadi kegagalan belah dapat dihitung sebagai

$$f_s = 2P/(\pi LD) \tag{9.2}$$

di mana P adalah total beban yang diterapkan yang membelah silinder, L adalah panjang silinder, dan D adalah diameter silinder.

Kekuatan tarik beton juga dapat dievaluasi melalui uji lentur yang dilakukan pada balok beton polos. Tegangan tarik lentur, yang dikenal sebagai modulus patahan (f_r), dihitung dari rumus lentur M/S, di mana M adalah momen lentur kegagalan yang diterapkan dan S adalah modulus penampang elastis balok. Modulus patahan (f_r) dalam MPa dapat dihitung sebagai

$$f_s = \begin{cases} 0.63\sqrt{f_c'} & \text{untuk beton berat normal} \\ 0.52\sqrt{f_c'} & \text{Untuk pasir – beton kepadatan rendah} \\ 0.45\sqrt{f_c'} & \text{untuk semua beton berdensitas rendah} \end{cases} \tag{9.3}$$

Baik tegangan tarik belah (f_s) maupun tegangan tarik lentur (f_r) melebih-lebihkan tegangan retak tarik yang ditentukan oleh uji tarik langsung. Namun, beton dalam tegangan biasanya diabaikan dalam perhitungan kekuatan elemen beton bertulang karena kekuatan tarik beton rendah. Modulus elastisitas untuk beton dalam tegangan dapat diasumsikan sama dengan dalam kompresi.

Tulangan Baja

Batang baja deformasi umumnya digunakan sebagai tulangan di sebagian besar konstruksi jembatan beton bertulang. Permukaan batang baja digulirkan dengan tonjolan atau protrusi yang disebut deformasi untuk membatasi pergerakan longitudinal antara batang dan beton di sekitarnya. Batang tulangan, yang digulirkan sesuai dengan spesifikasi ASTM A615/A615M (baja billet), banyak digunakan dalam konstruksi. Batang baja deformasi paduan rendah ASTM A706/A706M (hanya Grade 420) ditentukan untuk aplikasi khusus di mana pengelasan tulangan yang ekstensif atau daktilitas terkontrol untuk struktur beton bertulang tahan gempa atau keduanya penting.

1. Bentuk dan Ukuran Batang

   Batang baja deformasi diberi nomor secara kasar berdasarkan jumlah milimeter dari diameter nominal batang. Dimensi nominal batang deformasi setara dengan batang bulat polos yang memiliki massa per meter yang sama dengan batang deformasi. Tabel 9.2 mencantumkan berbagai ukuran batang deformasi sesuai dengan spesifikasi ASTM.

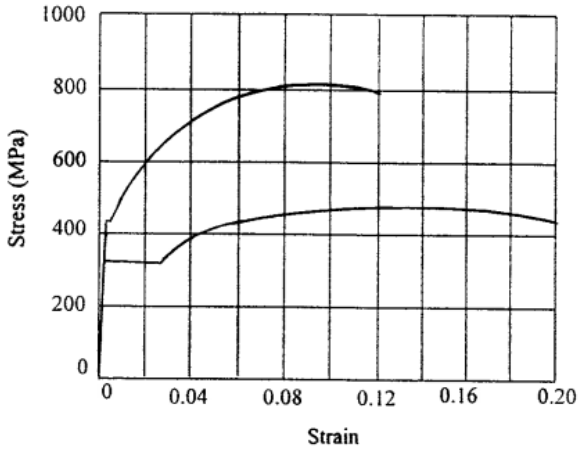
Tabel 9.2 Ukuran dan Berat Batang Baja Deformasi (ASTM A615M dan A706M)

Nomor Bar	Nominal Dimensi		Berat Unit, Kg/m
	Diameter, mm	Area, mm^2	
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.380
57	57.3	2581	20.240

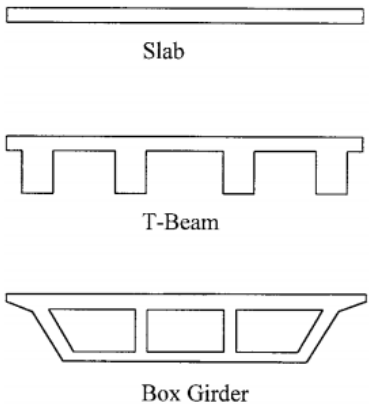
2. Kurva Tegangan-Regangan

   Perilaku tulangan baja biasanya dicirikan oleh kurva tegangan-regangan di bawah beban tarik uniaksial. Kurva tegangan-regangan tipikal untuk baja Grade 300 dan 420 ditunjukkan pada Gambar 9.2. Kurva-kurva tersebut menunjukkan bagian elastis linier awal dengan kemiringan yang dihitung sebagai modulus elastisitas tulangan baja $E_s = 200.000$ MPa; dataran tinggi luluh di mana regangan meningkat (dari ε_y ke ε_h) dengan sedikit atau tanpa peningkatan tegangan luluh (f_y); rentang pengerasan regangan di

mana tegangan kembali meningkat dengan regangan hingga tegangan maksimum (f_u) pada regangan (f_u) tercapai; dan akhirnya rentang di mana tegangan menurun hingga terjadi patahan pada regangan putus ε_b.



Gambar 9.2 Kurva tegangan-regangan tipikal untuk tulangan baja.



Gambar 9.3 Penampang beton bertulang tipikal pada struktur atas jembatan.

9.3 JENIS JEMBATAN BETON BERTULANG

Penampang beton bertulang yang digunakan pada struktur atas jembatan biasanya terdiri dari pelat, balok T (balok dek), dan balok kotak (Gambar 9.3). Keselamatan, efektivitas biaya, dan estetika umumnya merupakan faktor pengendali dalam pemilihan jenis jembatan yang tepat. Terkadang, pemilihan tersebut diperumit oleh pertimbangan lain seperti batas defleksi, biaya siklus hidup, pemeliharaan lalu lintas selama tahap konstruksi, penjadwalan konstruksi dan keselamatan pekerja, kelayakan tata letak perancah, jalur puing banjir, seismisitas di lokasi, kesesuaian untuk pelebaran di masa depan, dan komitmen yang dibuat kepada pejabat dan individu masyarakat. Dalam beberapa kasus, jembatan beton prategang atau baja mungkin merupakan pilihan yang lebih baik.

Jembatan Pelat

Jembatan pelat bertulang memanjang memiliki konfigurasi struktur atas yang paling sederhana dan penampilan yang paling rapi. Jembatan balok T umumnya membutuhkan lebih

banyak baja tulangan dan beton struktural dibandingkan jembatan tipe balok dengan bentang yang sama. Namun, detail desain dan bekistingnya lebih mudah dan lebih murah. Jembatan ini terbukti ekonomis untuk bentang yang ditopang sederhana hingga 9 m dan untuk bentang menerus hingga 12 m.

Jembatan Balok T

Konstruksi balok T terdiri dari dek pelat bertulangan melintang yang membentang di atas balok penopang memanjang. Jembatan ini membutuhkan bekisting yang lebih rumit, terutama untuk jembatan miring, dibandingkan dengan bentuk struktur atas lainnya. Jembatan balok T umumnya lebih ekonomis untuk bentang 12 hingga 18 m. Ketebalan batang balok biasanya bervariasi dari 35 hingga 55 cm dan dikendalikan oleh jarak horizontal yang dibutuhkan dari tulangan momen positif. Jarak lateral optimal balok memanjang biasanya antara 1,8 dan 3,0 m untuk biaya bekisting dan material struktural minimum. Namun, jika penyangga vertikal untuk bekisting sulit dan mahal, jarak antar balok dapat ditingkatkan sesuai kebutuhan.

Jembatan Balok Kotak

Jembatan balok kotak terdiri dari dek atas, web vertikal, dan pelat bawah dan sering digunakan untuk bentang 15 hingga 36 m dengan jarak antar balok 1,5 kali kedalaman struktur. Di luar rentang ini, mungkin lebih ekonomis untuk mempertimbangkan jenis jembatan yang berbeda, seperti balok kotak prategang atau struktur atas balok baja. Hal ini karena peningkatan volume dan material yang sangat besar. Jembatan ini dapat dilihat sebagai struktur balok T untuk momen positif dan negatif. Kekuatan torsi yang tinggi dari balok kotak membuatnya sangat cocok untuk penataan tikungan tajam, pilar dan abutmen miring, superelevasi, dan transisi seperti struktur jalan layang persimpangan.

9.4 PERTIMBANGAN MENDESAIN JEMBATAN BETON BERTULANG

Teori Desain Dasar

Spesifikasi AASHTO LRFD (1994) dikembangkan dalam format desain kondisi batas berbasis keandalan. Kondisi batas didefinisikan sebagai kondisi batas kinerja yang dapat diterima yang menjadi dasar desain jembatan atau komponen tersebut. Untuk mencapai tujuan desain yang aman, setiap elemen dan sambungan jembatan diharuskan untuk memeriksa beberapa, atau semua, kondisi batas layanan, kelelahan, kekuatan, dan kejadian ekstrem. Semua kondisi batas yang berlaku harus dianggap sama pentingnya. Persyaratan dasar untuk desain jembatan dalam format LRFD untuk setiap kondisi batas adalah sebagai berikut:

$$\eta \Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \tag{9.4}$$

di mana $\eta =$ pengubah beban untuk memperhitungkan daktilitas jembatan, redundansi, dan kepentingan operasional, $\gamma_i =$ faktor beban untuk komponen beban i, $Q_i =$ efek gaya nominal untuk komponen beban i, $\phi =$ faktor resistensi, dan $R_n =$ resistensi nominal. Margin keamanan untuk desain jembatan disediakan dengan memastikan jembatan memiliki

kapasitas yang cukup untuk menahan berbagai kombinasi pembebanan dalam berbagai kondisi batas.

Faktor beban, γ, yang seringkali memiliki nilai lebih besar dari satu, memperhitungkan ketidakpastian pembebanan dan probabilitas terjadinya selama masa desain jembatan. Faktor resistensi, ϕ, yang biasanya kurang dari satu pada kondisi batas kekuatan dan sama dengan satu untuk semua kondisi batas lainnya, memperhitungkan variabilitas material dan ketidakpastian model. Tabel 9.3 mencantumkan faktor resistensi pada kondisi batas kekuatan untuk konstruksi beton konvensional. Pengubah beban, η, yang sama dengan satu untuk semua kondisi non-batas kekuatan, memperhitungkan daktilitas struktur, redundansi, dan kepentingan operasional. Hal ini berkaitan dengan kekuatan fisik jembatan dan dampak dari jembatan yang tidak beroperasi. Teori dan filosofi desain faktor resistensi beban yang terperinci dibahas dalam Bab 5.

Tabel 9.3 Faktor Resistensi ϕ pada Kondisi Batas Kekuatan untuk Konstruksi Konvensional

Status Batas Kekuatan	**Faktor Resistensi ϕ**
Untuk uji lentur dan tarik pada beton bertulang	0.90
Untuk geser dan torsi	
Beton berat normal	0.90
Beton ringan	0.70
Untuk kompresi aksial dengan spiral dan pengikat	0.75
(kecuali untuk Zona Seismik 3 dan 4 pada kondisi batas kejadian ekstrem)	
Untuk bantalan pada beton	0.79
Untuk kompresi pada model strut-and-tie	0.70

Catatan:

1. AASHTO 5.5.4.2.1 (Dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, ©1994 oleh American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. Dengan izin.)
2. Untuk elemen tekan dengan lentur, nilai ϕ dapat ditingkatkan secara linier hingga nilai untuk lentur ketika resistensi beban aksial terfaktor, ϕP_n menurun dari 0,10 $f_c' A_g$ menjadi 0.

Batasan Kondisi Desain

1. **Batasan Kondisi Layanan**

   Untuk struktur beton, batasan kondisi layanan sesuai dengan batasan lebar retak dan deformasi dalam kondisi layanan. Hal ini dimaksudkan untuk memastikan bahwa jembatan akan berperilaku dan berkinerja dengan baik selama masa pakainya.

   a. Pengendalian Retak

   Retak dapat terjadi di zona tarik untuk elemen beton bertulang karena kekuatan tarik beton yang rendah. Retakan tersebut dapat terjadi tegak lurus terhadap sumbu elemen di bawah tegangan aksial atau beban lentur tanpa gaya geser yang signifikan, atau miring terhadap sumbu elemen dengan gaya geser yang signifikan. Retakan dapat dikendalikan dengan mendistribusikan tulangan baja di atas zona tegangan maksimum untuk membatasi lebar retakan maksimum yang diizinkan pada permukaan beton untuk jenis lingkungan tertentu.

Tegangan tarik pada tulangan baja (f_s) pada kondisi batas layanan tidak boleh melebihi

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6\, f_y \tag{9.5}$$

di mana d_c (mm) adalah selimut beton yang diukur dari serat tarik ekstrem ke tengah batang terdekat dan tidak boleh lebih besar dari 50 mm; A (mm^2) adalah luas beton yang memiliki titik pusat yang sama dengan tulangan tarik utama dibagi dengan jumlah batang; Z (N/mm) tidak boleh melebihi 30.000 untuk elemen dalam kondisi paparan sedang, 23.000 dalam kondisi paparan berat, dan 17.500 untuk struktur yang terkubur. Beberapa batang tarik yang lebih kecil dengan jarak sedang dapat memberikan pengendalian retak yang lebih efektif dengan meningkatkan f_{sa} daripada memasang beberapa batang yang lebih besar dengan luas yang setara.

Ketika flensa balok T dan balok kotak beton bertulang mengalami tarik, tulangan tarik lentur harus didistribusikan pada lebar flensa efektif yang lebih kecil atau lebar yang sama dengan ⅒ dari bentang untuk menghindari jarak antar batang yang terlalu lebar. Jika lebar flensa efektif melebihi ⅒ dari panjang bentang, tulangan memanjang tambahan, dengan luas tidak kurang dari 0,4% dari luas pelat berlebih, harus disediakan di bagian luar flensa.

Tabel 9.4 Kedalaman Minimum Tradisional untuk Struktur Atas dengan Kedalaman Konstan

Jenis Jembatan	**Kedalaman Minimum (Termasuk Dek)**	
	Rentang Sederhana	**Rentang Berkelanjutan**
Lempengan	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{(S+3000)}{30} \geq 165\text{ mm}$
Balok-T	$0.070\,L$	$0.065\,L$
Balok Kotak	$0.060\,L$	$0.055\,L$
Balok Struktur Pejalan Kali	$0.035\,L$	$0.033\,L$

Catatan:

1. Tabel AASHTO 2.5.2.6.3-1 (Dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, ©1994 oleh American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. Dengan izin.)
2. S (mm) adalah panjang bentang pelat dan L (mm) adalah panjang bentang.
3. Bila digunakan elemen dengan kedalaman variabel, nilai dapat disesuaikan untuk memperhitungkan perubahan kekakuan relatif penampang momen positif dan negatif.

Untuk elemen lentur dengan kedalaman web melebihi 900 mm, tulangan kulit memanjang harus didistribusikan secara merata di sepanjang kedua sisi untuk ketinggian $d/2$ yang terdekat dengan tulangan tarik lentur untuk mengendalikan keretakan pada web. Tanpa baja bantu tersebut, lebar retakan

pada web dapat jauh melebihi lebar retakan pada tingkat tulangan tarik lentur. Luas tulangan kulit (A_{sk}) dalam mm²/mm tinggi pada setiap sisi harus memenuhi

$$A_{sk} \geq 0.001\,(d_e - 760) \leq \frac{A_s}{1200} \tag{9.6}$$

di mana d_e (mm) adalah kedalaman lentur dari serat tekan ekstrem ke pusat tulangan tarik dan A_s (mm²) adalah luas tulangan tarik dan baja prategang. Jarak maksimum tulangan kulit tidak boleh melebihi $d/6$ atau 300 mm.

b. Pengendalian Deformasi

Deformasi beban layanan pada elemen jembatan perlu dibatasi untuk menghindari perilaku struktural yang berbeda dari kondisi desain yang diasumsikan dan untuk mengurangi dampak psikologis pada pengendara. Deformasi beban layanan mungkin bukan sumber potensial mekanisme keruntuhan tetapi biasanya menyebabkan beberapa efek yang tidak diinginkan, seperti kerusakan permukaan aus dan retak lokal pada pelat beton yang dapat mengganggu kemampuan layanan dan daya tahan. AASHTO LRFD menyediakan dua kriteria alternatif untuk mengendalikan defleksi:

Defleksi Terhitung Batas (AASHTO 2.5.2.6.2):

Beban kendaraan, umum	Panjang bentang/800
Beban kendaraan dan/atau pejalan kaki	Panjang bentang/1000
Beban kendaraan pada lengan kantilever	Panjang bentang/300
Beban kendaraan dan/atau pejalan kaki pada lengan kantilever	Panjang bentang/1000

Rasio Bentang-ke-Kedalaman Batas (AASHTO 2.5.2.6.3):

Untuk struktur atas dengan kedalaman konstan, Tabel 9.4 menunjukkan rekomendasi kedalaman minimum tipikal untuk panjang bentang tertentu.

Defleksi jembatan dapat diperkirakan dalam dua langkah: (1) defleksi sesaat yang terjadi pada pembebanan pertama dan (2) defleksi jangka panjang yang terjadi seiring waktu karena rangkak dan penyusutan beton.

Defleksi sesaat dapat dihitung dengan menggunakan persamaan teori elastis. Modulus elastisitas beton dapat dihitung dari Persamaan (9.1). Momen inersia suatu penampang dapat diambil sebagai momen inersia bruto (I_g) yang tidak retak untuk elemen yang tidak retak atau momen inersia efektif (I_e) untuk elemen yang retak. Momen inersia efektif dapat dihitung sebagai

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \tag{9.7}$$

Dan

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \tag{9.8}$$

di mana M_{cr} adalah momen pada retakan pertama, f_r adalah modulus patahan, yt adalah jarak dari sumbu netral ke serat tarik ekstrem, I_{cr} adalah momen inersia penampang retak yang ditransformasikan menjadi beton, dan M_a adalah momen maksimum pada suatu komponen pada tahap di mana deformasi dihitung. Untuk elemen prismatik, momen inersia efektif dapat dihitung di tengah bentang untuk jembatan sederhana atau kontinu dan di tumpuan untuk kantilever. Untuk elemen non-prismatik kontinu, momen inersia dapat dihitung sebagai rata-rata penampang momen positif dan negatif kritis. Lenturan jangka panjang dapat dihitung sebagai lendutan sesaat dikalikan dengan yang berikut:

Jika defleksi sesaat didasarkan pada I_g: 4.0

Jika defleksi sesaat didasarkan pada I_e: $3.0 - 1.2\left(\frac{A_s'}{A_s}\right) \geq 1.6$

di mana A_s' adalah luas tulangan tekan dan A_s adalah luas tulangan tarik.

2. Batas Kondisi Kelelahan

Batas kondisi kelelahan digunakan untuk membatasi tegangan pada tulangan baja guna mengendalikan pertumbuhan retak beton di bawah beban truk berulang untuk mencegah kegagalan patah dini sebelum masa pakai desain jembatan. Beban kelelahan terdiri dari satu truk desain dengan jarak konstan 9000 mm antara gandar 145-kN. Kelelahan dianggap terjadi di daerah di mana tegangan tekan akibat beban permanen kurang dari dua kali tegangan tarik maksimum beban hidup yang dihasilkan dari kombinasi beban kelelahan. Rentang tegangan kelelahan yang diizinkan pada tulangan lurus dibatasi hingga

$$f_f = 145 = 0.33 f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \tag{9.9}$$

di mana $f_{\min}$ (MPa) adalah tegangan minimum pada tulangan akibat beban kelelahan (positif untuk tegangan tarik dan negatif untuk tegangan tekan) dan r/h adalah rasio jari-jari dasar terhadap tinggi deformasi transversal yang digulirkan (0,3 dapat digunakan jika nilai sebenarnya tidak diketahui).

Sifat penampang retak harus digunakan untuk kelelahan. Sifat penampang bruto dapat digunakan ketika jumlah tegangan, akibat beban permanen yang tidak difaktorkan, ditambah 1,5 kali beban kelelahan tidak boleh melebihi tegangan tarik sebesar $0.25\sqrt{f_c'}$.

3. Batas Kondisi Kekuatan dan Batas Kondisi Kejadian Ekstrem

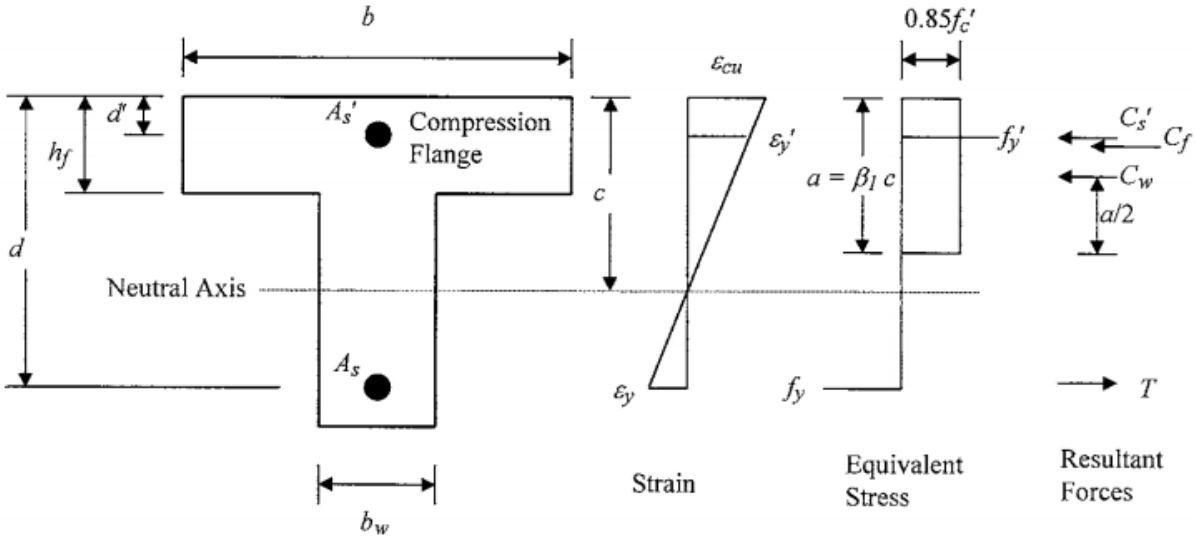
Untuk struktur beton bertulang, batas kondisi kekuatan dan kejadian ekstrem digunakan untuk memastikan bahwa kekuatan dan stabilitas diberikan untuk menahan kombinasi beban yang signifikan secara statistik. Pembahasan rinci tentang batas kondisi ini dibahas dalam Bab 5.

Kekuatan Lentur

Gambar 9.4 menunjukkan balok beton bertulang ganda ketika kekuatan lentur tercapai dan kedalaman sumbu netral berada di luar flensa tekan $(c > h_f)$. Asumsikan bahwa baja tarik dan tekan mengalami peleburan dan blok tegangan tekan beton berbentuk persegi panjang. ε_{cu} adalah regangan maksimum pada serat tekan beton ekstrem dan sekitar $0{,}003$ untuk beton tanpa pengekangan.

Gaya tekan beton pada web;

$$C_w = 0.85\, f_c'\, ab_w = 0.85\beta_1\, f_c' c b_w \tag{9.10}$$



Gambar 9.4 Balok beton bertulang ketika kekuatan lentur tercapai.

di mana

$$a = c\, \beta_1 \tag{9.11}$$

Gaya tekan beton pada flensa:

$$C_f = 0.85\beta_1\, f_c'\, (b - b_w) h_f \tag{9.12}$$

Gaya tekan pada baja:

$$C_s' = A_s'\, f_y' \tag{9.13}$$

Gaya tegangan pada baja:

$$T = A_s f_y \tag{9.14}$$

Dari keseimbangan gaya-gaya pada balok, kita peroleh

$$C_w + C_f + C_s' = T \tag{9.15}$$

Kedalaman sumbu netral dapat dihitung sebagai

$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_y' = 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w)h_f}{0.85\beta_1 f_c' b_w} \geq h_f \tag{9.16}$$

Kekuatan lentur nominal adalah

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' f_s' \left(\frac{a}{2} - d'\right) + 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w)h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \tag{9.17}$$

di mana A_s adalah luas baja tarik, A_s' adalah luas baja tekan, b adalah lebar flensa efektif, b_w adalah lebar web, d adalah jarak antara titik berat baja tarik dan serat beton yang paling tertekan, d' adalah jarak antara titik berat baja tekan dan serat beton yang paling tertekan, dan h_f adalah ketebalan flensa efektif. Faktor tegangan beton, β_1 dapat dihitung sebagai

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{untuk } f_c' \leq 28 \text{ Mpa} \\ 0.85 - 0.05\left(\dfrac{f_c' - 28}{7}\right) & \text{untuk Mpa} \leq f_c' \leq 56 \text{ Mpa} \\ 0.65 & \text{untuk } f_c' \geq 56 \text{ Mpa} \end{cases} \tag{9.18}$$

Batasan untuk tulangan adalah

- Tulangan tarik maksimum:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42 \tag{9.19}$$

  Apabila Persamaan (9.19) tidak terpenuhi, penampang beton bertulang menjadi terlalu bertulang dan akan mengalami kegagalan tekan getas mendadak jika tidak terkekang dengan baik.

- Tulangan tarik minimum:

$$\rho_{\min} \geq 0.03\frac{f_c'}{f_y'} \text{ , dimana } \rho_{\min} \text{ rasio baja tarik terhadap luas bruto} \tag{9.20}$$

Apabila persamaan (9.20) tidak terpenuhi, penampang beton bertulang menjadi kurang bertulang dan akan mengalami kegagalan patahan baja tarik secara tiba-tiba. Diagram regangan dapat digunakan untuk memverifikasi asumsi leleh baja tekan.

$$f_s' = f_y' \quad \text{jika} \quad \mathcal{E}_s' = \mathcal{E}_{cu}\left(\frac{c-d'}{c}\right) \geq \frac{f_y'}{E_s} \tag{9.21}$$

Jika baja tekan tidak mengalami leleh seperti yang diperiksa dari Persamaan (9.21). Kedalaman sumbu netral, c, dan nilai kekuatan lentur nominal, M_n, yang dihitung dari Persamaan (9.16) dan (9.17) tidak tepat. Gaya aktual yang diterapkan pada tulangan baja tekan dapat dihitung sebagai

$$C_s' = A_s' f_s' = A_s \mathcal{E}_s' E_s' = A_s \mathcal{E}_{cu}\left(\frac{d-c}{c}\right) E_s' \tag{9.22}$$

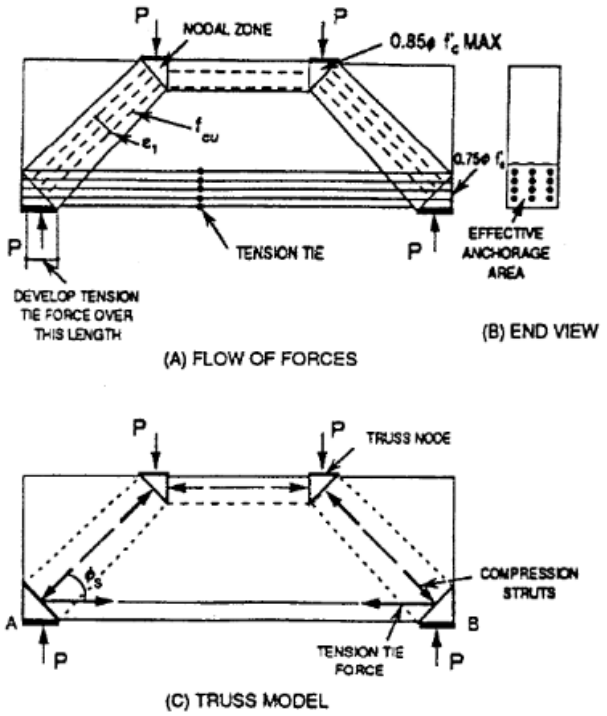
Kedalaman sumbu netral, c, dapat dihitung dengan mensubstitusikan Persamaan (9.22) ke dalam persamaan keseimbangan gaya (9.15). Kekuatan lentur, M_n, kemudian dapat diperoleh dari Persamaan (9.17) dengan gaya tekan baja aktual yang diterapkan. Dalam desain balok tipikal, baja tarik akan selalu mengalami pelelehan dan baja tekan juga mendekati kekuatan leleh.

Jika kedalaman sumbu netral berada di dalam flensa tekan $(x \leq h_f)$ atau untuk penampang tanpa flensa tekan, maka kedalaman sumbu netral, c, dan nilai kekuatan lentur nominal, M_n, dapat dihitung dengan menyamakan b_w dengan b.

Kekuatan Geser

1. Model Strut-and-Tie

Model strut-and-tie harus digunakan untuk desain geser dan torsi komponen jembatan di lokasi dekat diskontinuitas, seperti daerah yang berdekatan dengan perubahan mendadak pada penampang, bukaan, dan ujung yang miring. Model ini juga harus digunakan untuk mendesain pondasi dalam dan kepala tiang pancang atau dalam situasi lain di mana jarak antara pusat beban yang diterapkan dan reaksi penopang kurang dari sekitar dua kali ketebalan elemen. Gambar 9.5 menunjukkan model batang-dan-ikat untuk balok dalam yang terdiri dari batang tarik baja dan batang tekan beton. Komponen-komponen ini dihubungkan pada simpul untuk membentuk rangka yang mampu menahan semua beban yang diterapkan pada penopang.



Gambar 9.5 Model strut-and-tie untuk balok dalam.

Model Desain Penampang

Model desain penampang dapat digunakan untuk desain geser dan torsi untuk daerah elemen jembatan di mana penampang bidang tetap bidang setelah pembebanan. Model ini dikembangkan oleh Collins dan Mitchell dan didasarkan pada teori medan kompresi yang dimodifikasi. Prosedur desain geser umum untuk elemen beton bertulang, yang mengandung tulangan web transversal, adalah sebagai berikut:

- Hitung kedalaman geser efektif d_v:
  Kedalaman geser efektif dihitung antara resultan gaya tarik dan tekan akibat lentur. Ini tidak boleh kurang dari nilai yang lebih besar antara $0{,}9d_e$ atau $0{,}72h$, di mana d_e adalah kedalaman efektif dari serat tekan ekstrem ke pusat tulangan tarik dan h adalah kedalaman keseluruhan elemen.
- Hitung tegangan geser:
  $$v = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} \tag{9.23}$$
  di mana b_v adalah lebar web ekivalen dan V_u adalah amplop permintaan geser terfaktor dari kondisi batas kekuatan.
- Hitung v/f_c' , jika rasio ini lebih besar dari $0{,}25$, maka penampang web yang lebih besar perlu digunakan.
- Asumsikan sudut kemiringan tegangan tekan diagonal, θ, dan hitung regangan pada tulangan tarik lentur:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5\, V_u \cot\theta}{E_s\, A_s} \tag{9.24}$$

di mana M_u adalah momen yang dibutuhkan yang telah difaktorkan. Lebih konservatif untuk mengambil M_u yang diselubungi dari kondisi batas kekuatan yang akan terjadi pada penampang tersebut, daripada momen yang bertepatan dengan V_u.

- Gunakan v/f_c' dan ε_x yang dihitung untuk menemukan θ dari Gambar 9.6 dan bandingkan dengan nilai yang diasumsikan. Ulangi prosedur di atas sampai θ yang diasumsikan cukup mendekati nilai yang ditemukan dari Gambar 9.6. Kemudian catat nilai β, faktor yang menunjukkan kemampuan beton yang retak secara diagonal untuk mentransmisikan tegangan.
- Hitung kekuatan tulangan web transversal yang dibutuhkan, V_s:

$$V_s = \frac{V_s}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - 0.083\beta\sqrt{f_c'}\, b_v\, d_v \tag{9.25}$$

di mana V_c adalah resistensi geser beton nominal.

- Hitung jarak yang dibutuhkan untuk tulangan web transversal:

$$s \geq \frac{A_v\, f_y\, d_v \cot\theta}{V_s} \tag{9.26}$$

di mana A_v adalah luas tulangan web melintang dalam jarak s. Periksa persyaratan minimum tulangan web melintang:

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f_c'}\,\frac{b_v S}{f_y} \qquad \text{Atau} \qquad s \leq \frac{A_v\, f_y}{0.083\sqrt{f_c'\, b_v}} \tag{9.27}$$

Periksa persyaratan jarak maksimum untuk tulangan web melintang:

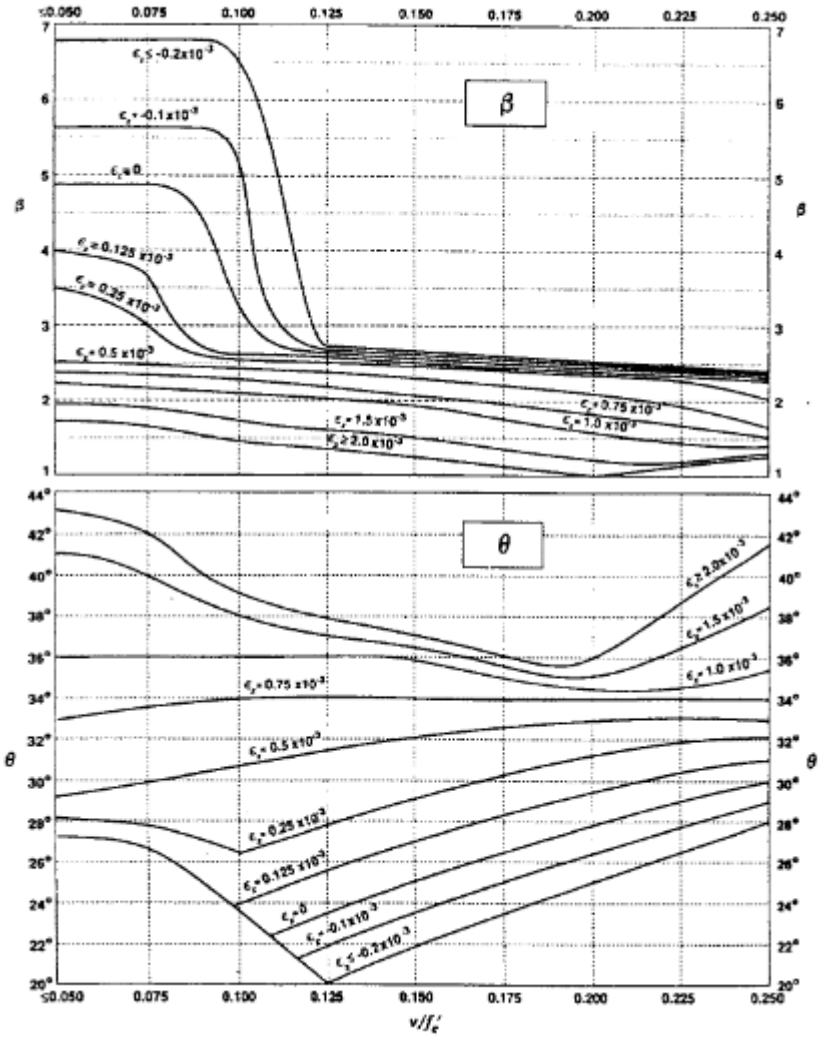
$$\text{Jika } V_u < 0.1\, f_c'\, b_v\, d_v, \quad \text{Kemudian } s \leq 0.8\, d_v \leq 600 \text{ mm} \tag{9.28}$$

$$\text{Jika } V_u < 0.1\, f_c'\, b_v\, d_v, \quad \text{Kemudian } s \leq 0.4\, d_v \leq 300 \text{ mm} \tag{9.29}$$

- Periksa kecukupan tulangan memanjang untuk menghindari terjadinya deformasi akibat beban gabungan momen, beban aksial, dan geser.

$$A_s\, f_y \geq \frac{M_u}{d_v \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5\, V_s\right)\cot\theta \tag{9.30}$$

Jika persamaan di atas tidak terpenuhi, maka Anda perlu menambahkan lebih banyak tulangan memanjang atau meningkatkan jumlah tulangan melintang pada web.



Gambar 9.6 Nilai θ dan β untuk penampang dengan tulangan web transversal.

Jembatan Beton Miring

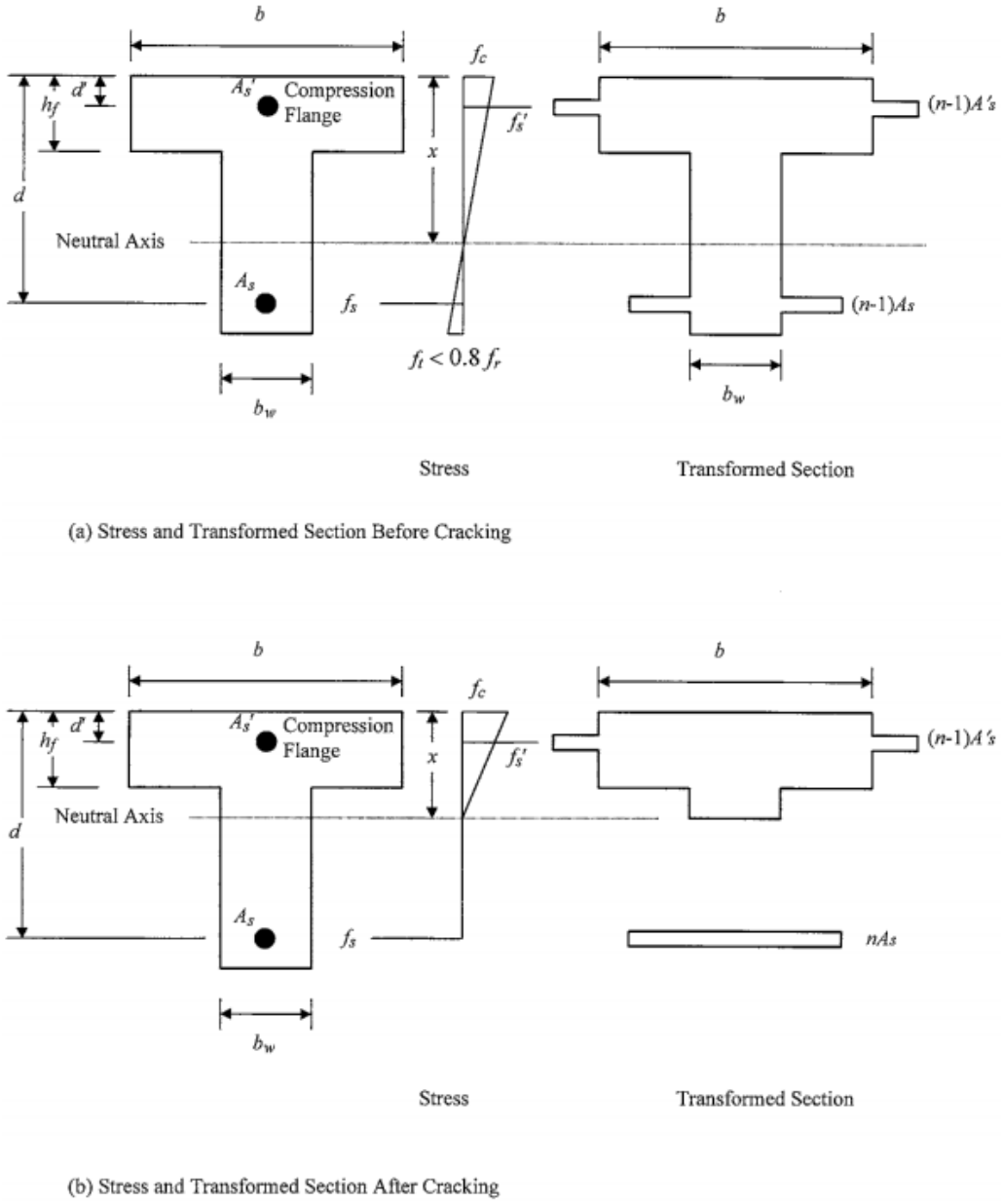
Gaya geser, pada balok luar di sudut tumpul jembatan, perlu disesuaikan ketika garis tumpuan miring. Nilai faktor koreksi yang diperoleh dari Tabel AASHTO 4.6.2.2.3c-1, perlu diterapkan pada faktor distribusi beban hidup untuk gaya geser. Dalam menentukan gaya geser ujung pada jembatan multi-balok, semua balok harus diperlakukan seperti balok di sudut tumpul, termasuk balok interior.

Faktor distribusi beban momen pada balok memanjang dengan tumpuan miring dapat dikurangi sesuai dengan Tabel AASHTO 4.6.2.2.2e-1, ketika tumpuan garis miring dan perbedaan antara sudut kemiringan dua garis tumpuan yang berdekatan tidak melebihi 10°.

Informasi Desain

1. ***Analisis Tegangan pada Batas Kondisi Layanan***

Sebuah balok beton bertulang yang dikenai momen lentur ditunjukkan pada Gambar 9.7 dan x adalah jarak antara sumbu netral dan serat beton terkompresi ekstrem. Asumsikan sumbu netral berada di dalam web ($x > h_f$) dan tegangan pada serat beton tarik ekstrem lebih besar dari 80% modulus patahan beton ($f_t \geq 0.8\ f_r$). Kedalaman sumbu netral, x, dapat diselesaikan melalui persamaan kuadrat berikut dengan menggunakan metode penampang transformasi retak (lihat Gambar 9.7).



Gambar 9.7 Balok beton bertulang untuk analisis tegangan kerja.

$$b(x)\left(\frac{x}{2}\right) - (b - b_w)(x - h_f)\left(\frac{x - h_f}{2}\right) + (n-1)A_s'(x - d) = nA_s(d - x) \quad (9.31)$$

$$x = \sqrt{B^2 + C} - B \quad (9.32)$$

Dimana

$$B = \frac{1}{b_w}\left[h_f(b - b_w) + nA_s + (n-1)A_s'\right] \tag{9.33}$$

$$C = \frac{2}{b_w}\left[\frac{h_f^2}{2}(b - b_w) + ndA_s + (n-1)d'A_s'\right] \tag{9.34}$$

dan momen inersia penampang yang retak dan telah ditransformasi terhadap sumbu netral:

$$I_{cr} = \frac{1}{3}\,bx^3 - \frac{1}{3}(b - b_w)\left(x - h_f\right)^3 + nA_s(d - x)^2 + (n-1)A_s'(x - d')^2 \tag{9.35}$$

Jika sumbu netral yang dihitung berada di dalam flensa tekan $(x \leq h_f)$ atau untuk penampang tanpa flensa tekan, kedalaman sumbu netral, x, dan momen inersia retak, I_{cr}, dapat dihitung dengan menyamakan b_w dengan b.
Tegangan pada serat beton yang ditekan secara ekstrem:

$$f_c = \frac{M_x}{I_{cr}} \tag{9.36}$$

Tegangan pada baja tekan:

$$f_s' = \frac{nM(x - d')}{I_{cr}} = nf_c\left(1 - \frac{d'}{x}\right) \tag{9.37}$$

Tegangan pada baja tarik:

$$f_s = \frac{nM(d - x)}{I_{cr}} = nf_c\left(\frac{d}{x} - 1\right) \tag{9.38}$$

Dimana

$$n = \frac{E_s}{E_c} \tag{9.39}$$

dan M adalah momen yang dibutuhkan yang tercakup dari kondisi batas layanan.

2. **Lebar Flange Efektif (AASHTO 4.5.2.5)**

Ketika pelat beton bertulang dan balok dibangun secara monolitik, lebar flange efektif (b_{eff}) dari pelat beton, yang akan berinteraksi dengan balok dalam aksi komposit, dapat dihitung sebagai
Untuk balok interior:

$$b_{eff}^{I} = \text{Terkecil dari} \begin{cases} \frac{I_{eff}}{4} \\ 12t_s + b_w \\ \text{jarak rata} - \text{rata antar balok yang berdekatan} \end{cases} \tag{9.40}$$

Tabel 9.5 Selimut untuk Baja Tulangan Utama yang Tidak Terlindungi (mm)

Situasi	**Sampul (mm)**
Paparan langsung terhadap air garam	100
Melemparkan melawan bumi	75
Pesisir	75
Paparan garam pencair es	60
Permukaan dek rentan terhadap keausan akibat paku ban atau rantai.	60
Eksterior selain di atas	50
Interior selain di atas	
• Sampai Bar No. 36	40
• Batang Nomor 43 dan Nomor 57	50
Bagian bawah pelat CIP	
• Sampai Bar No. 36	25
• Batang Nomor 43 dan Nomor 57	50

Catatan:

1. Selimut minimum untuk tulangan utama, termasuk tulangan yang dilindungi oleh lapisan epoksi, adalah 25 mm.
2. Selimut untuk baja berlapis epoksi dapat digunakan sebagai situasi paparan interior.
3. Selimut untuk pengikat dan sengkang dapat 12 mm lebih kecil dari nilai yang ditentukan di sini, tetapi tidak boleh kurang dari 25 mm.
4. Faktor modifikasi untuk rasio air:semen, w/c, adalah sebagai berikut:
   untuk $w/c \leq 0{,}40$ faktor modifikasi = 0,8
   untuk $w/c \geq 0{,}40$ faktor modifikasi = 1,2

Sumber: Tabel AASHTO C5.12.3-1.

Untuk balok eksterior:

$$b_{eff}^{E} = \frac{1}{2} b_{eff}^{I} + \text{yang terkecil dari} \begin{cases} \frac{I_{eff}}{8} \\ 6t_s + \frac{b_w}{2} \\ \text{Lebar atap yang menjorok} \end{cases} \tag{9.41}$$

di mana panjang bentang efektif (l_{eff}) dapat dihitung sebagai bentang sebenarnya untuk bentang yang ditopang sederhana. Selain itu, jarak antara titik infleksi beban permanen untuk bentang kontinu dengan momen positif atau negatif (t_s) adalah ketebalan rata-rata pelat, dan b_w adalah nilai yang lebih besar antara ketebalan web atau setengah lebar flensa atas balok.

3. Selimut Beton (AASHTO 5.12.3)

Selimut beton untuk baja tulangan utama yang tidak terlindungi tidak boleh kurang dari yang ditentukan dalam Tabel 9.5 dan dimodifikasi untuk rasio air:semen.

Detail Tulangan

Tabel 9.6 menunjukkan panjang pengembangan tarik, tekan, dan kait dasar untuk tulangan baja deformasi Grade 300 dan Grade 420 (AASHTO 5.11.2). Tabel 9.7 menunjukkan jarak minimum pusat ke pusat antara batang tulangan paralel (AASHTO 5.10.3).

Kecuali pada tumpuan bentang sederhana dan pada ujung bebas kantilever, tulangan (AASHTO 5.11.1.2) harus diperpanjang melampaui titik di mana tulangan tersebut tidak lagi diperlukan untuk menahan beban lentur sejauh jarak tertentu.

$$\text{Yang terluas dari} \begin{cases} \text{kedalaman efektif elemen} \\ \text{15 kali diameter nominal batang} \\ \text{0,05 kali panjang bentang bersih} \end{cases} \tag{9.42}$$

Penguatan berkelanjutan harus diperpanjang tidak kurang dari panjang pengembangan di luar titik di mana tulangan tarik yang bengkok atau terputus tidak lagi diperlukan untuk menahan beban lentur.

Tabel 9.6 Panjang Pengembangan Tulangan Dasar untuk Kelas 300 dan 420 (AASHTO 5.11.2)

Ukuran batang	f'_c								
	28 Mpa			35 Mpa			42 Mpa		
	Ketegangan	Kompresi	Kait	Ketegangan	Kompresi	Kait	Ketegangan	Kompresi	Kait
Grade 300, $f_r = 300$ **Mpa**									
13	230	175	240	230	170	215	230	170	200
16	290	220	300	290	210	270	290	210	245
19	345	260	365	345	255	325	345	255	295
22	440	305	420	400	295	375	400	295	345
25	580	350	480	520	335	430	475	335	395
29	735	395	545	655	380	485	600	380	445
32	930	440	610	835	430	550	760	430	500
36	1145	490	680	1020	475	605	935	475	555
43	1420	585	815	1270	570	730	1160	570	665
57	1930	780	1085	1725	765	970	1575	760	885
Grade 420, $f_r = 300$ **Mpa**									
13	320	245	255	320	235	225	320	235	210
16	405	305	320	405	295	285	405	295	260
19	485	365	380	485	355	340	485	355	310
22	615	425	445	560	410	395	560	410	360
25	810	485	505	725	470	455	665	470	415
29	1025	550	570	920	530	510	840	530	465
32	1300	615	645	1165	600	575	1065	600	525
36	1600	685	710	1430	665	635	1305	665	580
43	1985	820	855	1775	795	765	1620	795	700
57	2700	1095	1140	2415	1060	1020	2205	1060	930

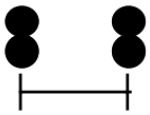
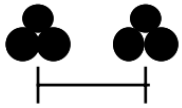
Catatan:

1. Angka dibulatkan ke 5 mm terdekat.
2. Panjang pengembangan kait dasar telah mencakup faktor modifikasi kekuatan luluh tulangan.
3. Panjang pengembangan tarik minimum (AASHTO 5.11.2.1). Maksimum dari (1) panjang pengembangan tarik dasar dikalikan faktor modifikasi yang sesuai (AASHTO 5.11.2.1.2 dan 5.11.2.1.3) dan (2) 300 mm.
4. Panjang pengembangan tekan minimum (AASHTO 5.11.2.2). Maksimum dari (1) panjang pengembangan tekan dasar dikalikan faktor modifikasi yang sesuai (AASHTO 5.11.2.2.2) dan (2) 200 mm.
5. Panjang pengembangan kait minimum (AASHTO 5.11.2.4). Maksimum dari (1) panjang pengembangan kait dasar dikalikan faktor modifikasi yang sesuai (AASHTO 5.11.2.4.2), (2) delapan diameter batang, dan (3) 150 mm.

Untuk tulangan momen negatif, selain persyaratan pemotongan tulangan di atas, tulangan harus diperpanjang hingga panjang di luar titik infleksi sejauh

$$\text{Yang terbesar dari} \begin{cases} \text{kedalaman efektif elemen} \\ \text{12 kali diameter nominal batang} \\ \text{0,0625 kali panjang bentang bersih} \end{cases} \tag{9.43}$$

Tabel 9.7 Jarak Tulangan Minimum untuk Beton CIP (mm) (AASHTO 5.10.3)

Ukuran Batang	Jarak Minimum			
				
13	51	51	63	63
16	54	56	70	70
19	57	68	76	83
22	60	78	82	96
25	64	90	90	110
29	72	101	101	124
32	81	114	114	140
36	90	127	127	155
43	108	152	152	–
57	143	203	203	–

Catatan:

1. Jarak bersih antar tulangan tidak boleh kurang dari 1,5 kali ukuran maksimum agregat kasar.
2. Catatan 1 tidak perlu diverifikasi jika ukuran maksimum agregat kasar kurang dari 25 mm.
3. Tulangan dengan jarak kurang dari $3d_b$ di tengah memerlukan modifikasi panjang pengembangan (AASHTO 5.11.2.1.2).

9.5 DESAIN JEMBATAN PELAT PADAT

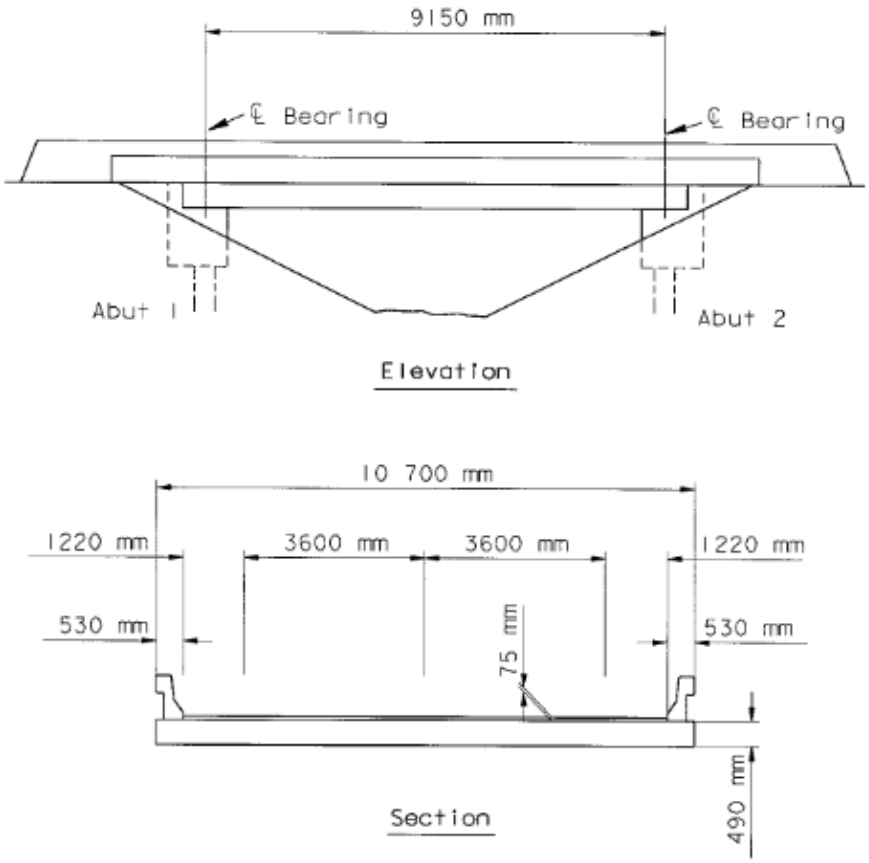
Diberikan

Sebuah jembatan pelat beton bentang sederhana dengan panjang bentang bersih (S) 9150 mm ditunjukkan pada Gambar 9.8. Lebar total (W) adalah 10.700 mm, dan lebar jalan adalah 9640 mm (W_R) dengan lapisan permukaan yang akan digunakan di masa mendatang setebal 75 mm (d_W).

Sifat materialnya adalah sebagai berikut: Kepadatan lapisan permukaan ρ_w = 2250 kg/m³; kepadatan beton ρ_c = 2400 kg/m³; kekuatan beton f_c' = 28 MPa, E_c= 26.750 MPa; tulangan f_y = 420 MPa, E_s = 200.000 MPa; n = 8.

Persyaratan

Rancang tulangan pelat berdasarkan Batas Kondisi Kekuatan I dan Layanan I (retak) AASHTO-LRFD (1994).



Gambar 9.8 Contoh desain jembatan pelat beton padat.

Solusi

1. Pilih Ketebalan Dek (Tabel 9.4)

$$h_{\min} = 1.2\left(\frac{S+3000}{30}\right) = 1.2\left(\frac{9150+3000}{30}\right) = 486 \text{ mm}$$

$$\underline{\text{gunakan } h = 490 \text{ mm}}$$

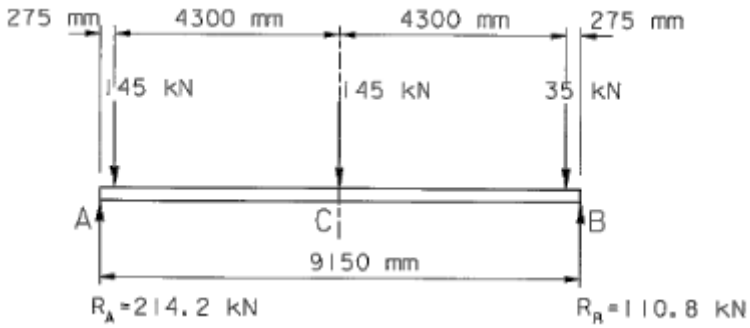
2. Menentukan Lebar Jalur Ekuivalen Beban Hidup (AASHTO 4.6.2.3 dan 4.6.2.1.4b)
   a. Lebar jalur interior:
      i. Beban jalur tunggal:

$$E_{\text{interior}} = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

L_1 = nilai yang lebih kecil antara panjang bentang aktual dan 18.000 mm

W_1 = nilai yang lebih kecil antara lebar aktual atau 9000 mm untuk beban jalur tunggal atau 18.000 mm untuk beban jalur ganda

E_{interior} = $250 + 0.42\sqrt{(9150)(9000)} = 4061 \text{ mm}$



Gambar 9.9 Posisi truk desain untuk momen maksimum.

ii. Beban multi jalur:

$N_L \quad = INT\left(\frac{W}{3000}\right) = INT\left(\frac{10700}{3600}\right) = 2$

$\frac{W}{N_L} \quad = \frac{10700}{3600} = 5350 \text{ mm}$

$E_{\text{Interior}} \quad = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} = 2100 + \sqrt{(9150)(10700)}$

$= 3287 \text{ mm} < 5350 \text{ mm}$

Gunakan $E_{\text{interior}} = 3287 \text{ mm}$

b. Lebar strip tepi:

$E_{\text{edge}} \quad =$ jarak antara tepi dek dan permukaan bagian dalam pembatas + 300 mm + ½ lebar strip < strip penuh atau 1800 mm

$E_{\text{edge}} \quad = 530 + 300 + \frac{3287}{2} = 2324 \text{ mm} > 1800 \text{ mm}$

Gunakan $E_{\text{edge}} = 1800 \text{ mm}$

3. Beban Mati

Pelat: $W_{slab} = (0{,}49)(2400)(9{,}81)(10^{-3}) = 11{,}54 \text{ kN/m}^2$

Beban Aus di Masa Depan: $W_{fw} = (0{,}075)(2250)(9{,}81)(10^{-3}) = 1{,}66 \text{ kN/m}^2$

Asumsikan $0{,}24 \text{ m}^3$ beton per meter linier penghalang beton.

Penghalang beton: $W_{barrier} = (0{,}24)(2400)(9{,}81)(10^{-3}) = 5{,}65 \text{ kN/m}^2$

4. Hitung Momen Beban Hidup

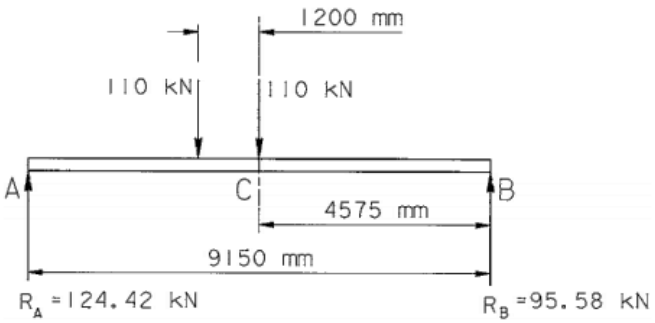
Momen di tengah bentang akan menentukan desain.

a. Momen akibat truk desain (lihat Gambar 9.9):

$M_{\text{LL-Truck}} = (214.2)(4.575) - (145)(4.3) = 356.47 \text{ kNm}$

b. Momen akibat desain tandem (lihat Gambar 9.10):

$M_{\text{LL-Truck}} = (95.58)(4.575) = 437.28 \text{ kNm}$



Gambar 9.10 Posisi tandem untuk momen maksimum.

c. Momen akibat beban lajur:

$$M_{\text{LL-Lane}} = \frac{(9.3)(9.15)^2}{8} = 97.32 \text{ kNm}$$

5. Menentukan Faktor Beban (Tabel AASHTO 3.4.1-1) dan Kombinasi Beban (AASHTO 1.3.3-5)

a. Faktor beban Batas Kondisi Kekuatan I:

Berat struktur atas (DC): 1,25

Berat permukaan lapisan aus (DW): 1,50

Beban Hidup (LL): 1,75

$\eta_d = 0{,}95, \quad \eta_R = 1.05, \quad \eta_I = 0.95$

$\eta = (0.95)(1.05)(0.95) = 0.948 \leq 0.95$

Gunakan $\eta = 0.95$

b. Momen strip interior (lebar 1 m) (AASHTO 3.6.2.1 dan 3.6.1.2.4):

Faktor beban dinamis IM = 0,33

Line Load $M_{LL-line} = \left(\frac{97.32}{3.287}\right) = 29.61 \text{ kNm}$

Live Load $M_{LL+IM} = (1 + 0.33)\left(\frac{437.28}{3.287}\right) + 29.61 = 206.54 \text{ kNm}$

Future waering $M_{\text{DW}} = \frac{W_{fw}L^2}{8} = \frac{(1.66)(9.15)^2}{8} = 17.37 \text{ kNm}$

Dead load $M_{\text{DC}} = \frac{W_{\text{slab}}L^2}{8} = \frac{(11.54)(9.15)^2}{8} = 120.77 \text{ kNm}$

Factored momet $M_{\text{DC}} = \eta[1.25(M_{DC}) + (1.50)(M_{DW}) + (1.75)(M_{LL+IM})]$

$= (0.95)[1.25(120.77) + (1.50)(17.37) + (1.75)(206.54)]$

$= 511.54 \text{ kNm}$

c. Momen jalur tepi (lebar 1 m) (Tabel AASHTO 3.6.1.1.2-1):

Jalur ujung dibatasi hingga setengah lebar lajur, gunakan faktor kehadiran ganda 1,2 dan setengah beban lajur desain.

Line Load $M_{LL-line} = (1.2)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{97.32}{1.8}\right) = 32.44 \text{ kNm}$

Live Load $M_{LL+IM} = (1+0.33)(1.2)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{437.28}{1.8}\right) + 32.44 = 226.3 \text{ kNm}$

Future waering $M_{\text{DW}} = (1.66)\left(\frac{1.8-0.53}{1.8}\right)\left(\frac{9.15^2}{8}\right) = 12.25 \text{ kNmkNm}$

Dead load $M_{\text{DC}} = \left(11.56 + \frac{5.65}{1.8}\right)\left(\frac{9.15^2}{8}\right) = 153.63 \text{ kNm}$

Factored momet $M_{\text{DC}} = (0.95)[1.25(153.63) + (1.50)(12.25) + (1.75)(226.3)]$
$= 579.12 \text{ kNm}$

6. Desain Penguatan
   a. Jalur interior:

$$\text{Assume No. 25 Bars}, d = 490 - 25 - \left(\frac{25}{2}\right) = 452.5 \text{ mm}$$

Tulangan yang dibutuhkan dihitung menggunakan Persamaan (9.11), (9.16), dan (9.17). Abaikan baja tekan dan tetapkan $b_w = b$ untuk penampang tanpa flensa tekan.

$$\text{M}_\text{u} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad dan \quad a = c\beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85\, f_c' b_w}$$

A_s yang dapat diselesaikan dengan mensubstitusikan a ke dalam M_u atau

$$\text{R}_\text{u} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{511.54 \times 10^6}{(0.9)(1000)(425.5)^2} = 2.766 \text{ N/mm}$$

$$m = \frac{f_y}{(0.85)f_c'} = \frac{420}{(0.85)(28)} = 17.647$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}}\right] = \frac{1}{17.647}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.647)(2.776)}{420}}\right] = 0.00705$$

Baja tulangan yang dibutuhkan $A_s = \rho bd$ = (0,00705)(1000)(452,5) = 3189 mm2/m.
Jarak maksimum yang diizinkan untuk batang No. 25 = 510/3189 = 0,160 m.
Coba batang No. 25 dengan jarak 150 mm.

i. Periksa batas untuk tulangan:

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85\beta_1 f_c' b_w} = \frac{(510)(420)}{0.85(0.85)(28)(150)} = 70.6 \text{ mm}$$

dari Persamaan (9.19),

$$\frac{c}{d} = \frac{70.79}{452.5} = 0.156 \leq 0.42$$ OK

dari Persamaan (9.20),

$$\rho_{\min} = \frac{510}{(150)(425.5)} = 0.007\ \ 51 \geq (0.03)\left(\frac{28}{420}\right) = 0.002 \qquad \text{OK}$$

ii. Periksa kontrol retak:

Momen beban layanan $= 1.0[1.0(M_{\mathrm{DC}}) + 1.0(M_{\mathrm{DW}}) + 1.0(M_{\mathrm{LL+IM}})]$
$= [120.77 + 17.37 + (176.93 + 29.61)]$
$= 344.68\ \mathrm{kNm}$

$$0.8\, f_r = 0.8\left(0.63\sqrt{f_c'}\right) = 0.8(0.63)\sqrt{28} = 2.66\ \mathrm{MPa}$$

$$f_c = \frac{M_{sa}}{S} = \frac{344.680}{\frac{1}{6}(490)^2} = 8.61\ \mathrm{Mpa}\ \geq 0.8\, f_r;\text{, Bagian tersebut retak}$$

Momen inersia retak dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan (9.32) sampai (9.35).

$$n = 8, b = 150.0\ \mathrm{mm}, A_s = 510\ \mathrm{mm}, d = 452.5\ \mathrm{mm}.$$

$$B = \frac{1}{b}(nA_s) = \frac{1}{150}(8)(150) = 27.2$$

$$C = \frac{2}{b}(ndA_s) = \frac{2}{150}(8)(425.5)(510) = 24616$$

$$x = \sqrt{B^2 + C} - B = \sqrt{(27.2)^2 + (24616)} - (27.2) = 132\ \mathrm{mm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d-x)^2 = \frac{1}{3}(150)(132)^3 + (8)(510)(425.5 - 132)^2$$
$$= 534.1\ \times 10^6\ \mathrm{mm}^4$$

Dari persamaan (9.38)

$$f_s = n\frac{M_{sa}(d-x)}{I_{cr}} = (8)\frac{(344.680)(425.5 - 132)}{534.1 \times 10^6} = 248\ \mathrm{Mpa}$$

Tegangan tarik yang diizinkan pada tulangan dapat dihitung dari Persamaan (9.5) dengan $Z\ =\ 23.000\ \mathrm{N/mm}$ untuk paparan sedang dan

$$d_c = 25 + \frac{25}{2} = 37.5\ \mathrm{mm}$$

$$A = 2d_c \times \text{bar spacing} = (2)(37.5)(150) = 11.250\ \mathrm{mm}$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6\, f_y$$

$$f_{sa} = \frac{23.000}{[(37.5)(11.250)]^{1/3}} = \frac{23.000}{75} = 370 \text{ Mpa} \geq 0.6\, f_y = 0.6(420)$$
$$= 252 \text{ MPa}$$

$$f_s = 248 \text{ Mpa } \leq f_{sa} = 252 \text{ MPa},$$

Gunakan batang No. 25 @150 mm, untuk strip interior.

b. Strip tepi:
Dengan prosedur serupa, Strip Tepi Gunakan batang No. 25 pada jarak 125 mm.

7. Menentukan Distribusi Tulangan (AASHTO 5.14.4.1)
Tulangan transversal bawah dapat dihitung sebagai persentase dari tulangan utama untuk momen positif:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\ \%, yaitu, \frac{1750}{\sqrt{9150}} = 18.3\% \leq 50\%$$

a. Strip interior:
Penguatan utama: No. 25 pada 150 mm,

$$A_s = \frac{510}{150} = 3.40 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tulangan transversal yang dibutuhkan = $(0{,}183)(3{,}40) = 0{,}622 \text{ mm}^2/\text{mm}$
Gunakan No. 16 @ 300 mm, palang bawah melintang,

$$A_s = \frac{199}{300} = 0.663 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

b. Strip ujung:
Tulangan utama: No. 25 dengan ukuran 125 mm,

$$A_s = \frac{510}{125} = 4.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

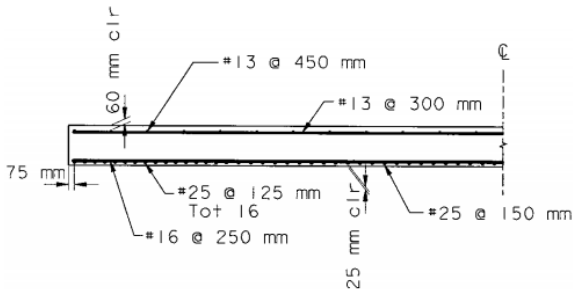
Tulangan transversal yang dibutuhkan = $(0{,}183)(4{,}08) = 0{,}746 \text{ mm}^2/\text{mm}$
Gunakan No. 16 @ 25 mm, $A_s = 0.79 \text{ mm}^2/\text{mm}$
Untuk pertimbangan konstruksi, gunakan No. 16 @250 mm di seluruh lebar jembatan.

8. Tentukan Tulangan Penyusutan dan Suhu (AASHTO 5.10.8)
Suhu

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y} = 0.75 \frac{(1)(490)}{420} = 0.875 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \text{ pada semua arah}$$

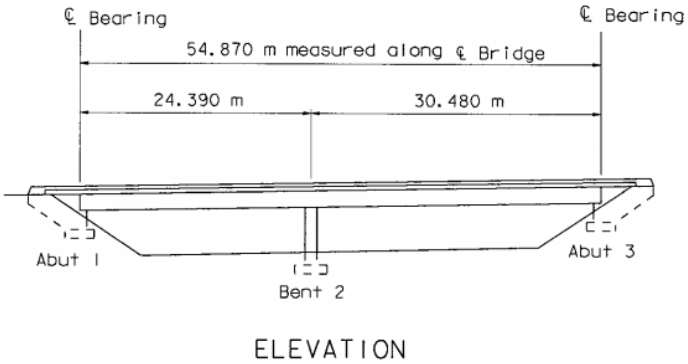
Lapisan atas $= \ 0{,}875/2 \ = \ 0{,}438 \ \mathrm{mm}^2/\mathrm{mm}$
Gunakan tulangan atas melintang No. 13 @ 300 mm, $A_s = 0{,}430 \ \mathrm{mm}^2/\mathrm{mm}$

9. Sketsa Desain
   Lihat Gambar 9.11 untuk sketsa desain pada penampang melintang.



Gambar 9.11 Detail tulangan pelat.

10. Ringkasan
    Untuk melengkapi desain, kombinasi pembebanan untuk semua kondisi batas perlu diperiksa. Praktik desain juga harus mempertimbangkan defleksi jangka panjang, retak di area penyangga untuk bentang yang lebih panjang atau kontinu. Untuk jembatan miring besar, perubahan penempatan tulangan utama sangat penting.



Gambar 9.12 Jembatan balok kotak bertulang dua bentang.

Desain Jembatan Balok Kotak

Diberikan

Sebuah jembatan balok kotak beton bertulang cor di tempat kontinu dua bentang, dengan panjang bentang $24.390 \ \mathrm{mm} \ (L_1)$ dan $30.480 \ \mathrm{mm} \ (L_2)$, ditunjukkan pada Gambar 9.12. Lebar total struktur atas (W) adalah $10.800 \ \mathrm{mm}$, dan lebar jalan (W_R) adalah $9.730 \ \mathrm{mm}$ dengan ketebalan lapisan permukaan yang akan digunakan sebesar $75 \ \mathrm{mm} \ (d_W)$.

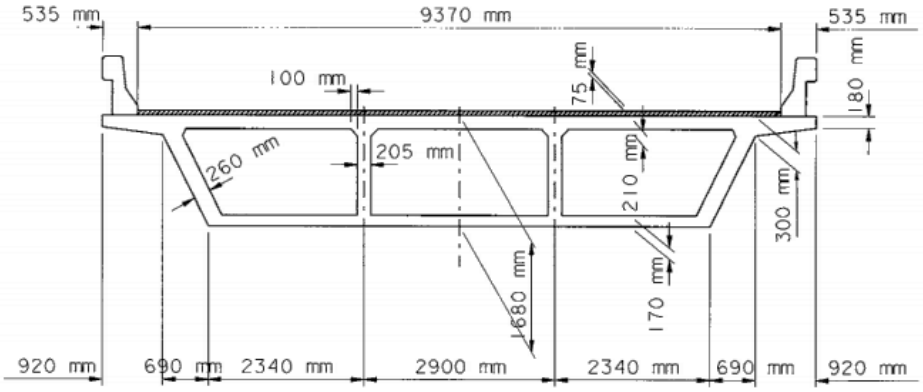
Sifat material diasumsikan sebagai berikut: Kepadatan lapisan permukaan $\rho_w = \ 2250 \ \mathrm{kg/m^3}$; kepadatan beton $\rho_c = 2400 \ \mathrm{kg/m^3}$; kekuatan beton $f_c' = 28 \ \mathrm{MPa}, E_c = 26.750 \ \mathrm{MPa}$; bantuan $f_y = \ 420 \ \mathrm{MPa}, E_s = \ 200.000 \ \mathrm{MPa}$.

Persyaratan

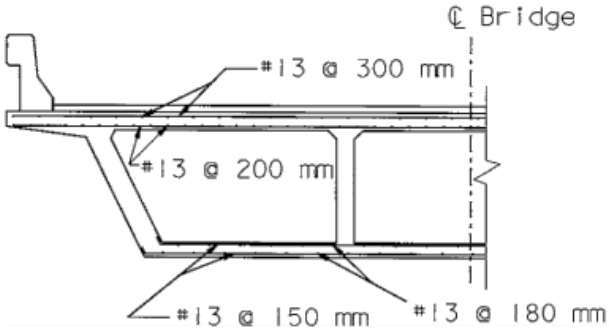
Desain tulangan lentur dan geser untuk balok eksterior berdasarkan AASHTO-LRFD (1994) Batas Kekuatan I, Layanan I (retak dan defleksi), dan Batas Kelelahan.

Solusi

1. **Tentukan Penampang Tipikal (lihat Gambar 9.13)**
   a. *Dimensi penampang:*
   Cobalah dimensi berikut:
   Ketebalan Struktur Keseluruhan, h = 1680 mm
   Panjang efektif, s = 2900 – 205 = 2695 mm
   Kedalaman desain (pelat dek),



Gambar 9.13 Penampang tipikal.



Gambar 9.14 Tulangan pelat.

$$t_{\text{top}} = 210 \text{ mm}$$
$$> \frac{1}{20}(2900 - 205 - 100 \cdot 2) = 124.8 \text{ mm}$$
$$\frac{s}{t_{\text{top}}} = \frac{2695}{210} = 12.8 < 18$$

Kedalaman flensa bawah,

$$t_{\text{top}} = 170 \text{ mm} > 140 \text{ mm}$$
$$> \frac{1}{16}(2900 - 205 - 100 \cdot 2) = 156 \text{ mm}$$

Ketebalan $w_{\text{eb}}, b_{\text{w}} = 205 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$ untuk kemudahan konstruksi

b. *Perkuatan pelat dek:* Prosedur desain pelat detail dibahas dalam Bab 15 buku pegangan ini. Desain pelat untuk contoh ini, menggunakan metode empiris, ditunjukkan pada Gambar 9.14.

2. Hitung Beban Desain

Kasus beban pengendali diasumsikan sebagai Batas Kekuatan I.

a. Beban permanen:
Diasumsikan bahwa berat sendiri balok kotak dan permukaan lapisan aus di masa mendatang didistribusikan secara merata ke setiap balok. Namun, berat rel pembatas didistribusikan hanya ke balok eksterior.
Beban mati balok kotak = $(0{,}000\ 023\ 57)(4\ 938\ 600) = 116{,}4\ N/mm$
Beban mati pembatas beton = $5{,}65(2) = 11{,}3\ N/mm$
Beban mati permukaan lapisan aus di masa mendatang = $(0{,}0000221)(729\ 750) = 16{,}12 \text{ N/mm}$

b. Beban hidup:
   i. Beban hidup kendaraan:
   Truk desain standar (AASHTO 3.6.1.2.2), tandem desain standar (AASHTO 3.6.1.2.3), dan beban lajur desain (AASHTO 3.6.1.2.4) digunakan untuk menghitung efek gaya ekstrem.
   ii. Faktor kehadiran ganda (AASHTO 3.6.1.1.2 dan Tabel AASHTO 3.6.1.1.2-1):
   Jumlah lajur lalu lintas = INT (9730/3600) = 2 lajur
   Faktor kehadiran ganda, m = 1,0
   iii. Tunjangan beban dinamis (AASHTO 3.6.2.1 dan Tabel AASHTO 3.6.2.1-1):
   IM = 15% untuk Batas Kondisi Kelelahan dan Patah
   IM = 33% untuk Batas Kondisi Lainnya

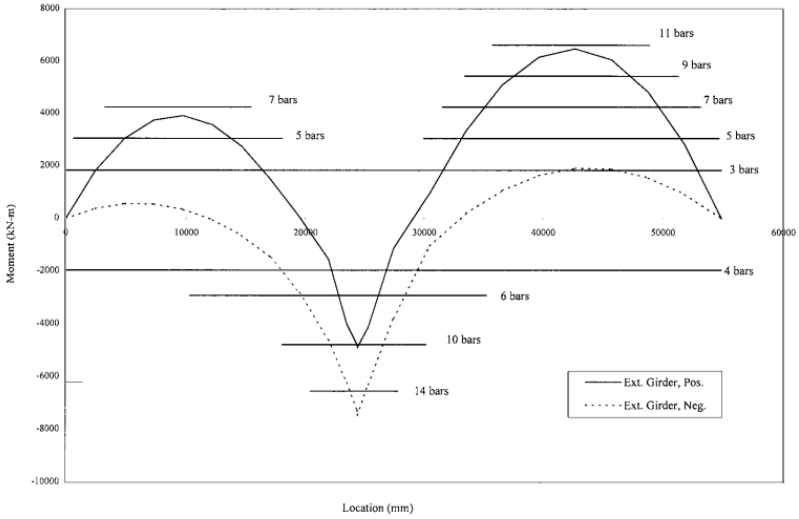
c. Pengubah beban:
Untuk Batas Kondisi Kekuatan:
$\eta_D = 0.95;\ \eta_R = 0.95;\ \eta_I = 1.05;\ and\ \eta = \eta_D\eta_R\eta_I = 0.95$

Untuk Batas Kondisi Layanan:
$\eta_D = 1.0;\ \eta_R = 1.0;\ \eta_I = 1.0;\ and\ \eta = \eta_D\eta_R\eta_I = 1.0$

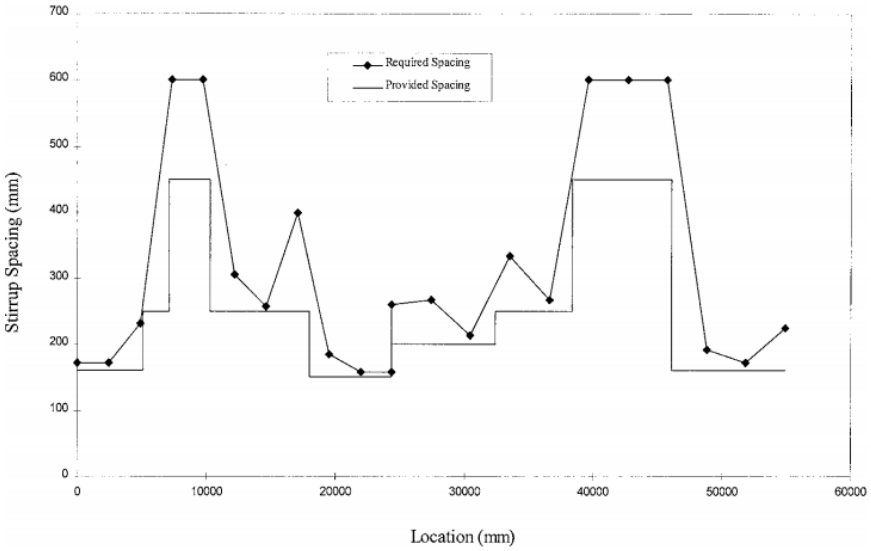
d. Faktor beban:
$\gamma_{DC} = 0.9 \sim 1.25;\ \gamma_{DW} = 0.65 \sim 1.50;\ \gamma_{LL} = 1.75$

e. Faktor distribusi momen dan geser beban hidup (AASHTO 4.6.2.2.1):
   i. Faktor distribusi momen untuk balok luar:
   Untuk Bentang 1 dan Bentang 2:
   $$W_e = \frac{2900}{2} + 1211 = 2661 \text{ mm} < S = 2900 \text{ mm}$$

$$g_M^E = \frac{W_e}{4300} = \frac{2661}{4300} = 0.619$$



Gambar 9.15 Selubung momen desain dan kapasitas momen yang disediakan dengan pemotongan tulangan.



Gambar 9.16 Jarak tulangan geser untuk balok eksterior.

Tabel 9.8 Ringkasan Selubung Momen untuk Balok Eksterior pada Setiap ⅒ Panjang Bentang Bentang 1 dan Bentang 2

Jangkauan	Jarak mm	Beban Momen Tanpa Faktir (kN-m)												Bingkai momen yang difaktrkan (KNm)	
		Beban Jalur Satu Design		Satu Truk		Train Negatif	Bungkus Beban Langsung		Gelahar Eksterior					Gelagar Eksekutif	
		Positif	Negatif	Positif	Negatif		Positif	Negatif	DC	DW	LL (+)	LL (-)		Positif	Negatif
0.0 L_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0
0.1 L_1	2439	216	-55	568	-93	-93	971	-179	607	70	601	-111		1819	378
0.2 L_1	4878	377	-110	955	-187	-187	1647	-359	1005	116	1020	-222		3053	561
0.3 L_1	7317	482	-165	1203	-281	-281	2082	-539	1196	137	1289	-333		3758	553
0.4 L_1	9756	533	-220	1303	-375	-375	2266	-719	1178	135	1403	-445		3923	350
0.5 L_1	12195	528	-275	1278	-468	-469	2228	-897	951	109	1379	-556		3577	-43
0.6 L_1	14634	467	-331	1157	-562	-563	2006	-1078	517	59	1242	-668		2762	-632

0.7 L_1	17073	352	-386	912	-656	-657	1565	-1258	-126	-15	969	-779	1494	-1466
0.8 L_1	19512	181	-441	570	-750	-751	939	-1439	-976	-113	581	-890	62	-2800
0.9 L_1	21951	38	-580	220	-844	-1055	331	-1785	-2035	-234	205	-1105	-1545	-4587
0.96 L_1	23414	-216	-748	29	-903	-1396	-177	-2344	-2810	-324	-110	-1451	-3981	-6211
1.0 L_1	24390	-326	-878	0	-938	-1616	-326	-2725	-3303	-380	-202	-1686	-4799	-7267
0.0 L_2	24390	-281	-904	0	-1059	-1643	-281	-2780	-3400	-392	-174	-1721	-4885	-7457
0.03 L_2	25304	-273	-754	0	-868	-1433	-273	-2394	-2835	-327	-169	-1482	-4112	-6295
0.1 L_2	27438	41	-466	224	-527	-960	339	-1569	1597	-184	210	-971	-1130	-3772
0.2 L_2	30486	202	-234	640	-468	-468	1053	-856	-119	-14	652	-530	974	-1042
0.3 L_2	33534	470	-196	1072	-410	-410	1896	-741	1035	119	1173	-459	3349	195
0.4 L_2	36582	662	-168	1403	-351	-351	2528	-635	1862	214	1565	-393	5118	1071
0.5 L_2	39630	768	-140	1591	-293	-293	2884	-530	2365	272	1785	-328	6163	1645
0.6 L_2	42678	787	-112	1640	-234	-234	2968	-423	2543	292	1837	-262	6490	1919
0.7 L_2	45726	720	-84	1532	-176	-176	2758	-318	2395	275	1707	-197	6073	1890
0.8 L_2	48774	566	-56	1210	-117	-117	2175	-212	1922	221	1347	-131	4835	1562
0.9 L_2	51822	326	-28	708	-59	-59	1268	-106	1123	129	785	-66	2822	930
1.0 L_2	54870	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 9.9 Ringkasan Selubung Geser pada Setiap 1/10 Bentang 1 dan Bentang 2

Jangkauan	Jarak mm	Beban Momen Tanpa Faktir (kN-m)											Bingkai momen yang difaktrkan (KNm)	
		Beban Jalur Satu Design		Satu Truk		Train Negatif	Bungkus Beban Langsung		Gelahar Eksterior				Gelagar Eksekutif	
		Positif	Negatif	Positif	Negatif		Positif	Negatif	DC	DW	LL (+)	LL (-)	Positif	Negatif
0.0 L_1	0	100	-23	272	-38	0	100	-23	292	34	353	-56	981	176
0.1 L_1	2439	77	-23	233	-38	2439	77	-23	206	24	296	-56	770	97
0.2 L_1	4878	55	-23	195	-38	4878	55	-23	120	14	240	-56	562	18
0.3 L_1	7317	32	-23	159	-70	7317	32	-23	36	4	186	-89	358	-115
0.4 L_1	9756	9	-23	124	-105	9756	9	-23	-50	-6	133	-124	175	-274
0.5 L_1	12195	-13	-36	92	-143	12195	-13	-36	-136	-16	84	-173	14	-471
0.6 L_1	14634	-23	-59	64	-178	14634	-23	-59	-221	-26	48	-226	-126	-675
0.7 L_1	17073	-23	-81	41	-212	17073	-23	-81	-306	-35	24	-278	-243	-875
0.8 L_1	19512	-23	-104	23	-243	19512	-23	-104	-391	-45	6	-327	-353	-1072
0.9 L_1	21951	-23	-127	8	-271	21951	-23	-127	-477	-55	-9	-373	-660	-1264
1.0 L_1	24390	-23	-149	0	-295	24390	-23	-149	-563	-65	-16	-414	-787	-1449
0.0 L_2	24390	171	9	299	0	24390	171	9	645	74	442	6	1606	882
0.1 L_2	27438	143	9	277	-3	27438	143	9	539	62	383	4	1365	734
0.2 L_2	30486	115	9	250	-15	30486	115	9	432	50	335	-8	1141	386
0.3 L_2	33534	86	9	220	-38	33534	86	9	325	38	284	-31	910	249
0.4 L_2	36582	58	9	186	-59	36582	58	9	218	25	229	-52	675	115
0.5 L_2	39630	30	9	149	-87	39630	30	9	112	13	171	-80	435	-30
0.6 L_2	42678	9	-8	111	-119	42678	9	-8	5	1	117	-125	202	-202
0.7 L_2	45726	9	-36	75	-154	45726	9	-36	-102	-12	81	-180	41	-437
0.8 L_2	48774	9	-65	48	-192	48774	9	-65	-209	-24	55	-240	-103	-681
0.9 L_2	51822	9	-93	20	-231	51822	9	-93	-316	-36	27	-300	-248	-925
1.0 L_2	54870	9	-121	19	-272	54870	9	-121	-422	-49	26	-362	-348	-1171

ii. Faktor distribusi geser untuk balok eksterior:

Jalur Desain	Jangkauan 1	Jangkauan 2
Satu jalur desain dimuat	$g_v^E = \dfrac{0.5(1015+2815)}{\left(\dfrac{\sqrt{5}}{2}\right)(2884)}$	$g_v^E = \dfrac{0.5(1015+2815)}{\left(\dfrac{\sqrt{5}}{2}\right)(2884)}$
Dua jalur desain atau lebih dimuat	$d_e = 1066 - 535 = 531 < 1500$	$d_e = 1066 - 535 = 531 < 1500$
	$e = 0{,}64 + \dfrac{531}{3800} = 0.78$	$e = 0{,}64 + \dfrac{531}{3800} = 0.78$
	$g_v^E = 0.78\left(\dfrac{2900}{2200}\right)^{0.9}\left(\dfrac{1680}{24.385}\right)^{0.1} = 0.765$	$g_v^E = 0.78\left(\dfrac{2900}{2200}\right)^{0.9}\left(\dfrac{1680}{24.385}\right)^{0.1} = 0.749$
Aturan	0.765	0.765

f. Amplop momen dan amplop geser yang difaktorkan:
Amplop momen dan geser untuk balok eksterior, yang belum difaktorkan dan yang telah difaktorkan berdasarkan Batas Kondisi Kekuatan I, tercantum dalam Tabel 9.8 dan 9.9. Gambar 9.15 dan 9.16 menunjukkan diagram amplop untuk momen dan geser berdasarkan Batas Kondisi Kekuatan I, masing-masing.

3. Desain Lentur

a. Tentukan lebar flensa efektif:

i. Flensa tekan efektif untuk momen positif: *Bentang 1:*
Untuk balok interior,

$$b_{\text{top}}^{I} = \text{yang terkecil dari} \begin{cases} \frac{1}{4}L_{\text{I,eff}} = \frac{1}{4}(0.65)(24.390) = 3963 \text{ mm} \\ 12\ t_{\text{top}} + b_w = 12(210) + (205) = 2725 \text{ mm} \\ \text{Jarak rata} - \text{rata antar balok yang berdekatan} = 2900 \text{ mm} \end{cases}$$

Untuk balok eksterior,

$$b_{\text{top}}^{E} = \frac{1}{2}b_{top}^{I} \text{ yang terkecil dari} \begin{cases} \frac{1}{8}L_{\text{I,eff}} = \frac{1}{8}(0.65)(24.390) = 1982 \text{ mm} \\ 6\ t_{\text{top}} + \frac{1}{2}b_w = 6(210) + \frac{1}{2}(291) = 1405 \text{ mm} \\ lebar\ bagian\ yang\ menjorok = 920 + \frac{291}{2} = 1065\ mm \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2}(2724) + 1065 = 2427 \text{ mm}$$

Bentang 2: Lebar flensa efektif untuk Bentang 2 ternyata sama dengan lebar flensa pada Bentang 1.

ii. Flensa tekan efektif untuk momen negatif: Bentang 1:
Untuk balok interior,

$$b_{\text{top}}^{I} = \text{yang terkecil dari} \begin{cases} \frac{1}{4}L_{\text{I,eff}} = \frac{1}{4}[(0.5)(24.390) + (0,25)(30.480)] = 4954 \text{ mm} \\ 12\ t_{\text{top}} + b_w = 12(170) + (205) = 2245 \text{ mm } (Aturan) \\ \text{jarak rata} - \text{rata antar balok yang berdekatan} = 2900 \text{ mm} \end{cases}$$

Untuk balok eksterior,

$$b_{\text{top}}^{E} = \frac{1}{2}b_{top}^{I} \text{ yang terkecil dari} \begin{cases} \frac{1}{8}L_{\text{I,eff}} = \frac{1}{8}[(0.5)(24.390) + (0.25)(30.480)] = 2477 \text{ mm} \\ 6\ t_{\text{top}} + \frac{1}{2}b_w = (6)(210) + \frac{1}{2}(291) = 1166 \text{ mm} \\ lebar\ bagian\ yang\ menjorok = 0 + \frac{291}{2} = 146 \text{ mm} \end{cases}$$

$$= \frac{1}{2}(2245) + 146 = 1268 \text{ mm}$$

Bentang 2: Lebar flensa efektif sama dengan yang ada di Bentang 1.

b. Tulangan lentur yang dibutuhkan:

Tulangan yang dibutuhkan dihitung menggunakan Persamaan (9.16) dan (9.17), dengan mengabaikan baja tekan.

Tulangan minimum yang dibutuhkan, berdasarkan Persamaan (9.20), adalah

$$\rho_{min} \geq 0.03\frac{f_c'}{f_y} = 0.03\left(\frac{28}{420}\right) = 0.002$$

$$A_g(\text{Balok eksterior}) = 1.103.530 \text{ mm}^3$$

$$A_{s_{\min}}(\text{Balok eksterior}) = (0.002)(1.103.530) = 2207 \text{ mm}^2$$

Gunakan $A_{s_{\min}} = 2500 \text{ mm}^2$

Tulangan yang dibutuhkan dan disediakan untuk bagian yang terletak pada 1/10 dari setiap interval bentang dan permukaan balok penopang tercantum dalam Tabel 9.10.

Tabel 9.10 Desain Tulangan Penampang untuk Balok Eksterior

		Momen Positif					Momen Negatif				
Bagian	jarak dari Atribut 1	M_u (kN-m)	A_s, diperlukan (mm)	Jumlah Batang Tulangan yang digunakan #36	A_s, (disediakan) (mm²)	ϕM_n, (Disediakan) (kN-m)	M_u (kN-m)	A_s diperlukan (mm²)	Jumlah batang yang digunakan #32	A_s, (Disediakan) (mm²)	ϕM_n, (Disediakan) (kN-m)
0.0 L_1	0	0	0	3	3018	1841	0	0	4	3276	1954
0.1 L_1	2439	1819	2979	3	3018	1841	0	0	4	3276	1954
0.2 L_1	4878	3053	5020	5	5030	3055	0	0	4	3276	1954
0.3 L_1	7317	3758	6194	7	7042	4257	0	0	4	3276	1954
0.4 L_1	9756	3923	6469	7	7042	4257	0	0	4	3276	1954
0.5 L_1	12195	3577	5892	7	7042	4257	43	72	6	4914	2910
0.6 L_1	14634	2762	4537	5	5030	3055	632	1048	6	4914	2910
0.7 L_1	17073	1494	2444	3	3018	1841	1466	2448	6	4914	2910
0.8 L_1	19512	62	101	3	3018	1841	2800	4724	6	4914	2910
0.9 L_1	21951	0	0	3	3018	1841	4587	7848	10	8190	4780
0.96 L_1	23414	0	0	3	3018	1841	6211	10767	14	11466	6544
0.03 L_2	25304	0	0	3	3018	1841	6295	10920	14	11466	6544
0.1 L_2	27438	0	0	3	3018	1841	3772	6412	10	8190	4780
0.2 L_2	30486	974	1590	3	3018	1841	1042	1735	6	4914	2910
0.3 L_2	33534	3349	5512	7	7042	4257	0	0	6	4914	2910
0.4 L_2	36582	5118	8475	9	9054	5449	0	0	4	3276	1954
0.5 L_2	39630	6163	10243	11	11066	6629	0	0	4	3276	1954
0.6 L_2	42678	6490	10799	11	11066	6629	0	0	4	3276	1954
0.7 L_2	45726	6073	10091	11	11066	6629	0	0	4	3276	1954
0.8 L_2	48774	4835	7999	9	9054	5449	0	0	4	3276	1954
0.9 L_2	51822	2822	4637	5	5030	3055	0	0	4	3276	1954
1.0 L_2	54870	0	0	3	3018	1841	0	0	4	3276	1954

c. Tata letak tulangan:

i. Pemotongan tulangan (Bagian 9.4.7):

Panjang perpanjangan pada pemotongan untuk tulangan momen positif, No. 36, adalah

$$\text{yang terkecil dari} \begin{cases} \text{Kedalaman efektif bagian tersebut} = 1625 \text{ mm} \\ 15\ d_b = 537 \text{ mm} \\ \text{0,05 dari panjang bentang} = 0.5(24.390) = 1220 \text{ mm} \end{cases}$$

Berdasarkan Tabel 9.6, panjang susunan batang No. 36 dan No. 32 adalah

I_d dari bar No. 36 = 1600 mm

I_d dari bar No. 32 = 1300 mm

Panjang yang diperpanjang pada titik potong untuk penguatan momen negatif, No. 32, adalah

$$\text{yang terbesar dari} \begin{cases} \text{Kedalaman efektif bagian tersebut} = 1601 \text{ mm} \\ 15\ d_b = 485 \text{ mm} \\ \text{0,05 dari panjang bentang} = 0.5(30.480) = 1524 \text{ mm} \end{cases}$$

Tulangan momen negatif, selain persyaratan pemotongan batang di atas, harus memenuhi Persamaan (9.43). Panjang perpanjangan di luar titik infleksi harus merupakan yang terbesar dari berikut ini:

$$\begin{cases} \text{d} = 1601 \text{ mm } \textit{Aturan untuk Jangkauan I} \\ 12\ d_b = 387.6 \text{ mm} \\ 0.0625 \times (\text{Panjang Bentang yang Jelas}) = (0.0625)(24.390) = 1524 \text{ mm} \\ \text{atau} \quad = (0.0625)(30.480) = 1905 \text{ mm } \textit{Aturan untuk Jangkauan } 2 \end{cases}$$

ii. Distribusi penguatan (Bagian 9.4.2):

$$\frac{1}{10}(\text{panjang bentangan tara} - \text{rata yang bedekatan}) = \frac{1}{10}(30.480)(24.385)$$
$$= 2743 \text{ mm}$$

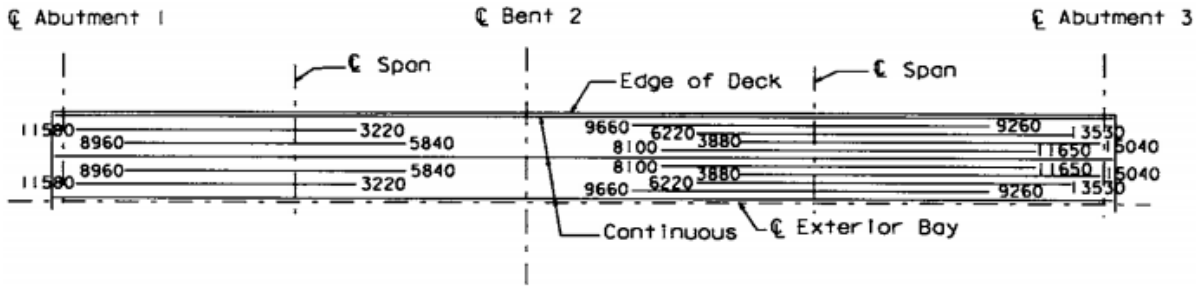
$$b_{\text{top}}^{E} = 2427 \text{ mm} < 2743 \text{ mm}$$

Semua tulangan tarik harus didistribusikan di dalam lebar flensa tarik efektif.

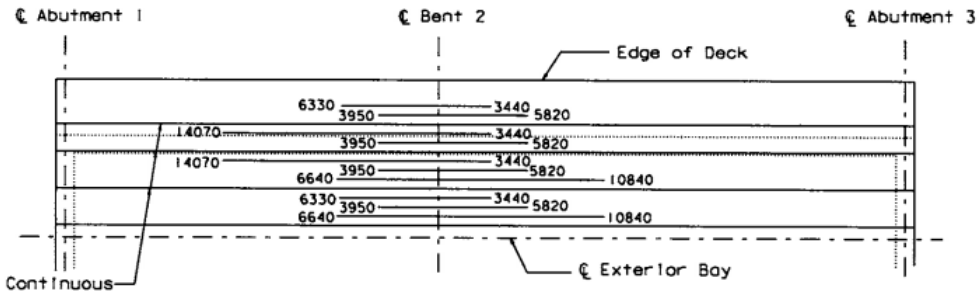
iii. Tulangan samping di web, Persamaan (9.6)

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) = 0.001(1625 - 760) = 0.865 \text{ mm}^2/\text{mm dari berat}$$

$$A_{sk} \leq \frac{A_s}{1200} = \frac{13.462}{1200} = 11.21 \text{ mm}^2/\text{mm dari berat}$$



Gambar 9.17 Tulangan pelat bawah balok eksterior.



Gambar 9.18 Penguatan dek atas balok eksterior.

$A_{sk} = 0{,}865(250) = 216\ \text{mm}^2$ Gunakan No. 19 pada 250 mm di setiap sisi web

Tata letak tulangan untuk pelat bawah dan dek atas balok eksterior ditunjukkan pada Gambar 9.17 dan 9.18, masing-masing. Angka di sebelah batang tulangan menunjukkan panjang batang yang melampaui garis tengah tumpuan atau bentang.

4. Desain Geser

Dari Tabel 9.9, terlihat bahwa permintaan geser maksimum terletak pada penampang kritis di dekat Bent 2 pada Bentang 2.

a. Tentukan penampang kritis di dekat Bent 2 pada Bentang 2:

$A_s = 11.466\ \text{mm}^2, b = 1268\ \text{mm}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{(11.466)(420)}{0{,}85(28)(1268)} = 160\ \text{mm}$$

$$d_v = \text{yang terluas dari} \begin{cases} d_e - \dfrac{a}{2} = 1601 - \dfrac{160}{2} = 1521\ \text{mm} \\ 0.9 d_e = 0.9(1601) = 1441\ \text{mm} \\ 0.72h = 0.72(1680) = 2900\ \text{mm} \end{cases}$$

Bagian kritis berada pada jarak dv dari permukaan penyangga, yaitu jarak antara garis tengah Bent 2 dan bagian kritis $= 600 + 1521 = 2121\ \text{mm} = 0{,}07\ L_2$.

b. Pada bagian di atas, carilah M_u dan V_u, menggunakan interpolasi dari Tabel 9.8 dan 9.9:

$M_u = 3772 + (6295 - 3772)(0.03/0.07) = 4853\ \text{kNm}$

$V_u = 1365 + (1606 - 1365)(0.03/0.1) = 1437\ \text{kNm}$

$$v = \frac{V_u}{\phi_v b_v d_v} = \frac{1437 \cdot (1000)}{(0.9)(291)(1521)} = 3.61\ \text{MPa}$$

$$\frac{v}{f_c'} = \frac{3.61}{28} = 0.129 < 0.25 \quad \text{O.K}$$

c. Tentukan θ dan β, dan jarak tulangan geser yang dibutuhkan:

Coba $\theta = 37.5°, \cot\theta = 1.303, A_s = 11.466\ \text{mm}^2, E_C = 200\ \text{GPa}$, dari Persamaan (9.24).

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{4.853.000}{1521} + 0.5(1437)(1.303)}{200(11.466)} = 1.80 \times 10^{-3}$$

Dari Gambar 9.6, kita peroleh $\theta = 37.5°$, yang sesuai dengan asumsi.
Gunakan $\theta = 37.5°$, $\beta = 1.4$, dari Persamaan (9.25)

$$v_s = \frac{1437}{0.9} - 0.083(1.4)\sqrt{28}(291)(1521) \times 10^{-3} = 1325 \text{ kN}$$

Gunakan tulangan No. 16, $A_v = 199(2) = 398 \text{ mm}^2$, dari Persamaan (9.26)

$$\text{Jarak yang dibutuhkan, s} \leq \frac{(398)(420)(1521)}{1325 \times 10^3}(1303) = 250 \text{ mm}$$

d. Tentukan jarak maksimum yang dibutuhkan:
$Catat\ bahwa\ V_u = 1437\ kN > 0.1\ f_c' b_v' d_v = 0.1(28)(1521) \times 10^{-3} = 1239 \text{ kN}$
Dari persamaan (9.27) dan (9.29)

$$s_{\max} = \text{yang terkecil dari} \begin{cases} \dfrac{(398)(420)}{0.083\sqrt{28}(291)} = 1521 \text{ mm} \\ 0.4(1521) = 608 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \qquad \text{Aturan} \end{cases}$$

$$\text{Gunakan } s = 250 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

e. Periksa kecukupan tulangan memanjang, menggunakan Persamaan (9.30):
$A_s f_y = (11\ 466)(420) = 4\ 815\ 720 \text{ N}$

$$\frac{M_u}{d_v \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5V_s\right)\cot\theta = \frac{4853 \times 10^6}{(1521)(0.9)} + \left(\frac{1437 \times 10^3}{0.9} - 0.5(1325 \times 10^3)\right)(1303)$$
$$= 4\ 762\ 401\ N < A_s F_y \quad \text{O.K.}$$

Dengan menggunakan prosedur di atas, tulangan geser, yaitu sengkang pada badan balok, untuk setiap penampang dapat diperoleh. Gambar 9.16 menunjukkan tulangan geser yang dibutuhkan dan disediakan pada balok luar untuk kedua bentang.

5. Pemeriksaan Kontrol Retak

Untuk tujuan ilustrasi, kita memilih penampang yang terletak di tengah bentang 1 dalam contoh ini, yaitu pada 0,5 L_1

a. Periksa apakah bagian tersebut retak:
Momen beban layanan

$$\begin{aligned} M_{pos} &= (1.0)(M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM}) \\ &= (1.0)(951 + 109 + 1379) \\ &= 2439 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Modulus patahan

$f_r = 0.63\sqrt{f_c'} = 0.63\sqrt{28} = 3.33 \text{ MPa}, 0.8\, f_r = 2.66 \text{ MPa}$
$b_{top} = 2427 \text{ mm}, b_{bot} = 1268 \text{ mm}, mengandung$
$I_g = 4.162 \times 10^{11} \text{ mm}^4, \qquad \bar{y} = 655 \text{ mm}$

di mana $\bar{y}$ adalah jarak dari serat beton yang paling tertekan ke sumbu netral.

$$S = \frac{I_g}{(d - \bar{y})} = \frac{4.162 \times 10^{11}}{(1680 - 655)} = 4.06 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

Bagian tersebut retak.

b. *Hitung tegangan tarik tulangan:*
Dengan asumsi sumbu netral terletak di web, maka terapkan Persamaan (9.31) sampai (9.34)
Dengan $A_s = 7042 \text{ mm}^2, A_s' = 0, \text{and } \beta_1 = 0.85, \text{solve for } x$
$x = 239 \text{ mm} > h_f = b_{\text{top}} = 210 \text{ mm} \quad \text{O. K.}$
Dari persamaan (9.35), diperoleh

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(2427)(239)^3 - \frac{1}{3}(2427)(291)^3 + 7(7042)(1625 - 239)^2$$
$$= 1057 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

dan dari Persamaan (9.38), tegangan tarik pada tulangan memanjang adalah

$$f_s = \frac{7(2439 \times 10^6)(1625 - 239)}{1.057 \times 10^{11}} = 224 \text{ MPa}$$

c. Tegangan yang diizinkan dapat diperoleh dengan menggunakan Persamaan (9.5), dengan $Z = 30\,000$ untuk paparan sedang dan $d_c = 50\ mm$

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c/A)^{\frac{1}{3}}} = \frac{30.000}{\left(\frac{(50)(50 \cdot 2 \cdot 1268)}{7}\right)^{1/3}} = 310 \text{ MPa} > 0.6\, f_y = 252 \text{ MPa}$$

Gunakan $f_{sa} = 252 \text{ MPa} > f_s = 223 \text{ MPa} \qquad \text{O. K.}$
Bagian-bagian lainnya dapat diperiksa dengan mengikuti prosedur yang sama seperti yang dijelaskan di atas.

6. Periksa Batas Lendutan

Berdasarkan Batas Kondisi Layanan, kita dapat menghitung I_e untuk penampang pada ⅒ dari interval panjang bentang. Sebagai ilustrasi, misalkan penampang berada pada $0{,}4\ L_2$
Faktor distribusi lendutan $= (jumlah\ lajur\ desain)/(jumlah\ balok\ penopang) = 2/4 = 0{,}5$ Perhatikan bahwa $b_{top} = 2424 \text{ mm}, t_{top} = 210 \text{ mm}, b_w = 291 \text{ mm}, h = 1680 \text{ mm}, d = 1625 \text{ mm}, b_{\text{bot}} = 1268 \text{ mm}, t_{bot} = 170 \text{ mm}$, dan mengabaikan baja tekan $A_g = (2427)(210) + (1680 - 210 - 170)(291) + (1268)(170) = 1.103.530 \text{ mm}^2$

$$y_t = \left[\frac{(509.670)\left(1680 - \frac{210}{2}\right) + (378.300)\left(170 + \frac{1300}{2}\right) + (215.560)\left(\frac{170}{2}\right)}{1.103.530}\right] = 1025 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12}(2427)(210)^3 + (509.670)(550)^2 + \frac{1}{12}(291)(1.300)^3 + (378.300)(205)^2 + \frac{1}{12}(1268)(170)^3 + (215.560)(940)^2 = 4.16 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} = (3.33)\frac{4.16 \times 10^{11}}{1025} = 1.35 \times 10^9 \text{ N mm}$$

Gunakan persamaan (9.31) hingga (9.35) untuk menyelesaikan x dan I_{cr}, dengan $A_s = 9054 \text{ mm}^2$ dan $A'_s = 0$, kita peroleh

$$x = 272 \text{ mm}, \quad I_{cr} = 1.32 \times 10^{11}\ mm^4$$

Dari Tabel 9.8:

$$M_a = 1862 + 214 + (0.5)(1.565) = 2.859 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{1.35 \times 10^9}{2.86 \times 10^9} = 0.47$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} = (0.47)^3(4.16 \times 10^{11}) + [1 - (0.47)^3](1.32 \times 10^{11}) = 1.61 \times 10^{11}$$

Perhitungan di atas dapat diulang untuk mendapatkan I_e untuk bagian lain. Diasumsikan bahwa defleksi maksimum terjadi di tempat momen lentur maksimum berada. Untuk lebih berhati-hati, nilai I_e minimum digunakan untuk menghitung defleksi.

$$\Delta_{\max} = \begin{cases} 19 \text{ mm}, & Truck\ Load \\ 13 \text{ mm}, & Lane + 25\%\ of\ truck\ Load \end{cases} < \frac{L_2}{800} = \frac{30.480}{800} = 38 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

7. Periksa Batas Kondisi Kelelahan

Sebagai ilustrasi, periksa tulangan bawah untuk penampang di 0,7 L_1. Untuk momen positif pada penampang ini, $A_s = 4024 \text{ mm}^2$, $A'_s = 4095 \text{ mm}^2$, $d = 1625\ mm$, dan $d' = 79$ mm.

Perhatikan bahwa momen positif maksimum akibat truk yang ditugaskan adalah 757 kNm, sedangkan momen negatif terbesar adalah 598 kNm.

$M_{\min}$ akibat beban kelelahan $= 0.75(0.619)(757)(1 + 0.15) = 404$ kNm

Gunakan persamaan (9.31) sampai (9.35) dan (9.38) untuk mendapatkan tegangan tarik maksimum pada tulangan dasar utama sebagai

$f_{\max} = 64$ MPa

Momen negatif pada bagian ini adalah

$M_{\min}$ akibat beban kelelahan $= 0.75(0.619)(-598)(1 + 0.15) = -319$ kNm

Dengan menggunakan persamaan (9.31) hingga (9.35) dan (9.38), dengan $A_s = 4095\ \mathrm{mm}^2$, $A_s' = 4024\ \mathrm{mm}^2, d = 1601\ \mathrm{mm}$, dan $d' = 55\ \mathrm{mm}$, kita peroleh tegangan tekan maksimum pada tulangan dasar utama sebagai berikut:
$f_{\min} = -7.0$ MPa

Dengan demikian, rentang tegangan untuk kelelahan
$f_{\max} - f_{\min} = 64 - (-7.0) = 71$ MPa

Dari persamaan (9.9), rentang tegangan yang diperbolehkan
$f_{\mathrm{r}} = 145 - 0.33(-7.0) + 55(0.3) = 164\ \mathrm{MPa} > 71\ \mathrm{Mpa}$ O.K.

Bagian lain dapat diperiksa dengan cara yang sama seperti yang dijelaskan di atas. Tujuan dari contoh di atas terutama untuk mengilustrasikan prosedur desain untuk tulangan lentur dan geser untuk balok. Perlu dicatat bahwa, dalam kenyataan, kasus beban yang mengendalikan mungkin bukan Batas Kekuatan; oleh karena itu, semua kasus beban yang ditentukan dalam AASHTO harus diselidiki untuk desain yang lengkap. Perlu juga dicatat bahwa desain balok interior dapat dicapai dengan mengikuti prosedur serupa yang dijelaskan di sini.

BAB 10
JEMBATAN BETON PRATEGANG

10.1 PENDAHULUAN

Struktur beton prategang, menggunakan material berkekuatan tinggi untuk meningkatkan kemampuan layanan dan daya tahan, Jembatan beton prategang merupakan alternatif menarik untuk jembatan bentang panjang, dan telah digunakan di seluruh dunia sejak tahun 1950-an. Bab ini hanya berfokus pada jembatan beton prategang konvensional. Jembatan beton segmental akan dibahas di Bab 11.

Material

1. **Beton**

   Kekuatan tekan silinder 28 hari (f_c') beton 28 hingga 56 MPa paling umum digunakan di Amerika Serikat. Namun, kekuatan awal yang lebih tinggi seringkali dibutuhkan, baik untuk metode pracetak cepat yang digunakan di pabrik produksi atau untuk pelepasan bekisting yang cepat dalam metode pengecoran di tempat. Modulus elastisitas beton dengan kepadatan antara 1440 dan 2500 kg/m^3 dapat dianggap sebagai

$$E_c = 0.043\, w_c \sqrt{f_c'} \tag{10.1}$$

   di mana w_c adalah densitas beton (kg/m^3). Rasio Poisson berkisar dari 0,11 hingga 0,27, tetapi 0,2 sering diasumsikan.

   Modulus patahan beton dapat diambil sebagai:

$$f_r = \begin{cases} 0.63\sqrt{f_c'} & \text{untuk beton berat normal lentur} \\ 0.52\sqrt{f_c'} & \text{untuk pasir - beton ringan lentur} \\ 0.44\sqrt{f_c'} & \text{untuk semua - beton ringan lentur} \\ 0.1 f_c' & \text{untuk ketegangan langsung} \end{cases} \tag{10.2}$$

   Penyusutan beton adalah perilaku material yang bergantung pada waktu dan terutama bergantung pada campuran beton, kondisi kelembaban, dan metode pengawetan. Regangan penyusutan total berkisar dari 0,0004 hingga 0,0008 selama masa pakai beton dan sekitar 80% dari ini terjadi pada tahun pertama. Untuk beton yang diawetkan dengan kelembaban dan tanpa agregat yang rentan terhadap penyusutan, regangan akibat penyusutan ε_{sh}.

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35+t}\right) 0.51 \times 10^{-3} \tag{10.3}$$

$$K_s = \left[\frac{\dfrac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\dfrac{t}{45 + t}}\right]\left[\frac{1064 - 3.7(V/S)}{923}\right] \tag{10.4}$$

di mana t adalah waktu pengeringan (hari); k_s adalah faktor ukuran dan k_h adalah faktor kelembaban dapat didekati dengan $K_n = (140 - H)/70$ untuk $H < 80\%$; $K_n = 3(100 - H)/70$ untuk $H \geq 80\%$; dan V/S adalah rasio volume terhadap luas permukaan. Jika beton yang diawetkan dengan kelembapan terpapar pengeringan sebelum 5 hari pengawetan, penyusutan yang ditentukan oleh Persamaan (10.3) harus ditingkatkan sebesar 20%.

Untuk beton yang diawetkan dengan uap air dan tanpa agregat yang rentan terhadap penyusutan:

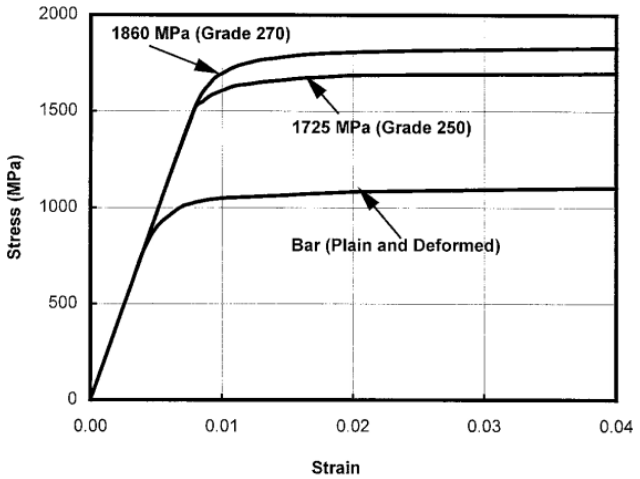
$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55 + t}\right) 0.56 \times 10^{-3} \tag{10.5}$$

Per creepan beton adalah deformasi inelastis yang bergantung pada waktu di bawah beban berkelanjutan dan terutama bergantung pada kematangan beton pada saat pembebanan. Regangan creep total umumnya berkisar antara 1,5 hingga 4 kali deformasi "sesaat". Koefisien creep dapat diperkirakan sebagai:

$$\psi(t, t_1) = 3.5 K_c K_f \left(1.58 - \frac{H}{120}\right) t_i^{-0.118} \frac{(t - t_i)^{0.6}}{10 + (t - t_i)^{0.6}} \tag{10.6}$$

$$K_f = \frac{62}{42 + f_c'} \tag{10.7}$$

$$k_s = \left[\frac{\dfrac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\dfrac{t}{45 + t}}\right]\left[\frac{1.8 + 1.7726e^{-0.0213(V/S)}}{2.587}\right] \tag{10.8}$$



Gambar 10.1 Kurva tegangan-regangan tipikal untuk baja prategang.

di mana H adalah kelembaban relatif (%); t adalah kematangan beton (hari); t_i adalah umur beton saat beban pertama kali diterapkan (hari); K_c adalah faktor pengaruh rasio volume terhadap luas permukaan; dan K_f adalah faktor pengaruh kekuatan beton. Per creep, penyusutan, dan modulus elastisitas juga dapat diperkirakan sesuai dengan Kode Mode CEB-FIP.

2. **Baja untuk Prategang**

Untaian tujuh kawat tanpa lapisan yang telah dihilangkan tegangannya (AASHTO M203 atau ASTM A416), atau untaian tujuh kawat relaksasi rendah dan batang berkekuatan tinggi tanpa lapisan (AASHTO M275 atau ASTM A722) umumnya digunakan pada jembatan beton prategang. Tulangan prategang, baik kawat, untaian, atau batang, juga disebut tendon. Sifat-sifat baja prategang ditunjukkan pada Tabel 10.1.

Tabel 10.1 Sifat-sifat Kawat dan Batang Prategang

Material	Grade dan Type	Diameter (mm)	Kekuatan Tarik f_{pu} (MPa)	Kekuatan Luluh f_{py} (MPa)	Modulus Elastisitas E_p (MPa)
Untai	1725 MPa (Grade 250)	6.35-15.24	1725	80% dari f_{pu} kecuali 90% dari f_{pu} untuk untaian relaksasi rendah	197.000
	1860 MPa (Grade 270)	10.53-15.24	1860		
Batang	Type 1, Plain	19 to 25	1035	85% dari f_{pu}	207.000
	Type 2, Deformed	15 to 36	1035	80% dari f_{pu}	

Kurva tegangan-regangan tipikal untuk baja prategang ditunjukkan pada Gambar 10.1. Kurva ini dapat didekati dengan persamaan berikut:

Untuk Grade 250:

$$f_{ps} = \begin{cases} 197.000\ \varepsilon_{ps} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} \leq 0.008 \\ 1710 - \dfrac{0.4}{\varepsilon_{ps} - 0.006} < 0.98\ f_{pu} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} > 0.008 \end{cases} \quad (10.9)$$

Untuk Kelas 270:

$$f_{ps} = \begin{cases} 197.000\ \varepsilon_{ps} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} \leq 0.008 \\ 1848 - \dfrac{0.517}{\varepsilon_{ps} - 0.0065} < 0.98\ f_{pu} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} > 0.008 \end{cases} \quad (10.10)$$

Untuk Bar:

$$f_{ps} = \begin{cases} 207.000\ \varepsilon_{ps} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} \leq 0.004 \\ 1020 - \dfrac{0.192}{\varepsilon_{ps} - 0.003} < 0.98\ f_{pu} & \text{Untuk } \varepsilon_{ps} > 0.004 \end{cases} \quad (10.11)$$

3. **Komposit Canggih untuk Prategang**

Komposit canggih—plastik yang diperkuat serat (FPR) dengan kekuatan tarik tinggi dan ketahanan korosi yang baik bekerja dengan baik pada struktur beton

prategang. Penerapan komposit canggih untuk prategang telah diteliti sejak tahun 1950-an. Penelitian ekstensif juga telah dilakukan di Jerman dan Jepang. Jembatan Ulenbergstrasse, sebuah jembatan pelat padat dua bentang (21,3 dan 25,6 m) yang menggunakan 59 tendon fiberglass, dibangun pada tahun 1986 di Jerman. Ini adalah jembatan beton prategang pertama di dunia yang menggunakan tendon komposit canggih.

Kabel dan batang FPR yang terbuat dari serat aramid, kaca, dan karbon yang tertanam dalam resin sintetis memiliki kekuatan tarik maksimum 1500 hingga 2000 MPa, dengan modulus elastisitas berkisar dari 62.055 MPa hingga 165.480 MPa.

Keunggulan utama FPR adalah (1) kekuatan spesifik yang tinggi (rasio kekuatan terhadap massa jenis) sekitar 10 hingga 15 kali lebih besar daripada baja; (2) modulus elastisitas yang rendah sehingga kehilangan prategangan kecil; (3) kinerja yang baik dalam kelelahan; pengujian menunjukkan bahwa untuk CFRP, setidaknya tiga kali amplitudo tegangan yang lebih tinggi dan tegangan rata-rata yang lebih tinggi daripada baja dicapai tanpa kerusakan pada kabel selama lebih dari 2 juta siklus.

Meskipun banyak upaya telah dilakukan untuk mengeksplorasi penggunaan komposit canggih dalam struktur teknik sipil dan biaya komposit canggih telah turun secara signifikan, spesifikasi desain dan konstruksi belum dikembangkan. Masih dibutuhkan waktu bagi para insinyur dan pemilik jembatan untuk menyadari efektivitas biaya dan peningkatan umur pakai yang diperoleh dengan menggunakan komposit canggih dalam struktur teknik sipil.

4. Grout

Untuk konstruksi pasca-tegangan, ketika tendon akan diikat, grout diperlukan untuk mentransfer beban dan melindungi tendon dari korosi. Grout terbuat dari air, pasir, dan semen atau resin epoksi. AASHTO-LRFD mensyaratkan bahwa detail metode perlindungan harus dicantumkan dalam dokumen kontrak. Pembaca dapat merujuk ke Manual Pasca-Tegangan.

Sistem Prategang

Terdapat dua jenis sistem prategang: sistem prategangan dan pasca-tegangan. Sistem prategangan adalah metode di mana untaian ditegangkan sebelum beton ditempatkan. Metode ini umumnya digunakan untuk produksi massal elemen prategangan. Sistem pasca-tegangan adalah metode di mana tendon ditegangkan setelah beton mencapai kekuatan tertentu. Teknik ini sering digunakan dalam proyek dengan elemen yang sangat besar (Gambar 10.2). Keuntungan utama dari prategangan pasca-konstruksi adalah kemampuannya untuk memberi prategangan pada elemen pracetak dan cor di tempat. Prategangan mekanis—pengangkatan dengan dongkrak—adalah metode yang paling umum digunakan dalam struktur jembatan.

Gambar 10.2 Jembatan balok kotak prategang yang sedang dibangun.

10.2 JENIS PENAMPANG

Pelat Berongga

Gambar 10.3a menunjukkan pelat berongga prategang pracetak standar FHWA. Sifat penampang tercantum dalam Tabel 10.2. Meskipun pelat prategang cor di tempat lebih mahal daripada pelat beton bertulang, pelat prategang pracetak ekonomis jika melibatkan banyak bentang. Bentang umum berkisar antara 6 hingga 15 m. Rasio kedalaman struktural terhadap bentang adalah 0,03 untuk bentang sederhana dan kontinu.

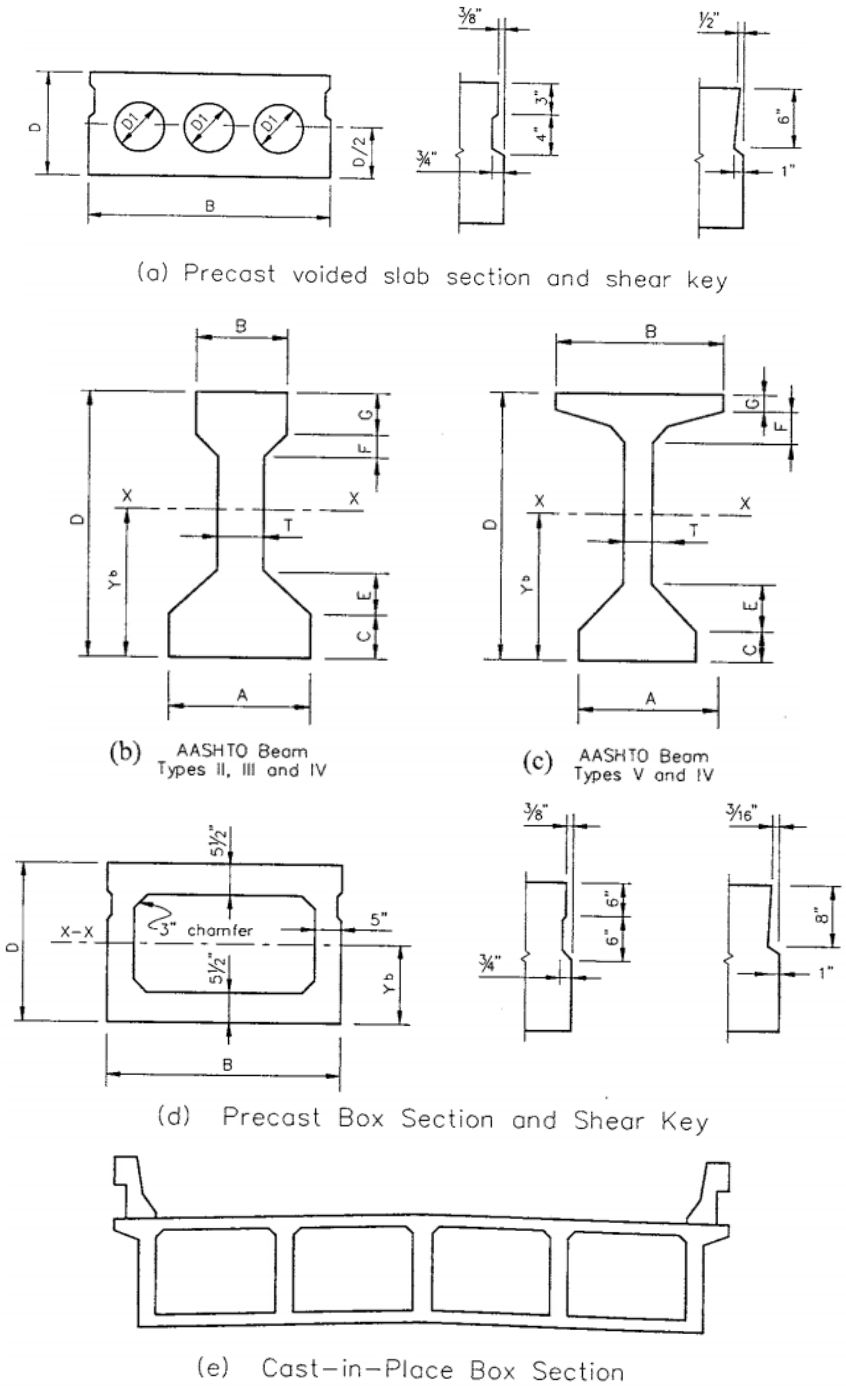
Balok I

Gambar 10.3b dan c menunjukkan balok I standar AASHTO. Sifat penampang diberikan dalam Tabel 10.3. Jenis jembatan ini bersaing dengan baik dengan jembatan balok baja. Bekistingnya rumit, terutama untuk struktur miring. Bagian-bagian ini berlaku untuk bentang 9 hingga 36 m. Rasio kedalaman struktural terhadap bentang adalah 0,055 untuk bentang sederhana dan 0,05 untuk bentang menerus.

Balok Kotak

Gambar 10.3d menunjukkan penampang kotak pracetak standar FHWA. Sifat penampang diberikan pada Tabel 10.4. Penampang ini sering digunakan untuk bentang sederhana lebih dari 30 m dan sangat cocok untuk memperlebar jembatan guna mengendalikan defleksi.

Bentuk balok kotak yang ditunjukkan pada Gambar 10.3e sering digunakan pada jembatan beton prategang cor di tempat. Jarak antar balok dapat diambil sebagai dua kali kedalaman. Jenis ini sebagian besar digunakan untuk bentang 30 hingga 180 m. Rasio kedalaman struktural terhadap bentang adalah 0,045 untuk bentang sederhana, dan 0,04 untuk bentang menerus. Ketahanan torsi yang tinggi dari balok kotak membuatnya sangat cocok untuk penataan lengkung (Gambar 10.4) seperti yang dibutuhkan pada jalan layang.



Gambar 10.3 Penampang melintang tipikal struktur atas jembatan beton prategang.

10.3 KEHILANGAN PRATEGANG

Kehilangan prategang mengacu pada pengurangan tegangan tarik pada tendon. Meskipun kehilangan ini memengaruhi kinerja layanan (seperti kelengkungan, defleksi, dan retak), hal ini tidak berpengaruh pada kekuatan ultimate elemen lentur kecuali jika tendon tidak terikat atau tegangan akhir kurang dari $0{,}5\ f_{pu}$. Namun, perlu dicatat bahwa perkiraan akurat kehilangan prategang lebih relevan pada beberapa elemen beton prategang daripada yang lain. Kehilangan prategang dapat dibagi menjadi dua kategori:

- Kehilangan sesaat termasuk kehilangan akibat angkur (Δf_{pA}), gesekan antara tendon dan material di sekitarnya (Δf_{pF}), dan pemendekan elastis beton (Δf_{pES}) selama tahap konstruksi;
- Kehilangan yang bergantung pada waktu termasuk kehilangan akibat penyusutan (Δf_{pSR}), rangkak (Δf_{pCR}), dan relaksasi baja (Δf_{pR}) selama masa pakai.

Tabel 10.2 Sifat Penampang Pelat Prategang Pracetak Berongga (Gambar 10.3a)

Rentang Rentang, kaki (m)	Dimensi Bagian				Bagian Properti		
	Lebar B masuk. (mm)	Kedalaman D in (mm)	D_1 in (mm)	D_2 in (mm)	A in^2 (mm² 10^6)	1 in^4 (mm² 10^9)	S_x in^3 (mm³ 10^6)
25	48	12	0	0	576	6.912	1,152
(7.6)	(1,219)	(305)	0	0	(0,372)	(2.877)	(18.878)
30~35	48	15	8	8	569	12,897	1,720
(10.1~10.70)	(1,219)	(318)	(203)	(203)	(0,362)	(5.368)	(28.185)
40~45	48	18	10	10	628	21,855	2,428
(12.2~13.7)	(1,219)	(457)	(254)	(254)	(0,405)	(10.097)	(310.788)
50	48	21	12	10	703	34,517	3,287
(15.2)	(1,219)	(533)	(305)	(254)	(0,454)	(1.437)	(53.864)

Tabel 10.3 Sifat-Sifat Penampang Balok I Pracetak Prategang (Gambar 10.3b dan c)

Tipe Balok AASHTO	**Dimensi Penampang, inci (mm)**							
	Kedalaman D	**Lebar Bawah A**	**Lebar Web T**	**Lebar Atas B**	**C**	**E**	**F**	**G**
II	36 (914)	18 (457)	6 (152)	12 (305)	6 (152)	6 (152)	3 (76)	6 (152)
III	45 (1143)	22 (559)	7 (178)	16 (406)	7 (178)	7.5 (191)	4.5 (114)	7 (178)
IV	54 (1372)	26 (660)	8 (203)	20 (508)	8 (203)	9 (229)	6 (152)	8 (203)
V	65 (1651)	28 (711)	8 (203)	42 (1067)	8 (203)	10 (254)	3 (76)	5 (127)
VI	72 (1829)	28 (711)	8 (203)	42 (1067)	8 (203)	10 (254)	3 (76)	5 (127)
	Property Bagian							
	$\boldsymbol{A\ in.^2}$ $(\boldsymbol{mm^2\ 10^b})$	$\boldsymbol{Y_b\ in.}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{I_x\ in.^4}$ $(\boldsymbol{mm^4\ 10^9})$	$\boldsymbol{S_b\ in.^3}$ $(\boldsymbol{mm^4\ 10^6})$	$\boldsymbol{S_t\ in.^3}$ $(\boldsymbol{mm^4\ 10^6})$	**Rentang Bentang, kaki (m)**		
II	369	15.83	50,980	3220	2528	40~45		
	(0.2381)	(402.1)	(21.22)	(52.77)	(41.43)	(12.2~13.7)		
III	560	20.27	125,390	6186	5070	50~65		
	(0.3613)	(514.9)	(52.19)	(101.38)	(83.08)	(15.2~ 110.8)		
IV	789	24.73	260,730	10543	8908	70~80		
	(0.509)	(628.1)	(108.52)	(172.77)	(145.98)	(21.4 ~ 24.4)		
V	1013	31.96	521,180	16307	16791	90~100		
	(0.6535)	(811.8)	(216.93)	(267.22)	(275.16)	(27.4 ~ 30.5)		
VI	1085	36.38	733,340	20158	20588	110~120		
	(0.7)	(924.1)	(305.24)	(330.33)	(337.38)	(33.5~36.6)		

Total kehilangan prategang (Δf_{pT}) bergantung pada metode prategang.

Untuk elemen prategang:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \tag{10.12}$$

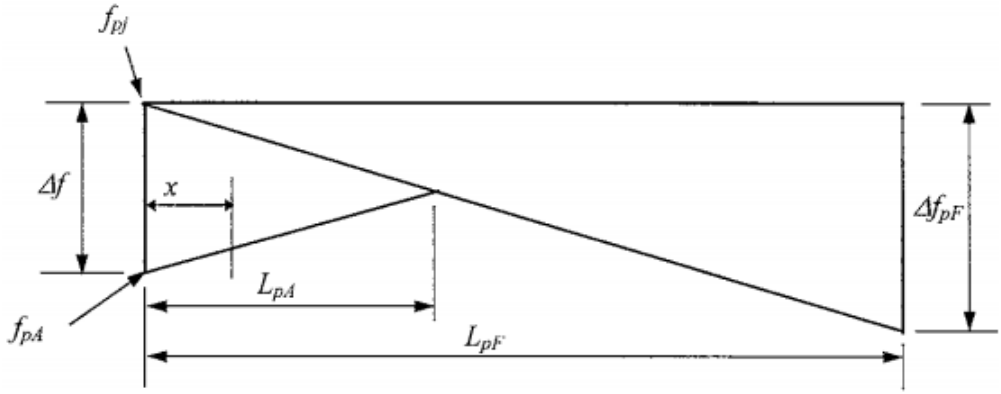
Untuk elemen prategang:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (10.13)$$

Gambar 10.4 Jembatan balok kotak prategang

Tabel 10.4 Sifat-sifat Penampang Kotak Prategang Pracetak (Gambar 10.3d)

Rentang	Dimensi Bagian		Bagian Properti				
Rentang, kaki (m)	Lebar B masuk. (mm)	Kedalaman D in (mm)	A in^2 (mm² 10^6)	Y_b in (mm)	I_x in^4 (mm^4 10^9)	S_b in^3 (mm^3 10^6)	S_t in^3 (mm³ 10^6)
50	48	27	693	13.37	65,941	4,932	4,838
(15.2)	(1,219)	(686)	(0.4471)	(3310.6)	(27.447)	(80.821)	(710.281)
60	48	33	753	16.33	110,499	6,767	6,629
(18.3)	(1,219)	(838)	(0.4858)	(414.8)	(45.993)	(110.891)	(108.63)
21.4	48	39	813	110.29	168,367	8,728	8,524
(21.4)	(1,219)	(991)	(0.5245)	(490)	(70.08)	(143.026)	(1310.68)
80	48	42	843	20.78	203,088	9,773	9,571
(24.4)	(1,219)	(1,067)	(0.5439)	(527.8)	(84.532)	(160.151)	(156.841)



Gambar 10.5 Model kehilangan set angkur.

Tabel 10.5 Koefisien Gesekan untuk Tendon Pasca-Tegangan

Jenis Tendon dan Selubung	Koefisien Goyangan K (1/mm) × (10^{-6})	Koefisien Kelengkungan μ (1/rad)
Tendons pada saluran galvanis kaku dan semi-kaku, untaian tujuh kawat	0.66	0.05 ~ 0.15
Tendon, kawat, dan untaian tujuh kawat yang telah dilumasi sebelumnya	0.98 ~ 6.6	0.05 ~ 0.15
Tendon berlapis mastik, kawat, dan untaian tujuh kawat	3.3 ~ 6.6	0.05 ~ 0.15
Penyimpangan pipa baja kaku	66	$0.25, pelumasan\ diperlukan$

Kerugian Sesaat

1. **Kerugian Set Jangkar**

   Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.5, dengan asumsi bahwa kerugian set jangkar berubah secara linier dalam panjang (L_{pA}), efek set jangkar pada tegangan kabel dapat diperkirakan dengan rumus berikut:

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \left(1 - \frac{x}{L_{pA}}\right) \tag{10.14}$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} \tag{10.15}$$

$$\Delta f = \frac{2\,\Delta f_{pF} L_{pA}}{L_{pF}} \tag{10.16}$$

   di mana ΔL adalah ketebalan set angkur; E adalah modulus elastisitas set angkur; Δf adalah perubahan tegangan akibat set angkur; L_{pA} adalah panjang yang dipengaruhi oleh set angkur; L_{pF} adalah panjang ke titik di mana kehilangan diketahui; dan x adalah jarak horizontal dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan.

2. **Kehilangan Gesekan**

   Untuk elemen prategang, kehilangan gesekan disebabkan oleh efek kelengkungan profil tendon dan penyimpangan lokal dalam efek goyangan profil tendon. AASHTO-LRFD menetapkan rumus berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right) \tag{10.17}$$

   di mana K adalah koefisien gesekan goyangan dan μ adalah koefisien gesekan kelengkungan (lihat Tabel 10.5); x adalah panjang tendon prategang dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan; dan α adalah jumlah nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari ujung dongkrak.

3. Kehilangan Pemendekan Elastis Δf_{pES}

Kehilangan akibat pemendekan elastis dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\Delta f_{pES} = \begin{cases} \dfrac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} & Untuk\ Elemen\ yang\ Tegang \\ \dfrac{N-1}{2N} \dfrac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} & Untuk\ elemen\ prategang \end{cases} \quad (10.18)$$

di mana E_{ci} adalah modulus elastisitas beton pada saat transfer (untuk elemen prategang) atau setelah pengangkatan (untuk elemen pasca-tegang); N adalah jumlah tendon prategang identik; dan f_{cgp} adalah jumlah tegangan beton di pusat gravitasi tendon prategang akibat gaya prategang saat transfer (untuk elemen prategang) atau setelah pengangkatan (untuk elemen pascategang) dan berat sendiri elemen pada penampang dengan momen maksimum. Untuk struktur pascategang dengan tendon terikat, f_{cgp} dapat dihitung pada penampang tengah bentang untuk struktur tumpuan sederhana, pada penampang dengan momen maksimum untuk struktur kontinu.

Kerugian Bergantung Waktu

1. Estimasi Jumlah Tetap

AASHTO-LRFD memberikan estimasi jumlah tetap perkiraan (Tabel 10.6) dari kerugian bergantung waktu Δf_{pTM} yang dihasilkan dari penyusutan dan rangkak beton, dan relaksasi baja prategang. Meskipun penggunaan kerugian jumlah tetap dapat diterima untuk "kondisi paparan rata-rata," untuk kondisi yang tidak biasa, diperlukan estimasi yang lebih akurat.

Tabel 10.6 Estimasi Lump Sum Kerugian Prategang Bergantung Waktu

Jenis Bagian Balok	Tingkat	Untuk Kawat dan Untaian dengan $f_{pu} = 1620, 1725$, atau 1860 MPa	Untuk Batang dengan $f_{pu} = 1000$ atau 1100 MPa
Balok persegi panjang dan pelat padat	Batas atas	$200 + 28$ PPR	$130 + 28$ PPR
	Rata-rata	$180 + 28$ PPR	
Gelagar kotak	Batas atas	$145 + 28$ PPR	100
	Rata-rata	$130 + 28$ PPR	
I-girder	Rata-rata	$230\left[1.0 - 0.15\dfrac{f_c' - 41}{41}\right] + 41$ PPR	$130 + 41$ PPR
Pelat inti berongga Single-T, double-T, dan pelat berongga	Rata-rata	$230\left[1.0 - 0.15\dfrac{f_c' - 41}{41}\right] + 41$ PPR	$230\left[1.0 - 0.15\dfrac{f_c' - 41}{41}\right] + 41$ PPR
	Batas atas	$230\left[1.0 - 0.15\dfrac{f_c' - 41}{41}\right] + 41$ PPR	

Catatan:

1. PPR adalah rasio prategang parsial $= (A_{ps}f_{py})/(A_{ps}f_{py} + A_s f_y)$.
2. Untuk untaian relaksasi rendah, nilai-nilai di atas dapat dikurangi sebesar:
   - 28 MPa untuk balok kotak
   - 41 MPa untuk balok persegi panjang, pelat padat dan balok I, dan
   - 55 MPa untuk pelat T tunggal, T ganda, berongga, dan berlubang.

2. Estimasi yang Lebih Akurat

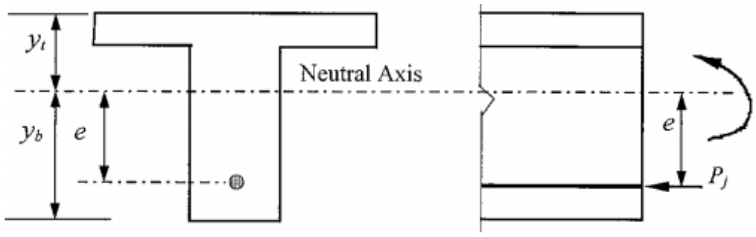
a. *Kerugian Penyusutan*: Kerugian penyusutan dapat ditentukan dengan rumus:

$$\Delta f_{pSR} = \begin{cases} 93 - 0.85\,H, & Untuk\ elemen\ Tegang \\ 11 - 1.03\,H, & Untuk\ Elemen\ Pra-Tegang \end{cases} \quad (10.19)$$

di mana H adalah kelembaban relatif lingkungan rata-rata tahunan (%).

b. *Kehilangan Akibat Perayapan:* Kehilangan akibat perayapan dapat diprediksi dengan:

$$\Delta f_{pCR} = 12 f_{cgp} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (10.20)$$



Gambar 10.6 Penampang elemen beton prategang pada Batas Kondisi Layanan.

di mana Δf_{cgp} adalah tegangan beton di pusat gravitasi baja prategang pada saat transfer, dan Δf_{cdp} adalah perubahan tegangan beton di pusat gravitasi baja prategang akibat beban permanen, kecuali beban yang bekerja pada saat gaya prategang diterapkan.

c. *Kehilangan Relaksasi:* Total kehilangan relaksasi (Δf_{pR}) meliputi dua bagian: relaksasi pada saat transfer Δf_{pR1} dan setelah transfer Δf_{pR2}. Untuk elemen prategang yang awalnya diberi tegangan melebihi 0,5 f_{pu}, AASHTO-LRFD menetapkan:

$$\Delta f_{pR1} = \begin{cases} \dfrac{\log 24t}{10}\left[\dfrac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{pi} & \textit{untuk untaian yang telah dihilangkan tegangannya} \\ \dfrac{\log 24t}{40}\left[\dfrac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right] f_{pi} & \textit{untuk untai relaksasi rendah} \end{cases} \quad (10.21)$$

Untuk untaian yang telah dihilangkan stresnya

$$\Delta f_{pR2} = \begin{cases} 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right) & \textit{untuk Tekanan} \\ 138 - 0.3\Delta f_{pES} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right) & \textit{untuk pasca-tarik} \end{cases} \quad (10.22)$$

di mana t adalah waktu yang diperkirakan dalam hari dari pengujian hingga transfer. Untuk untaian relaksasi rendah, Δf_{pR2} adalah 30% dari nilai-nilai yang diperoleh dari Persamaan (10.22).

10.4 PERTIMBANGAN DESAIN BETON PRATEGANG

Teori Dasar

Dibandingkan dengan beton bertulang, karakteristik pembeda utama beton prategang adalah:

- Tegangan untuk beton dan baja prategang serta deformasi struktur pada setiap tahap, yaitu selama prategangan, penanganan, transportasi, pemasangan, dan masa pakai, serta konsentrasi tegangan, perlu diteliti berdasarkan teori elastis.
- Gaya prategang ditentukan oleh batas tegangan beton di bawah beban layanan.
- Kapasitas lentur dan geser ditentukan berdasarkan teori kekuatan ultimat.

Untuk penampang elemen beton prategang yang ditunjukkan pada Gambar 10.6, tegangan pada berbagai tahap beban dapat dinyatakan dengan rumus berikut:

$$f = \frac{P_j}{A} \pm \frac{P_j e y}{I} \pm \frac{M_y}{I} \tag{10.23}$$

di mana P_j adalah gaya prategang; A adalah luas penampang; I adalah momen inersia; e adalah jarak dari pusat gravitasi ke titik berat kabel prategang; y adalah jarak dari sumbu sentroidal; dan M adalah momen yang diterapkan secara eksternal.

Sifat penampang bergantung pada metode prategang dan tahap pembebanan. Dalam analisis, pedoman berikut mungkin berguna:

- Sebelum pengikatan tendon, untuk elemen pasca-tegangan, penampang bersih harus digunakan secara teoritis, tetapi sifat penampang kotor dapat digunakan dengan toleransi yang dapat diabaikan.
- Setelah pengikatan tendon, penampang yang telah ditransformasikan harus digunakan, tetapi sifat penampang bruto dapat digunakan secara perkiraan.
- Pada tahap beban layanan, sifat penampang yang telah ditransformasikan harus digunakan.

Batas Tegangan

Batas tegangan adalah persyaratan dasar untuk mendesain elemen beton prategang. Tujuan batas tegangan pada tendon prategang adalah untuk mengurangi patahan tendon, untuk menghindari deformasi tendon yang tidak elastis, dan untuk memperhitungkan kehilangan prategang. Tabel 10.7 mencantumkan batas tegangan AASHTO-LRFD untuk tendon prategang.

Tabel 10.7 Batas Tegangan untuk Tendon Prategang

Tipe Tekanan	Metode Pratekan	Jenis Tendon Prategang		
		Batang Baja Kekuatan Tinggi Tanpa Tegangan dan Batang Baja Kekuatan Tinggi Polos	Batang Baja Kekuatan Tinggi dengan Relaksasi Rendah	Batang Baja Kekuatan Tinggi yang Dideformasi
Saat melakukan jacking, f_{pj}	Pra-Tegang	$0.72f_{pu}$	$0.78f_{pu}$	–
	Saat Tegang	$0.76f_{pu}$	$0.80f_{pu}$	$0.75f_{pu}$
Setelah transfer, f_{pt}	Pra-Tegang	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	–
	Pengencangan pasca-pemasangan - pada titik jangkar dan sambungan segera setelah jangkar dipasang.	0.720	$0.70f_{pu}$	$0.66f_{pu}$
	Penegangan pasca-tegangan - umum	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.66f_{pu}$
Pada Batas Pelayanan Bagian f_{pc}	Setelah juga kerugian	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Tabel 10.8 Batas Tegangan Beton Sementara pada Kondisi Pengangkatan sebelum Kehilangan Akibat Per creep dan Penyusutan — Komponen Prategang Penuh

Tipe tekanan	Area Dan Kondisi	Tekanan (MPa)
Kompresif	Prategangan	$0.60\ f'_{ci}$
	Pascategangan	$0.55\ f'_{ci}$
Tarik	Zona tarik pratekan tanpa tulangan terikat	N/A
	Area selain zona tarik pratekan dan tanpa tulangan bantu terikat	$0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38$
	Area dengan tulangan terikat yang cukup untuk menahan 120% gaya tarik pada beton retak yang dihitung berdasarkan penampang yang tidak retak	$0.58\sqrt{f'_{ci}}$
	Penanganan tegangan pada tiang prategang	$0.415\sqrt{f'_{ci}}$

Catatan: Batas tegangan tarik hanya berlaku untuk jembatan non-segmental.

Tabel 10.9 Batas Tegangan Beton pada Kondisi Batas Layanan setelah Semua Kehilangan — Komponen Prategang Penuh

Tekanan	Area dan Kondisi		Tekanan (MPa)
Kompresif	Jembatan nonsegmental pada tahap servis		$0.45\sqrt{f'_c}$
	Jembatan nonsegmental selama pengiriman dan penanganan		$0.60\sqrt{f'_c}$
	Jembatan segmental selama pengiriman dan penanganan		$0.45\sqrt{f'_c}$
Tarik	Zona tarik pratekan dengan asumsi penampang tidak retak	Dengan tendon prategang terikat selain tiang pancang	$0.50\sqrt{f'_c}$
		Terkena kondisi korosif parah	$0.25\sqrt{f'_c}$
		Dengan tendon prategang tidak terikat	*No Tension*

Catatan: Batas tegangan tarik hanya berlaku untuk jembatan non-segmental.

Tujuan dari batasan tegangan pada beton adalah untuk memastikan tidak terjadi tegangan berlebih pada tahap pengangkatan dan setelah pemindahan serta untuk

menghindari retak (prategang penuh) atau untuk mengendalikan retak (prategang sebagian) pada tahap beban kerja. Tabel 10.8 dan 10.9 mencantumkan batasan tegangan AASHTO-LRFD untuk beton. Elemen prategang yang tidak memungkinkan terjadinya retak pada beban kerja disebut elemen prategang penuh, sedangkan yang memungkinkan terjadinya retak disebut elemen prategang sebagian.

Dibandingkan dengan prategang penuh, prategang sebagian dapat meminimalkan kelengkungan, terutama ketika beban mati relatif kecil, serta memberikan penghematan pada baja prategang, pada pekerjaan yang diperlukan untuk menarik, dan pada ukuran angkur ujung dan menggunakan baja lunak yang lebih murah. Di sisi lain, para insinyur harus menyadari bahwa prategang sebagian dapat menyebabkan retak lebih awal dan defleksi yang lebih besar di bawah beban berlebih dan tegangan tarik utama yang lebih tinggi di bawah beban kerja. Tulangan tanpa prategang seringkali dibutuhkan untuk memberikan kekuatan lentur yang lebih tinggi dan untuk mengendalikan keretakan pada elemen prategang sebagian.

Tata Letak Kabel

Kabel adalah sekelompok tendon prategang dan pusat gravitasi dari semua tulangan prategang. Prinsip desain umum adalah bahwa eksentrisitas maksimum tendon prategang harus terjadi di lokasi momen maksimum. Meskipun tendon lurus (Gambar 10.7a) dan tendon multi-lurus yang melengkung (Gambar 10.7b dan c) umum digunakan pada elemen pracetak, tendon lengkung lebih populer untuk elemen pasca-tegangan cor di tempat. Tata letak kabel tipikal untuk struktur atas jembatan ditunjukkan pada Gambar 10.7.

Untuk memastikan bahwa tegangan tarik pada serat beton ekstrem di bawah layanan tidak melebihi batas tegangan kode, amplop tata letak kabel dibatasi. Gambar 10.8 menunjukkan amplop pembatas untuk elemen yang ditopang sederhana. Dari Persamaan. (10.23), tegangan pada serat ekstrem dapat diperoleh

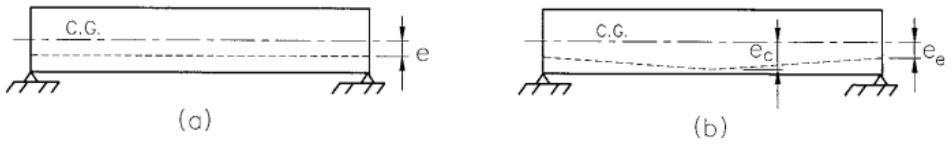
$$f = \frac{P_j}{A} \pm \frac{P_j e C}{I} \pm \frac{MC}{I} \tag{10.24}$$

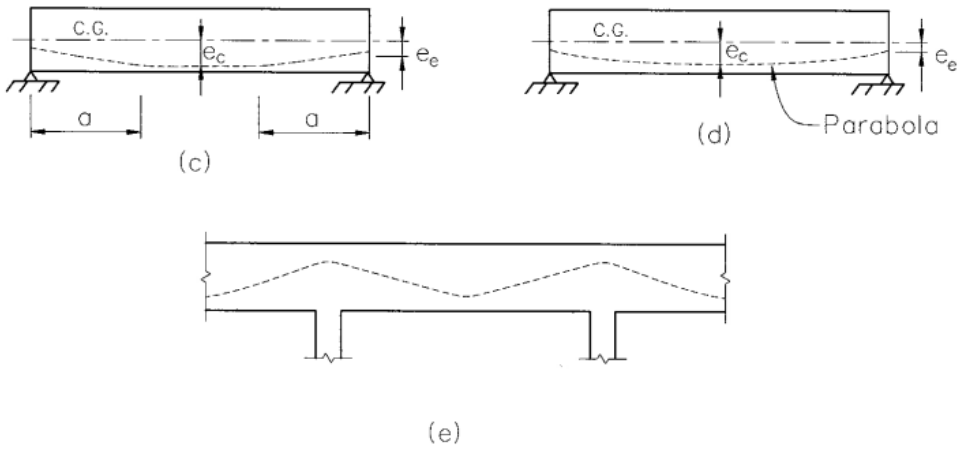
di mana C adalah jarak serat ekstrem atas atau bawah dari pusat gravitasi penampang (y_b atau y_t seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.6).

Jika tidak ada tegangan tarik yang diizinkan, amplop eksentrisitas pembatas dapat diselesaikan dari Persamaan (10.24)

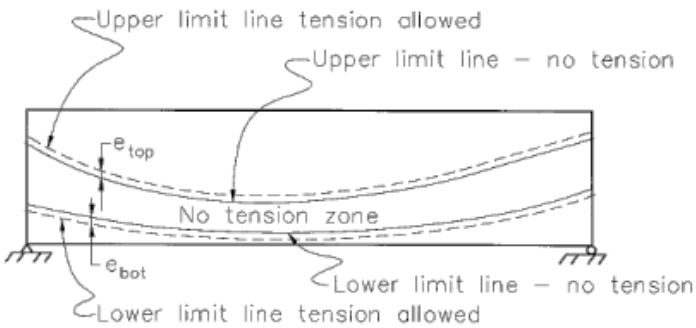
Dengan

$$e_{limit} = \frac{I}{AC} \pm \frac{M}{IP_j} \tag{10.25}$$





Gambar 10.7 Tata letak kabel untuk struktur atas jembatan.



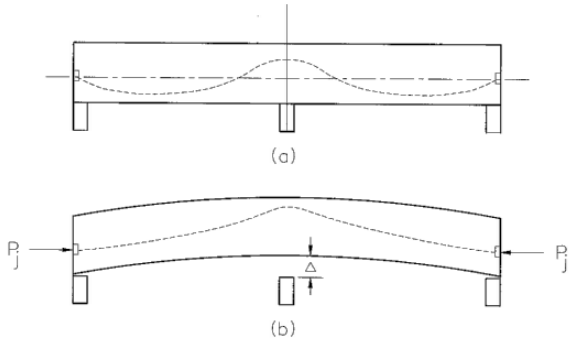
Gambar 10.8 Selubung tata letak kabel.

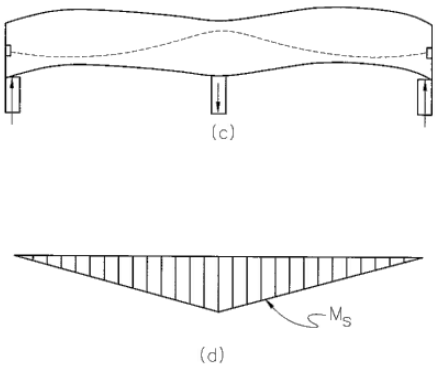
Untuk tegangan tarik terbatas ft, eksentrisitas tambahan dapat diperoleh:

$$e' = \frac{f_t I}{P_j C} \tag{10.26}$$

Momen Sekunder

Momen primer ($M_1 = P_j e$) didefinisikan sebagai momen pada penampang beton yang disebabkan oleh eksentrisitas prategang untuk elemen statis tertentu. Momen sekunder M_s (Gambar 10.9d) didefinisikan sebagai momen yang diinduksi oleh prategang dan kontinuitas struktural pada elemen tak tentu. Momen sekunder dapat diperoleh dengan berbagai metode. Momen yang dihasilkan hanyalah jumlah dari momen primer dan sekunder.





Gambar 10.9 Momen sekunder.

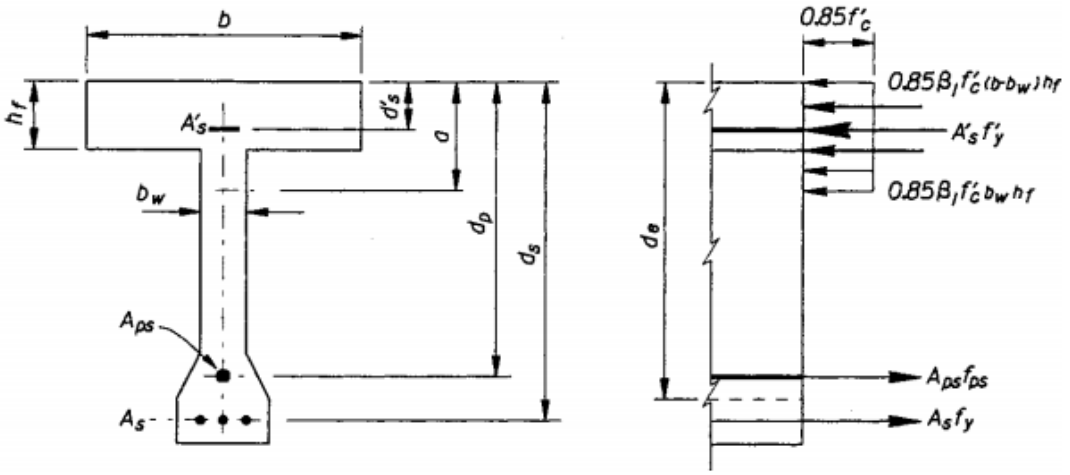
Kekuatan Lentur

Kekuatan lentur didasarkan pada asumsi berikut:

- Untuk elemen dengan tendon terikat, regangan terdistribusi secara linier di seluruh penampang; untuk elemen dengan tendon tidak terikat, total perubahan panjang tendon sama dengan total perubahan panjang elemen pada jarak antara dua titik jangkar.
- Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat tekan ekstrem adalah 0,003.
- Kekuatan tarik beton diabaikan.
- Tegangan beton sebesar $0.85\, f_c'$ didistribusikan secara merata di atas zona tekan ekivalen.
- Tulangan tanpa prategang mencapai kekuatan leleh, dan tegangan yang sesuai pada tendon prategang kompatibel berdasarkan asumsi penampang bidang.

Untuk elemen dengan penampang berflensa (Gambar 10.10) yang dikenai lenturan uniaksial, persamaan keseimbangan digunakan untuk memberikan momen tahan nominal sebesar

$$M_n = A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y\left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A_s' f_y'\left(d_s' - \frac{a}{2}\right) + 0{,}85\, f_c'(b - b_w)\beta_1 h_f\left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \tag{10.27}$$



Gambar 10.10 Penampang berflensa pada kondisi kapasitas momen nominal.

$$a = \beta_1 c \tag{10.28}$$

Untuk tendon yang direkatkan:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - A_s' f_y' - 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w)h_f}{0.85\beta_1 f_c' b_w + kA_{ps}\dfrac{f_{pu}}{d_p}} \geq h_f \tag{10.29}$$

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \tag{10.30}$$

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \tag{10.31}$$

$$0.85 \geq \beta_1 = 0.85 - \frac{(f_c' - 28)(0.05)}{7} \geq 0{,}65 \tag{10.32}$$

di mana A mewakili luas; f adalah tegangan; b adalah lebar permukaan tekan elemen; bw adalah lebar web penampang; h_f adalah kedalaman flensa tekan penampang; d_p dan d_s adalah jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tendon prategang dan ke titik berat tulangan tarik, masing-masing; subskrip c dan y menunjukkan kekuatan yang ditentukan untuk beton dan baja, masing-masing; subskrip p dan s berarti baja prategang dan baja tulangan, masing-masing; subskrip ps, py, dan pu sesuai dengan keadaan kapasitas momen nominal, leleh, dan kekuatan tarik yang ditentukan dari baja prategang, masing-masing; superskrip $'$ mewakili tekan. Persamaan di atas juga dapat digunakan untuk penampang persegi panjang di mana $b_w = b$ diambil.

Untuk tendon yang tidak terikat:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y' - 0.85\beta_1 f_c'(b - b_w)h_f}{0.85\beta_1 f_c' b_w} \tag{10.33}$$

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u E_p \varepsilon_{cu}\left(\frac{d_p}{c} - 1.0\right)\frac{L_1}{L_2} \leq 0.94\, f_{py} \tag{10.34}$$

di mana L_1 adalah panjang bentang yang dibebani atau bentang-bentang yang dipengaruhi oleh tendon yang sama; L_2 adalah panjang total tendon antara jangkar; Ω_u adalah koefisien reduksi ikatan yang diberikan oleh

$$\Omega_u = \begin{cases} \dfrac{3}{L\,/\,d_p} & \textit{untuk pembebanan seragam dan mendekati titik sepertiga} \\ \dfrac{1.5}{L\,/\,d_p} & \textit{untuk pembebanan mendekati titik tengah bentang} \end{cases} \tag{10.33}$$

di mana L adalah panjang bentang.
Batas tulangan maksimum:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \tag{10.36}$$

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \tag{10.37}$$

Batas tulangan minimum:

$$\phi M_n \geq 1.2\ M_{cr} \tag{10.38}$$

di mana ϕ adalah faktor resistensi lentur 1,0 untuk beton prategang dan 0,9 untuk beton bertulang; M_{cr} adalah kekuatan momen retak yang diberikan oleh distribusi tegangan elastis dan modulus patahan beton.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}\left(f_r + f_{pe} - f_d\right) \tag{10.39}$$

di mana f_{pe} adalah tegangan tekan pada beton akibat prategang efektif; dan f_d adalah tegangan akibat berat sendiri yang tidak difaktorkan; baik f_{pe} maupun f_d adalah tegangan pada serat ekstrem di mana tegangan tarik dihasilkan oleh beban eksternal.

Kekuatan Geser

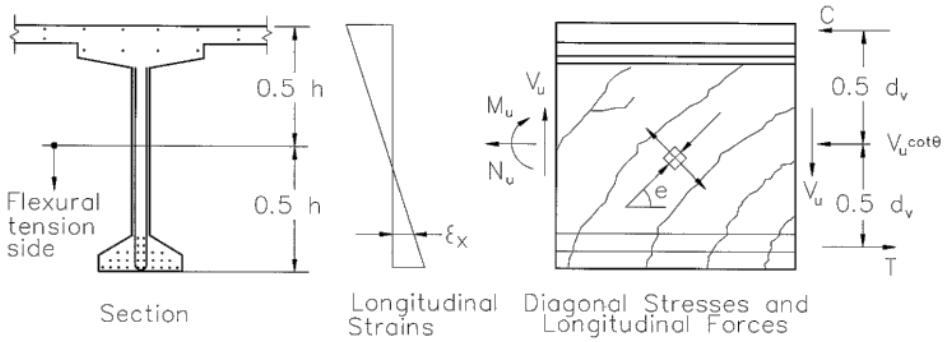
Ketahanan geser disumbangkan oleh beton, tulangan transversal, dan komponen vertikal gaya prategang. Kekuatan desain geser berbasis teori medan tekan yang dimodifikasi diadopsi oleh AASHTO-LRFD dan memiliki rumus:

$$V_n = \text{yang lebih kecil dari} \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f_c' b_v d_v + V_p \end{cases} \tag{10.40}$$

Dimana

$$V_c = 0.083\ \beta \sqrt{f_c'} b_v d_v \tag{10.41}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cos\theta + \cot\theta) \sin\alpha}{s} \tag{10.42}$$



Gambar 10.11 Ilustrasi A_c untuk perhitungan kekuatan geser.

Tabel 10.10 Nilai θ dan β untuk Penampang dengan Tulangan Transversal

$\frac{v}{f_c'}$	**Sudut**	$\varepsilon_x \times 1000$										
	(°)	−.02	−0.15	−0.1	0	0.125	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00
≤ 0.05	θ	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	28.5	29.0	33.0	36.0	41.0	43.0
	β	6.78	6.17	5.63	4.88	3.99	3.49	2.51	2.37	2.23	1.95	1.72
0.08	θ	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.5	30.0	33.5	36.0	40.0	42.0
	β	6.78	6.17	5.63	4.88	3.65	3.01	2.47	2.33	2.16	1.90	1.65
0.10	θ	23.5	23.5	23.5	23.5	24.0	26.5	30.5	34.0	36.0	38.0	39.0
	β	6.50	5.87	5.31	3.26	2.61	2.54	2.41	2.28	2.09	1.72	1.45
0.13	θ	20.0	21.0	22.0	23.5	26.0	28.0	31.5	34.0	36.0	37.0	38.0
	β	2.71	2.71	2.71	2.60	2.57	2.50	2.37	2.18	2.01	1.60	1.35
0.15	θ	22.0	22.5	23.5	25.0	27.0	29.0	32.0	34.0	36.0	36.5	37.0
	β	2.66	2.61	2.61	2.55	2.50	2.45	2.28	2.06	1.93	1.50	1.24
0.18	θ	23.5	24.0	25.0	26.5	28.0	30.0	32.5	34.0	35.0	35.5	36.0
	β	2.59	2.58	2.54	2.50	2.41	2.39	2.20	1.95	1.74	1.35	1.11
0.20	θ	25.0	25.5	26.5	27.5	29.0	31.0	33.0	34.0	34.5	35.0	36.0
	β	2.55	2.49	2.48	2.45	2.37	2.33	2.10	1.82	1.58	1.21	1.00
0.23	θ	26.5	27.0	27.5	29.0	30.5	32.0	33.0	34.0	34.5	36.5	39.0
	β	2.45	2.38	2.43	2.37	2.33	2.27	1.92	1.67	1.43	1.18	1.14
0.25	θ	28.0	28.5	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.5	38.5	41.5
	β	2.36	2.32	2.36	2.30	2.28	2.01	1.64	1.52	1.40	1.30	1.25

di mana b_v adalah lebar web efektif yang ditentukan dengan mengurangi diameter saluran yang tidak diisi atau setengah dari diameter saluran yang diisi; d_v adalah kedalaman efektif antara resultan gaya tarik dan tekan akibat lentur, tetapi tidak boleh kurang dari nilai yang lebih besar antara $0{,}9d_e$ atau $0{,}72h$; A_v adalah luas tulangan transversal dalam jarak s; s adalah jarak antar sengkang; β adalah sudut kemiringan tulangan transversal terhadap sumbu longitudinal; θ adalah faktor yang menunjukkan kemampuan beton yang retak secara diagonal untuk mentransmisikan tegangan; θ adalah sudut kemiringan tegangan tekan diagonal (Gambar 10.11). Nilai β dan θ untuk penampang dengan tulangan transversal diberikan pada Tabel 10.10. Dalam menggunakan tabel ini, tegangan geser v dan regangan ε_x pada tulangan di sisi tarik lentur elemen ditentukan oleh

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \tag{10.43}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot\theta - A_{ps}f_{po}}{E_sA_s + E_pA_{ps}} \leq 0.002 \tag{10.44}$$

di mana M_u dan N_u adalah momen terfaktor dan gaya aksial (dianggap positif jika tekan) yang terkait dengan V_u dan f_{po} adalah tegangan pada baja prategang ketika tegangan pada beton di sekitarnya adalah nol dan dapat dianggap secara konservatif sebagai tegangan efektif setelah kehilangan f_{pe}. Ketika nilai ε_x yang dihitung dari persamaan di atas negatif, nilai absolutnya harus dikurangi dengan mengalikan dengan faktor F_ε, yang diambil sebagai

$$F_\varepsilon = \frac{E_sA_s + E_pA_{ps}}{E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps}} \tag{10.45}$$

di mana E_s, E_p, dan E_c adalah modulus elastisitas untuk tulangan, baja prategang, dan beton, masing-masing; A_c adalah luas beton pada sisi tarik lentur elemen seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.11.

Tulangan transversal minimum:

$$A_{v\min} = 0.083\sqrt{f_c'}\frac{b_v s}{f_y} \tag{10.46}$$

Jarak maksimum antar tulangan melintang:

$$\text{Untuk } V_u < 0.1\, f_c' b_v d_v \qquad s_{\max} = \text{terkecil dari } \begin{cases} 0.8\, d_v \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Untuk } V_u \geq 0.1\, f_c' b_v d_v \qquad s_{\max} = \text{terkecil dari } \begin{cases} 0.4\, d_v \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \tag{10.47}$$

Lengkungan dan Lendutan

Berbeda dengan lendutan beban, lengkungan biasanya disebut sebagai lendutan terbalik dan disebabkan oleh prategang. Evaluasi yang cermat terhadap lengkungan dan lendutan untuk elemen beton prategang diperlukan untuk memenuhi persyaratan kemampuan layan. Rumus-rumus berikut yang dikembangkan dengan metode momen-luas dapat digunakan untuk memperkirakan lengkungan langsung di tengah bentang untuk elemen yang ditopang sederhana seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.7.

Untuk tendon lurus (Gambar 10.7a):

$$\Delta = \frac{L'}{8E_cI}M_e \tag{10.49}$$

Untuk tendon harping satu titik (Gambar 10.7b):

$$\Delta = \frac{L'}{8E_cI}\left(M_c + \frac{2}{3}M_e\right) \tag{10.50}$$

Untuk tendon harping dua titik (Gambar 10.7c):

$$\Delta = \frac{L'}{8E_cI}\left(M_c + M_e - \frac{M_e}{3}\left(\frac{2a}{L}\right)^2\right) \tag{10.51}$$

Untuk tendon parabola (Gambar 10.7d):

$$\Delta = \frac{L'}{8E_cI}\left(M_e + \frac{5}{6}M_c\right) \tag{10.52}$$

di mana M_e adalah momen utama di ujung, $P_j e_{end}$, dan M_c adalah momen utama di tengah bentang $P_j e_c$. Sifat penampang bruto yang tidak retak sering digunakan dalam perhitungan kelengkungan. Untuk defleksi pada beban layanan, sifat penampang yang retak, yaitu momen inersia I_{cr}, harus digunakan pada tahap beban layanan pasca-retak. Perlu dicatat bahwa efek jangka panjang dari rangkak dan penyusutan harus dipertimbangkan dalam perhitungan kelengkungan akhir. Secara umum, kelengkungan akhir dapat diasumsikan 3 kali lebih besar daripada kelengkungan langsung.

Zona Penjangkaran

Pada elemen prategang, tendon prategang mentransfer beban tekan ke beton di sekitarnya secara bertahap sepanjang Lt. Pada elemen pasca-tegang, tendon prategang mentransfer beban tekan langsung ke ujung elemen melalui pelat bantalan dan jangkar. Zona angkur, berdasarkan prinsip St. Venant, secara geometris didefinisikan sebagai volume beton tempat gaya prategang pada perangkat angkur menyebar secara transversal ke distribusi tegangan yang lebih linier di seluruh penampang pada jarak tertentu dari perangkat angkur.

Untuk tujuan desain, zona angkur dapat dibagi menjadi zona umum dan zona lokal. Daerah tegangan tarik adalah zona umum. Daerah tegangan tekan tinggi (tepat di depan perangkat angkur) adalah zona lokal. Untuk desain zona umum, "model strut-and-tie," analisis tegangan elastis yang disempurnakan atau metode perkiraan dapat digunakan untuk menentukan tegangan, sementara ketahanan terhadap gaya pecah disediakan oleh spiral penguat, lingkaran tertutup, atau pengikat transversal yang diangkur. Untuk desain zona lokal, tekanan bantalan merupakan perhatian utama. Untuk persyaratan detail, lihat AASHTO-LRFD.

10.5 CONTOH DESAIN JEMBATAN BETON PRATEGANG

Jembatan Balok Kotak Beton Cor Kontinu Dua Bentang

Diberikan

Sebuah jembatan balok kotak beton prategang cor kontinu dua bentang memiliki dua bentang yang sama panjang 48 m dengan satu kolom penyangga. Struktur atasnya memiliki lebar 10,4 m. Tampak elevasi jembatan ditunjukkan pada Gambar 10.12a.

Material:

Beton awal: $f_c' = 24$ MPa , $E_{ci} = 24.768$ MPa

Beton akhir: $f_c' = 28$ MPa , $E_c = 26.752$ MPa

Baja prategang: $f_{pu} = 1860$ MPa untai relaksasi rendah, $E_p = 197.000$ MPa

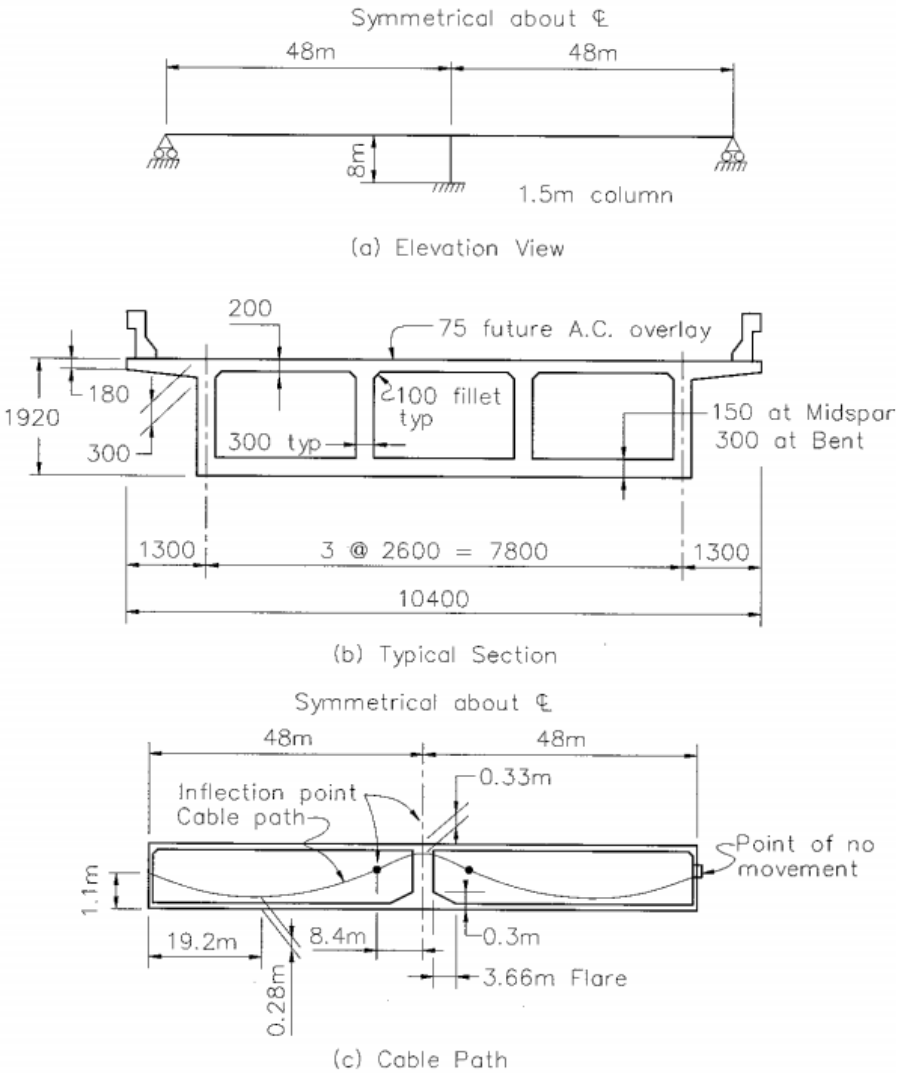
Baja lunak: $f_y = 400$ MPa, $E_s = 200.000$ MPa

Prategang:

Ketebalan set jangkar = 10 mm

Tegangan prategang saat pengangkatan $f_{pj} = 0{,}8\, f_{pu} = 1488$ MPa

Momen sekunder akibat prategang pada bentang adalah $M_{DA} = 1{,}118\, P_j, M_{DG} = 1{,}107\, P_j$



Gambar 10.12 Jembatan balok kotak beton prategang kontinu dua bentang.

Beban:

Beban Mati = berat sendiri + rel pembatas + lapisan permukaan AC 75 mm di masa mendatang

Beban Hidup = Beban Hidup AASHTO HL-93 + tunjangan beban dinamis

Spesifikasi:

AASHTO-LRFD (disebut sebagai AASHTO dalam contoh ini) Persyaratan

1. Tentukan geometri penampang melintang
2. Tentukan penampang memanjang dan jalur kabel
3. Hitung beban

4. Hitung faktor distribusi beban hidup untuk balok interior
5. Hitung momen dan gaya geser tanpa faktor untuk balok interior
6. Tentukan faktor beban untuk Batas Kondisi Kekuatan I dan Batas Kondisi Layanan I
7. Hitung properti penampang untuk balok interior
8. Hitung kehilangan prategang
9. Tentukan gaya prategang P_j untuk balok interior
10. Periksa kekuatan beton untuk balok interior — Kondisi Batas Layanan I
11. Desain kekuatan lentur untuk balok interior — Kondisi Batas Kekuatan I
12. Desain kekuatan geser untuk balok interior — Kondisi Batas Kekuatan I

Solusi

1. **Tentukan Geometri Penampang**

   a. *Kedalaman struktural — d:*

   Untuk bentang kontinu prategang, kedalaman struktural d dapat ditentukan menggunakan rasio kedalaman terhadap bentang (d/L) sebesar 0,04 (Tabel AASHTO LRFD 2.5.2.6.3-1).

$$d = 0.04L = 0.04(48) = 1.92 \text{ m}$$

   b. *Jarak antar balok — S:*

   Jarak antar balok umumnya tidak lebih dari dua kali kedalaman balok.

$$S_{max} < 2\,d = 2\,(1.92)\,3.84 \text{ m}$$

   Dengan menggunakan overhang $1{,}2$ m, jarak pusat ke pusat antara dua girder eksterior adalah $10{,}4 \text{ m} - (2)(1{,}2 \text{ m}) = 8 \text{ m}$.
   Coba tiga girder dan dua bentang, $S = 8 \text{ m}/2 = 4 \text{ m} > 3{,}84 \text{ m}$
   Coba empat girder dan tiga bentang, $S = 8 \text{ m}/3 = 2{,}67 \text{ m} < 3{,}84 \text{ m}$
   Gunakan jarak girder $S = 2{,}6 \text{ m}$

   c. Penampang tipikal:

   Dari pengalaman dan praktik desain sebelumnya, kami memilih ketebalan 180 mm di tepi dan 300 mm di muka girder eksterior untuk overhang. Ketebalan web dipilih 300 mm pada penampang normal dan 450 mm di ujung angkur. Panjang flare biasanya diambil sebagai 1/10 dari panjang bentang, misalnya 4,8 m. Ketebalan dek dan soffit bergantung pada jarak bersih antara balok yang berdekatan; 200 dan 150 mm dipilih untuk ketebalan dek dan soffit, masing-masing. Konfigurasi penampang balok kotak yang dipilih untuk contoh ini ditunjukkan pada Gambar 10.12b. Sifat penampang balok kotak adalah sebagai berikut:

Sifat-sifat	Tengah bentang	Tekuk (permukaan penyangga)
A (m^2)	5.301	6.336
I (m^4)	2.844	3.513
γ_b (m^2)	1.102	0.059

2. Menentukan Penampang Memanjang dan Jalur Kabel

Untuk menurunkan pusat gravitasi struktur atas pada permukaan balok kotak prategang CIP, ketebalan bagian bawah dilebarkan menjadi 300 mm seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.12c. Jalur kabel umumnya dikendalikan oleh momen beban mati maksimum dan posisi dongkrak pada bagian ujung. Eksentrisitas maksimum harus terjadi pada titik-titik momen beban mati maksimum dan hampir tidak ada eksentrisitas yang seharusnya ada pada bagian ujung yang didongkrak. Untuk contoh ini, momen beban mati maksimum terjadi di tiga lokasi: pada balok kotak, pada lokasi yang dekat dengan $0{,}4L$ untuk Bentang 1 dan $0{,}6L$ untuk Bentang 2. Jalur kabel parabola dipilih seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.12c.

3. Menghitung Beban

a. Beban mati komponen — DC:

Beban mati komponen DC mencakup semua beban mati struktural kecuali beban permukaan aus di masa mendatang dan beban utilitas yang ditentukan. Untuk keperluan desain, dua bagian dari DC didefinisikan sebagai:

$DC1$ - berat sendiri balok (densitas 2400 kg/m^3) yang bekerja pada tahap prategangan

$DC2$ - berat rel pembatas (11,5 kN/m) yang bekerja pada tahap layanan setelah semua kehilangan.

b. Beban permukaan jalan — DW:

Permukaan jalan yang akan datang setebal 75 mm dengan densitas 2250 kg/m^3

DW = (lebar dek – lebar pembatas) (ketebalan permukaan jalan) (densitas)

$$= [10{,}4\ \mathrm{m} - 2(0{,}54\ \mathrm{m})](0{,}075\ \mathrm{m})(2250\ \mathrm{kg/m^3})(9{,}8066\ \mathrm{m/s^2})$$
$$= 15.423\ \mathrm{N/m}$$
$$= 15{,}423\ \mathrm{kN/m}$$

c. Beban Hidup LL dan Tunjangan Beban Dinamis — IM:

Beban hidup desain LL adalah beban hidup kendaraan AASHTO HL-93. Untuk mempertimbangkan dampak beban roda dari kendaraan yang bergerak, tunjangan beban dinamis $IM = 33\%$ diterapkan pada truk desain.

4. Menghitung Faktor Distribusi Beban Hidup

AASHTO [1994] merekomendasikan agar metode perkiraan digunakan untuk mendistribusikan beban hidup ke masing-masing balok (AASHTO-LRFD 4.6.2.2.2). Dimensi yang relevan dengan balok kotak prategang ini adalah: kedalaman $d = 1920\ mm$, jumlah sel $N_c = 3$, jarak antar balok $S = 2600$ mm, panjang bentang $L = 48.000$ mm, setengah dari jarak antar balok ditambah total overhang $W_e = 2600$ mm, dan jarak antara pusat balok luar dan tepi dalam penghalang $d_e = 1300 - 535 = 765$ m. Balok kotak ini berada dalam rentang penerapan rumus perkiraan AASHTO. Faktor distribusi beban hidup dihitung sebagai berikut:

a. Faktor distribusi beban hidup untuk momen lentur:

i. Balok interior (Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1):

- Satu lajur desain dibebani:

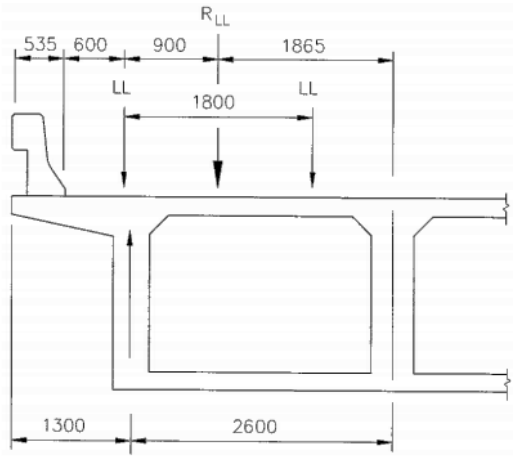
$$g_M = \left(1.75 + \frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{N}\right)^{0.45}$$
$$= \left(1.75 + \frac{2600}{1100}\right)\left(\frac{300}{48.000}\right)^{0.35}\left(\frac{1}{3}\right)^{0.45} = 0.425 \text{ Lanes}$$

- Dua atau lebih jalur desain terisi:

$$g_M = \left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{N}\right)^{0.25}$$
$$= \left(\frac{13}{3}\right)^{0.3}\left(\frac{2,600}{430}\right)\left(\frac{1}{48,000}\right)^{0.25} = 0.634 \text{ Lanes}$$

ii. Balok eksterior (Tabel AASHTO 4.6.2.2.2d-1):

$$g_M = \frac{W_e}{4300} = \frac{2600}{4300} = 0.605 \text{ Lanes}$$



Gambar 10.13 Distribusi beban hidup untuk balok eksterior — aturan tuas.

b. Faktor distribusi beban hidup untuk geser:

i. Balok interior (Tabel AASHTO 4.62.2.3a-1):

- Satu lajur desain dibebani:

$$g_v = \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$$
$$= \left(\frac{2600}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{1920}{48.000}\right)^{0.1} = 0.679 \text{ Lanes}$$

- Dua atau lebih jalur desain terisi:

$$g_v = \left(\frac{S}{2200}\right)^{0.6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$$
$$= \left(\frac{2600}{2200}\right)^{0.6}\left(\frac{1920}{48.000}\right)^{0.1} = 0.842 \text{ Lanes}$$

ii. Balok eksterior (Tabel AASHTO 4.62.2.3b-1):

- Satu lajur desain terbebani — Aturan tuas:
  Aturan tuas mengasumsikan bahwa dek dalam arah melintangnya ditopang sederhana oleh balok dan menggunakan statika untuk menentukan distribusi beban hidup ke balok. AASHTO-LRFD juga mensyaratkan bahwa ketika aturan tuas digunakan, faktor kehadiran ganda m harus diterapkan. Untuk satu lajur desain terbebani, $m = 1{,}2$. Model aturan tuas untuk balok eksterior ditunjukkan pada Gambar 10.13. Dari keseimbangan statis:

$$R = \frac{965 + 900}{2600} = 0.717$$
$$g_v = mR = 1.2(0.717) = 0.861$$

- Dua lajur desain atau lebih terbebani, Ubah faktor balok interior dengan e:

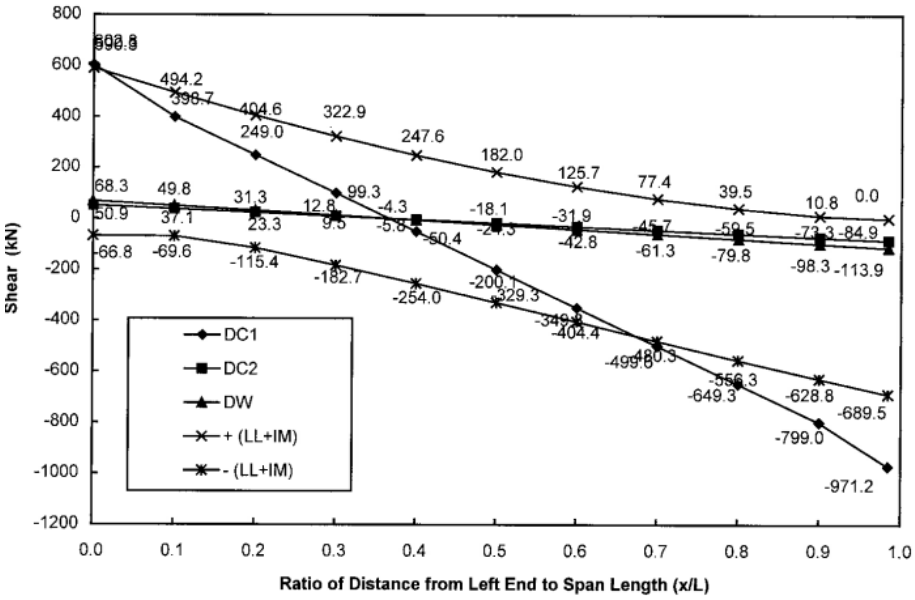
$$g_v = e g_{V(\text{interior girder})} = \left(0.64 + \frac{d_e}{3800}\right) g_{V(\text{interior girder})}$$
$$= \left(0.64 + \frac{765}{3800}\right)(0.842) = 0.708 \text{ Lanes}$$

- Faktor distribusi beban hidup pada kondisi batas kekuatan:

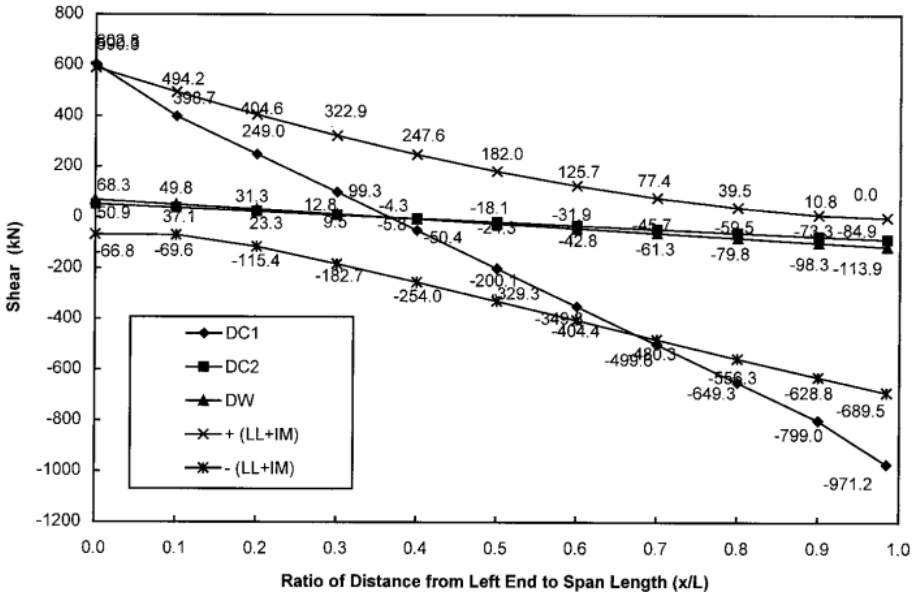
Batas Kekuatan Negara I	Gelagar Interior	Gelagar Eksterior
Momen lentur	0,634 lajur	0,605 lajur
Shear	0,842 lajur	0,861 lajur

5. Menghitung Momen dan Gaya Geser Tanpa Faktor untuk Balok Interior

Diasumsikan secara praktis bahwa semua beban mati ditanggung oleh balok kotak dan didistribusikan secara merata ke setiap balok. Beban hidup memberikan gaya ke balok sesuai dengan faktor distribusi beban hidup. Momen dan gaya geser tanpa faktor untuk balok interior ditunjukkan pada Gambar 10.14 dan 10.15. Detailnya tercantum dalam Tabel 10.11 dan 10.12. Hanya hasil untuk Bentang 1 yang ditunjukkan dalam tabel dan gambar ini karena jembatan simetris terhadap tiang penyangga.



Gambar 10.14 Amplop momen untuk Bentang 1.



Gambar 10.15 Kurva geser untuk Bentang 1

Tabel 10.11 Momen dan Geser akibat Beban Mati Tanpa Faktor untuk Balok Dalam

Span	Lokasi (x/L)	Beban Mati Tanpa Faktor					
		$DC1$		$DC2$		DW	
		M_{DC1} (kNm)	V_{DC1} (kN)	M_{DC2} (kNm)	V_{DC1} (kN)	M_{DW} (kNm)	V_{DW} (kN)
	0.0	603	0.	0	51	0	68
	0.1	399	2404	211	37	283	50
	0.2	249	3958	356	23	478	31
1	0.3	99	4794	435	10	583	13
	0.4	−50	4912	448	−4	600	−6
	0.5	−200	4310	394	−18	528	−24
	0.6	−350	2991	274	−32	367	−43

	0.7	−500	952	88	−46	118	−61
	0.8	−649	−1805	−165	−59	−221	−80
	0.9	−799	−5281	−483	−73	−648	−98
	Face of Column	−971	−8866	−804	−85	−1078	−114

Catatan:

1. $DC1$ — berat sendiri balok interior.
2. $DC2$ — berat sendiri penghalang.
3. DW — beban permukaan aus.
4. Momen pada Bentang 2 simetris terhadap balok penopang.
5. Gaya geser pada bentang berlawanan arah dengan balok penopang.

Tabel 10.12 Selubung Momen dan Geser serta Gaya Terkait untuk Balok Interior akibat Beban Hidup

Span	Lokasi (x/L)	Momen Positif dan Geser Terkait		Momen Negatif dan Geser Terkait		Geser dan Momen Terkait	
		M_{LL+IM}(kNm)	V_{LL+IM}(kN)	V_{LL+IM}(kN)	M_{LL+IM}(kNm)	V_{LL+IM}(kN)	M_{LL+IM}(kNm)
1	0	0	259	0	−255	497	0
	0.1	1561	312	−203	−42	416	1997
	0.2	2660	249	−407	−42	341	3270
	0.3	3324	47	−610	−42	272	3915
	0.4	3597	108	−814	−42	−214	3228
	0.5	3506	−25	−1017	−42	−277	3272
	0.6	3080	−81	−1221	−42	−341	2771
	0.7	2326	−258	−1424	−42	−404	1956
	0.8	1322	−166	−1886	−68	−468	689
	0.9	443	−112	−2398	−141	−529	−945
	Face of Column	18	−97	−3283	−375	−581	−1850

Catatan:

1. $LL + IM$ — Beban hidup AASHTO HL-93 ditambah tunjangan beban dinamis.
2. Momen pada Bentang 2 simetris terhadap tiang penyangga.
3. Gaya geser pada Bentang 2 antisimetris terhadap tiang penyangga.
4. Faktor distribusi beban hidup diperhitungkan.

6. Menentukan Faktor Beban untuk Kondisi Batas Kekuatan I dan Layanan I

a. Persamaan desain umum:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi\, R_n \tag{10.53}$$

di mana γ_i adalah faktor beban dan ϕ adalah faktor resistensi; Q_i mewakili efek gaya; R_n adalah resistensi nominal; η adalah faktor yang berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional dari yang dirancang dan didefinisikan sebagai:

$$\eta = \eta_D\, \eta_R\, \eta_I \geq 0.95 \tag{10.54}$$

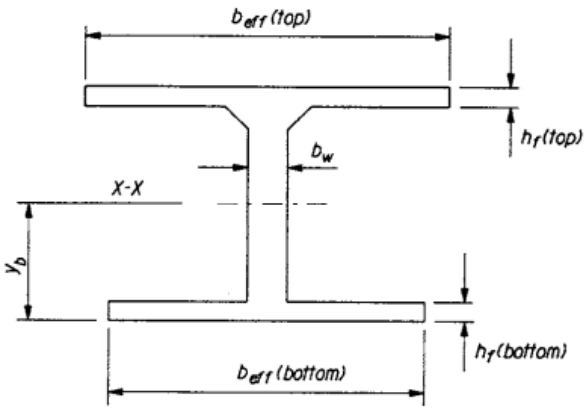
Untuk jembatan ini, nilai-nilai berikut diasumsikan:

Batasi Negara	Duktilitas η_D	Redundansi η_R	Pentingnya η_I	η
Status Batas negara	0.95	0.95	1.05	0.95
Status Batas Layanan	1.0	1.0	1.0	1.0

b. Faktor beban dan kombinasi beban:
Faktor beban dan kombinasi beban ditentukan sebagai:
Kondisi Batas Kekuatan I: $1{,}25(DC1 + DC2) + 1{,}5(DW) + 1{,}75(LL + IM)$
Kondisi Batas Layanan I: $DC1 + DC2 + DW + (LL + IM)$

7. Menghitung Properti Penampang untuk Balok Interior

Untuk balok interior seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.16, lebar flensa efektif beff ditentukan dengan:



Gambar 10.16 Lebar flensa efektif dari balok interior.

$$b_{eff} = \text{yang lebih kecil dari} \begin{cases} \dfrac{L_{eff}}{4} \\ 12h_f + b_w \\ S \end{cases} \tag{10.55}$$

di mana L_{eff} adalah panjang bentang efektif dan dapat dianggap sebagai panjang bentang sebenarnya untuk bentang yang ditopang sederhana dan jarak antara titik infleksi beban permanen untuk bentang kontinu; h_f adalah ketebalan flensa tekan dan bw adalah lebar web; dan S adalah jarak rata-rata antar balok yang berdekatan. Lebar flensa efektif yang dihitung dan sifat penampang ditunjukkan pada Tabel 10.13 untuk balok interior.

Tabel 10.13 Lebar Flensa Efektif dan Sifat Penampang untuk Balok Interior

Lokasi	Dimensi	Bentang tengah	Bengkok (permukaan penyangga)
Flensa atas	h_f (mm)	200	200
	$l_{eff}/4$ (mm)	9,000	11,813
	$12h_f + b_w$ (mm)	2,700	2,700
	S (mm)	2,600	2,600
	b_{eff} (mm)	2,600	2,600
Flensa bawah	h_f (mm)	150	300
	$l_{eff}/4$ (mm)	9,000	11,813
	$12h_f + b_w$ (mm)	2,100	3,900
	S (mm)	2,600	2,600
	b_{eff} (mm)	2,100	2,600
Daerah	A (mm)	1.316	1.736
Momen inersia	I (mm)	0.716	0.968
Titik berat	γ_b (mm)	1.085	0.870

Catatan: $L_{eff} = 36{,}0$ m untuk bagian tengah bentang; $L_{eff} = 47{,}25$ m untuk tiang penyangga; $b_w = 300$ mm.

8. Menghitung Kehilangan Prategang

Untuk balok kotak prategang CIP, dua jenis kehilangan, kehilangan sesaat (gesekan, set angkur, dan pemendekan elastis) dan kehilangan yang bergantung pada waktu (creep dan penyusutan beton, dan relaksasi baja prategang), sangat signifikan. Karena kehilangan prategang tidak simetris terhadap bentang jembatan ini, perhitungan dilakukan untuk kedua bentang.

a. Kehilangan gesekan Δf_{pF}:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(Kx-\mu\alpha)}\right) \tag{10.56}$$

di mana K adalah koefisien gesekan goyangan $= 6{,}6 \times 10^{-7}/\text{mm}$ dan μ adalah koefisien gesekan $= 0{,}25$; x adalah panjang tendon prategang dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan; α adalah jumlah nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari ujung dongkrak.

Untuk jalur kabel parabola (Gambar 10.17), perubahan sudutnya adalah $\alpha = 2e_p/L_p$, di mana e_p adalah jarak vertikal antara dua titik kontrol dan L_p adalah jarak horizontal antara dua titik kontrol. Rinciannya diberikan pada Tabel 10.14.

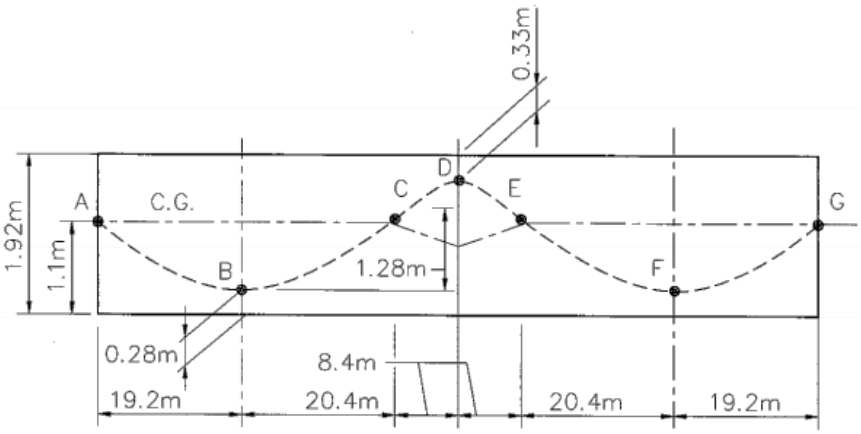
b. Kehilangan tegangan jangkar Δf_{pA}:

Untuk ketebalan jangkar $\Delta L = 10$ mm dan $E = 200.000$ MPa, perhatikan titik D di mana $L_{pF} = 48$ m dan $\Delta f_{pF} = 96{,}06$ MPa:

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} = \sqrt{\frac{200{,}000(10)(48{,}000)}{96.06}} = 31{,}613 \text{ mm} = 31{,}6 \text{ m} < 48 \text{ m}$$

$$\Delta f = \frac{2\,\Delta f_{pF} L_{pA}}{L_{pF}} = \frac{2(96.06)(31.6)}{48} = 126.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pA} = \Delta f\left(1 - \frac{x}{L_{pA}}\right) = 126.5\left(1 - \frac{x}{31.6}\right)$$



Gambar 10.17 Jalur kabel parabola.

Tabel 10.14 Kehilangan Gesekan Prategangan

Segmen	e_p(mm)	L_p(mm)	α(mm)	$\Sigma\alpha$(mm)	ΣL_b(mm)	Poin	Δf_{pF}(mm)
A	0	0	0	0	0	A	0
AB	820	19.2	0.0854	0.0854	19.2	B	31.44
BC	926	20.4	0.0908	0.1762	39.6	C	64.11
CD	381	8.4	0.0908	0.2669	48	D	96.06
DE	381	8.4	0.0908	0.3577	56.4	E	127.28
EF	926	20.4	0.0908	0.4484	76.8	F	157.81
FG	820	19.2	0.0854	0.5339	96	G	185.91

c. *Kehilangan akibat pemendekan elastis* Δf_{pES}:

Kehilangan akibat pemendekan elastis pada elemen prategang dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2\,N}\frac{E_p}{E_{ci}}\,f_{cgp} \qquad (10.57)$$

Untuk menghitung kehilangan pemendekan elastis, kita mengasumsikan bahwa gaya dongkrak prategang untuk balok interior $P_j = 8800$ kN dan jumlah total tendon prategang $N = 4$. f_{cgp} dihitung untuk permukaan penampang penyangga:

$$f_{cgp} = \frac{p_j}{A} + \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{DC1}\, e}{I_x}$$
$$= \frac{8800}{1.736} + \frac{8800\ (0.714)^2}{0.968} + \frac{(-8866)(-0.714)}{0.968}$$
$$= 5069 + 4635 - 6540 = 3164\ \text{kN/m}^2 = 3.164\ \text{MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2\,N}\,\frac{E_p}{E_{ci}}\,f_{cgp} = \frac{4-1}{2\ (4)}\,\frac{197{,}000}{24{,}768}\ (3.164) = 9.44\ \text{MPa}$$

d. *Kerugian yang bergantung pada waktu* Δ_{pTM}:
AASHTO menyediakan tabel untuk memperkirakan efek kumulatif dari kerugian yang bergantung pada waktu yang dihasilkan dari rangkak dan penyusutan beton serta relaksasi tendon baja.

$$\Delta f_{pTM} = 145\ \text{MPa} \qquad \text{(batas atas)}$$

e. *Total kerugian* Δf_{pT}:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pTM}$$

Rinciannya diberikan pada Tabel 10.15.

Tabel 10.15 Jalur Kabel dan Kerugian Prategangan

Span	Lokasi (x/L)	Kehilangan sebelum tekanan (MPa)					Force Koefisien	
		Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pTM}	Δf_{pT}	f_{pCI}	f_{pCF}
1	0.0	0.00	126.50	9.44	145.00	280.94	0.909	0.811
	0.1	7.92	107.28			269.65	0.916	0.819
	0.2	15.80	88.07			258.31	0.924	0.826
	0.3	23.64	68.85			246.94	0.931	0.834
	0.4	31.44	49.64			235.52	0.939	0.842
	0.5	39.19	30.42			224.06	0.947	0.849
	0.6	46.91	11.21			212.56	0.955	0.857
	0.7	54.58	0.00			209.02	0.957	0.860
	0.8	62.21	0.00			216.65	0.952	0.854
	0.9	77.89	0.00			232.33	0.941	0.844
	1.0	96.06	0.00			250.50	0.929	0.832
2	0.0	96.06	0.00	9.44	145.00	250.50	0.929	0.832
	0.1	113.99				268.43	0.917	0.820
	0.2	129.1				283.54	0.907	0.809
	0.3	136.33				290.77	0.902	0.805
	0.4	143.53				297.97	0.897	0.800
	0.5	150.69				305.13	0.892	0.795
	0.6	157.81				312.25	0.888	0.790
	0.7	164.89				319.33	0.883	0.785
	0.8	171.94				326.38	0.878	0.781
	0.9	178.94				333.38	0.873	0.776
	1.0	185.91				340.35	0.869	0.771

9. Menentukan Gaya Prategang P_j untuk Balok Interior

Karena beban hidup pada umumnya tidak terdistribusi secara merata ke balok, gaya prategang P_j yang dibutuhkan untuk setiap balok mungkin berbeda. Untuk menghitung gaya prategang P_j, koefisien gaya prategang awal F_{pCI} dan koefisien gaya prategang akhir F_{pCF} didefinisikan sebagai:

$$F_{pCI} = 1 - \frac{\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}}{f_{pj}} \tag{10.58}$$

$$F_{pCI} = 1 - \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}} \tag{10.59}$$

Koefisien momen sekunder didefinisikan sebagai:

$$M_{sC} = \begin{cases} \frac{x}{L}\frac{M_{DA}}{P_j} & \text{Untuk span 1} \\ \left(1 - \frac{x}{L}\right)\frac{M_{DG}}{P_j} & \text{Untuk Span 2} \end{cases} \tag{10.60}$$

di mana x adalah jarak dari ujung kiri untuk setiap bentang. Koefisien momen prategang gabungan didefinisikan sebagai:

$$M_{psCI} = F_{pCI}(e) + M_{sC} \tag{10.61}$$

Catatan:

$$F_{pCI} = 1 - \frac{\Delta f_{pT} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}}{f_{pj}}$$

$$F_{pCI} = 1 - \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}}$$

$$M_{psCF} = F_{pCF}(e) + M_{sC} \tag{10.62}$$

di mana e adalah jarak antara kabel dan pusat gravitasi penampang; nilai positif e menunjukkan bahwa kabel berada di atas pusat gravitasi, dan nilai negatif menunjukkan bahwa kabel berada di bawah pusat gravitasi penampang.

Koefisien gaya prategang dan koefisien momen gabungan dihitung dan dicantumkan dalam Tabel 10.16. Menurut AASHTO, gaya prategang P_j dapat ditentukan menggunakan batas tegangan tarik beton di zona tarik pratekan (lihat Tabel 10.5):

Tabel 10.16 Koefisien Gaya dan Momen Prategang

Span	Lokasi (x/L)	Bagian Kabel e (m)	Koefisien Force		Koefisien momen (m)				
			F_{pCI}	F_{pCF}	$F_{pCI}e$	$F_{pCF}e$	M_{sC}	M_{psCI}	M_{psCF}
1	0.0	0.015	0.909	0.811	0.014	0.012	0.000	0.014	0.012
	0.1	−0.344	0.916	0.819	−0.315	−0.281	0.034	−0.281	−0.247
	0.2	−0.600	0.924	0.826	−0.554	−0.496	0.068	−0.486	−0.428
	0.3	−0.754	0.931	0.834	−0.702	−0.629	0.102	−0.600	−0.526
	0.4	−0.805	0.939	0.842	−0.756	−0.678	0.136	−0.620	−0.541
	0.5	−0.754	0.947	0.849	−0.714	−0.640	0.171	−0.543	−0.470
	0.6	−0.600	0.955	0.857	−0.573	−0.514	0.205	−0.368	−0.310
	0.7	−0.344	0.957	0.860	−0.329	−0.295	0.239	−0.090	−0.057
	0.8	0.015	0.952	0.884	0.014	0.013	0.273	0.287	0.286
	0.9	0.377	0.941	0.844	0.355	0.318	0.307	0.662	0.625
	1.0	0.717	0.929	0.832	0.666	0.596	0.341	1.007	0.937
2	0.0	0.717	0.929	0.832	0.666	0.596	0.347	1.013	0.943
	0.1	0.377	0.917	0.820	0.346	0.309	0.312	0.658	0.622
	0.2	0.015	0.907	0.809	0.014	0.012	0.278	0.291	0.290
	0.3	−0.344	0.902	0.805	−0.310	−0.277	0.243	−0.067	−0.034
	0.4	−0.600	0.897	0.800	−0.538	−0.480	0.208	−0.330	−0.272
	0.5	−0.754	0.892	0.795	−0.673	−0.599	0.174	−0.499	−0.426
	0.6	−0.805	0.888	0.790	−0.715	−0.636	0.139	−0.576	−0.497
	0.7	−0.754	0.883	0.785	−0.665	−0.592	0.104	−0.561	−0.488
	0.8	−0.600	0.878	0.781	−0.527	−0.468	0.069	−0.457	−0.399
	0.9	−0.344	0.873	0.776	−0.300	−0.267	0.035	−0.266	−0.232
	1.0	0.015	0.869	0.771	0.013	0.012	0.000	0.013	0.012

Catatan: e adalah jarak antara jalur kabel dan pusat gravitasi penampang melintang balok bagian dalam, nilai positif berarti kabel berada di atas pusat gravitasi, dan nilai negatif menunjukkan kabel berada di bawah pusat gravitasi.

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{psF} \geq -0.5\sqrt{f_c'} \tag{10.63}$$

dimana

$$f_{DC1} = \frac{M_{DC1}C}{I_x} \tag{10.64}$$

$$f_{DC2} = \frac{M_{DC2}C}{I_x} \tag{10.65}$$

$$f_{DW} = \frac{M_{DW}C}{I_x} \tag{10.66}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}C}{I_x} \tag{10.67}$$

$$f_{psF} = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{(P_{pe}e)C}{I_x} + \frac{M_sC}{I_x} = \frac{F_{psCF}}{A} + \frac{M_{psCF}P_jC}{I_x} \tag{10.68}$$

di mana $C(= y_b$ atau $y_t)$ adalah jarak dari serat terluar ke pusat gravitasi penampang. f_c' dalam MPa dan P_{pe} adalah gaya prategang efektif setelah semua kerugian terjadi. Dari Persamaan (10.63) dan (10.68), kita memiliki

$$P_j = \frac{-f_{DC1} - f_{DC2} - f_{DW} - f_{LL+MM} - 0.5\sqrt{f_c'}}{\frac{F_{pCF}}{A} + \frac{M_{psCF}C}{I_x}} \tag{10.69}$$

Perhitungan detail diberikan pada Tabel 10.17. Titik-titik paling kritis bertepatan dengan lokasi eksentrisitas maksimum: $0{,}4L$ pada Bentang 1, $0{,}6L$ pada Bentang 2, dan pada bagian lengkung. Untuk jembatan ini, penampang pengendali berada di sisi kanan lengkung. Di sini, $P_j = 8741$ kN. Pembulatan P_j menjadi 8750 kN memberikan luas baja prategang yang dibutuhkan sebesar $A_{ps} = P_j/f_{pj} = 8750/1488\,(1000) = 5880\ \text{mm}^2$.

Tabel 10.17 Penentuan Gaya Dongkrak Prategang untuk Balok Interior

Bentang	Lokasi (x/L)	Fiber Atas					Fiber Bawah				
		Tekanan (MPa)				Gaya Dongkrak P_j (kN)	Tekanan (MPa)				Gaya Dongkrak P_j (kN)
		f_{DC1}	f_{DC2}	f_{DW}	f_{LL+IM}		f_{DC1}	f_{DC2}	f_{DW}	f_{LL+IM}	
1	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	–	0.000	0.000	0.000	0.000	0
	0.1	2.803	0.246	0.330	1.820	–	−3.642	−0.320	−0.429	−2.365	4405
	0.2	4.616	0.415	0.557	3.103	–	−5.998	−0.540	−0.724	−4.032	6778
	0.3	5.591	0.507	0.680	3.876	–	−7.265	−0.659	−0.884	−5.037	7824
	0.4	5.728	0.522	0.700	4.195	–	−7.442	−0.678	−0.910	−5.450	8101
	0.5	5.027	0.459	0.616	4.089	–	−6.532	−0.597	−0.800	−5.313	7807
	0.6	3.488	0.319	0.428	3.591	–	−4.532	−0.415	−0.557	−4.667	6714
	0.7	1.110	0.102	0.137	2.712	–	−1.443	−0.133	−0.178	−3.524	3561
	0.8	−2.105	−0.192	−0.258	1.542	2601	2.736	0.250	0.335	−2.004	–
	0.9	−6.159	−0.565	−0.756	0.516	5567	8.003	0.733	0.982	−0.671	–
	1.0	−9.617	−0.872	−1.169	0.020	8406	7.968	0.722	0.969	−0.016	–
2	0.0	−9.617	−0.872	−1.169	0.020	8370	7.968	0.722	0.969	−0.016	–
	0.1	−6.159	−0.564	−0.756	0.516	5661	8.003	0.733	0.982	−0.671	–
	0.2	−2.105	−0.192	−0.258	1.542	2681	2.736	0.250	0.335	−2.004	–
	0.3	1.110	0.102	0.137	2.712	–	−1.443	−0.133	−0.178	−3.524	3974
	0.4	3.488	0.319	0.428	3.591	–	−4.532	−0.415	−0.557	4.667	7381
	0.5	5.027	0.459	0.616	4.089	–	−6.532	−0.597	−0.800	−5.313	8483
	0.6	5.728	0.522	0.700	4.195	–	−7.443	−0.678	−0.910	−5.450	8741
	0.7	5.591	0.507	0.680	3.876	–	−7.265	−0.659	−0.884	−5.037	8382
	0.8	4.616	0.415	0.557	3.103	–	−5.998	−0.540	−0.724	−4.032	7220
	0.9	2.803	0.246	0.330	1.820	–	−3.642	0.320	−0.429	−2.365	4666
	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	–	0.000	0.000	0.000	0.000	0

Catatan:

1. *Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tarikan.*
2. *P_j diperoleh dengan Persamaan (10.69).*

10. Periksa Kekuatan Beton untuk Balok Interior — Kondisi Batas Layanan I

Dua kriteria diberlakukan pada tingkat tegangan beton saat menghitung kekuatan beton yang dibutuhkan:

$$\begin{cases} f_{DC1} + f_{psI} \leq 0.55\, f'_{ci} & \textit{pada keadaan pratekan} \\ f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{psF} \leq 0.45\, f'_{c} & \textit{di negara layanan} \end{cases} \quad (10.70)$$

$$f_{psI} = \frac{P_{jI}}{A} + \frac{(P_{jI}e)C}{I_x} + \frac{M_{sI}C}{I_x} = \frac{F_{pCI}\, P_j}{A} + \frac{M_{psCI}P_jC}{I_x} \quad (10.71)$$

Tegangan beton pada serat terluar (setelah kehilangan sesaat dan kehilangan akhir) diberikan pada Tabel 10.18 dan 10.19. Untuk kekuatan beton awal dalam keadaan prategang, lokasi pengendalinya adalah serat teratas pada penampang 0,8L di Bentang 1. Dari Persamaan (10.70), kita memiliki

$$f'_{ci,reg} \geq \frac{f_{DC1} + f_{psI}}{0.55} = \frac{7.15}{0.55} = 13 \text{ Mpa}$$

O.K.

$$\therefore \text{Gunakan } f'_{ci} = 24 \text{ MPa}$$

Tabel 10.18 Tegangan Beton setelah Kehilangan Sesaat untuk Balok Interior

Span	Lokasi (x/L)	Tekanan Fibet Atas (MPa)					Tekanan Fiber Bawah (MPa)				
		f_{DC1}	f_{pC1^*} $P_{j/A}$	M_{psC1^*} $P_{j^*Yt/A}$	f_{psI}	Tegangan Awal Total	f_{DC1}	f_{pC1^*} $P_{j/A}$	M_{psC1^*} $P_{j^*Yb/A}$	f_{psI}	Tegangan Awal Total
1	0.0	0.00	6.04	0.14	6.18	6.18	0.00	6.04	−0.18	5.86	5.86
	0.1	2.80	6.09	−2.87	3.23	6.03	−3.64	6.09	3.72	9.82	6.17
	0.2	4.62	6.14	−4.96	1.18	5.80	−6.00	6.14	6.45	12.59	6.59
	0.3	5.59	6.19	−6.12	0.07	5.66	−7.27	6.19	7.95	14.15	6.88
	0.4	5.73	6.24	−6.32	−0.08	5.65	−7.44	6.24	8.22	14.46	7.02
	0.5	5.03	6.30	−5.54	0.75	5.78	−6.53	6.30	7.20	13.50	6.97
	0.6	3.49	6.35	−3.76	2.59	6.08	−4.53	6.35	4.88	11.23	6.70
	0.7	1.11	6.36	−0.92	5.44	6.55	−1.44	6.36	1.20	7.56	6.12
	0.8	−2.11	6.33	2.93	9.26	7.15	2.74	6.33	−3.81	2.52	5.26
	0.9	−6.16	6.26	6.76	13.02	6.86	8.00	6.26	−8.78	−2.52	5.48
	1.0	−9.62	4.68	9.56	14.24	4.62	7.97	4.68	−7.92	−3.24	4.73
2	0.0	−9.62	4.68	9.62	14.30	4.68	7.97	4.68	−7.97	−3.28	4.68
	0.1	−6.16	6.10	6.72	12.82	6.66	8.00	6.10	−8.73	−2.63	5.37
	0.2	−2.11	6.03	2.97	9.00	6.90	2.74	6.03	−3.86	2.17	4.90
	0.3	1.11	6.00	−0.69	5.31	6.42	−1.44	6.00	0.89	6.89	5.45
	0.4	3.49	5.97	−3.37	2.60	6.08	−4.53	5.97	4.38	10.34	5.81
	0.5	5.03	5.93	−5.09	0.84	5.87	−6.53	5.93	6.62	12.55	6.02
	0.6	5.73	5.90	−5.87	0.03	5.75	−7.44	5.90	7.63	13.54	6.09
	0.7	5.59	5.87	−5.73	0.14	5.73	−7.27	5.87	7.44	13.31	6.05
	0.8	4.62	5.84	−4.67	1.71	5.79	−6.00	5.84	6.07	11.90	5.91
	0.9	2.80	5.81	−2.71	3.10	5.90	−3.64	5.81	3.52	9.33	5.69
	1.0	0.00	5.78	0.13	5.91	5.91	0.00	5.78	−0.17	5.60	5.60

Catatan: Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tarikan

Untuk kekuatan beton akhir pada kondisi batas layanan, lokasi pengontrol berada di serat atas pada penampang 0,6L di Bentang 2. Dari Persamaan (10.70), kita memiliki

$$f'_{c,reg} \geq \frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{psF}}{045} = \frac{11.32}{0.45} = 21.16 \text{ Mpa} < 28 \text{ MPa}$$

$$\therefore \text{ dipilih } f'_c = 28 \text{ MPa} \qquad \text{OK}$$

11. Desain Kekuatan Lentur untuk Balok Interior — Batas Kekuatan I

AASHTO mensyaratkan bahwa untuk Batas Kekuatan I

$$M_u \leq \phi\, M_n$$

$$M_u = \eta \sum \gamma_i\ M_i = 0.95[1.25\ (M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5\ M_{DW} + 1.75\ M_{LLH}] + M_{ps}$$

di mana ϕ adalah faktor resistensi lentur 1,0 dan M_{ps} adalah momen sekunder akibat prategang. Kebutuhan momen terfaktor M_u untuk balok interior pada Bentang 1 dihitung pada Tabel 10.20. Meskipun kebutuhan momen tidak simetris terhadap bentang (karena momen prategang sekunder yang berbeda), hasil untuk Bentang 2 serupa dan perbedaannya tidak akan dipertimbangkan dalam contoh ini. Perhitungan rinci untuk resistensi lentur ϕM_n ditunjukkan pada Tabel 10.21. Terlihat bahwa tidak diperlukan baja lunak tambahan.

Tabel 10.19 Tegangan Beton setelah Kehilangan Total untuk Balok Interior

Span	Lokasi (x/L)	Tekanan Fibet Atas (MPa)					Tekanan Fiber Bawah (MPa)				
		f_{LOAD}	f_{pCF^*} $P_{j/A}$	M_{psCF^*} $P_{j'Yt/I}$	f_{psF}	Tegangan Awal Total	f_{LOAD}	f_{pCF^*} $P_{j/A}$	M_{psCF^*} $P_{j'Yb/I}$	f_{psF}	Tegangan Awal Total
1	0.0	0.00	5.39	0.12	5.52	5.52	0.00	5.39	−0.16	5.23	5.23
	0.1	5.20	5.44	−2.52	2.92	8.12	−6.76	5.44	3.28	8.72	1.97
	0.2	8.69	5.49	−4.36	1.13	9.82	−11.29	5.49	5.67	11.16	−0.13
	0.3	10.66	5.55	−5.37	0.17	10.83	−13.85	5.55	6.98	12.52	−1.32
	0.4	11.14	5.60	−5.52	0.07	11.22	−14.48	5.60	7.18	12.77	−1.71
	0.5	10.19	5.65	−4.79	0.85	11.05	−13.24	5.65	6.23	11.88	−1.37
	0.6	7.83	5.70	−3.16	2.54	10.37	−10.17	5.70	4.11	9.81	−0.36
	0.7	4.06	5.71	−0.58	5.14	9.20	−5.28	5.71	0.75	6.47	1.19
	0.8	−4.75	5.68	2.91	8.60	3.84	6.18	5.68	−3.79	1.89	8.07
	0.9	−10.28	5.61	6.38	11.99	1.72	13.35	5.61	−8.29	−2.68	10.67
	1.0	−15.22	4.19	8.90	13.09	−2.13	12.61	4.19	−7.37	−3.18	9.43
2	0.0	−15.22	4.19	8.95	13.14	−2.07	12.61	4.19	−7.42	−3.23	9.38
	0.1	−10.28	5.45	6.34	11.79	1.52	13.35	5.45	−8.24	−2.79	10.56
	0.2	−4.75	5.38	2.96	8.34	3.58	6.18	5.38	−3.84	1.54	7.72
	0.3	4.06	5.35	0.34	5.01	9.07	−5.28	5.35	0.45	5.80	0.52
	0.4	7.83	5.32	−2.77	2.55	10.37	−10.17	5.32	3.60	8.92	−1.25
	0.5	10.19	5.29	−4.34	0.94	11.13	−13.24	5.29	5.64	10.93	−2.31
	0.6	11.14	5.25	−5.07	0.18	**11.32**	−14.48	5.25	6.59	11.85	**−2.63**
	0.7	10.66	5.22	−4.98	0.24	10.90	−13.85	5.22	6.47	11.69	−2.15
	0.8	8.69	5.19	4.07	1.12	9.81	−11.29	5.19	5.29	10.48	−0.81
	0.9	5.20	5.16	−2.37	2.79	7.99	−6.76	5.16	3.08	8.24	1.48
	1.0	0.00	5.13	0.12	5.25	5.25	0.00	5.13	−0.15	4.97	4.97

Catatan:

1. $f_{LOAD} = f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}$
2. Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tarikan.

Tabel 10.20 Momen Terfaktor untuk Balok Interior

Span	Lokasi (x/L)	M_{DC1} (kN-m) Dead Load 1	M_{DC2} (kN-m) Dead Load 2	M_{DW} (kN-m) Wearing Surface	M_{DC1} (kN-m)		M_{ps} (kN-m) P/S	M_u (kN-m)	
					Positif	Negatif		Positif	Negatif
1	0.0	0	0	0	0	0	0	**0**	0
	0.1	2404	211	283	1561	−203	298	**6,402**	3,469
	0.2	3958	356	478	2660	−407	597	**10,824**	5,725
	0.3	4794	435	583	3324	−610	895	**13,462**	6,922
	0.4	4912	448	600	3597	−814	1194	**14,393**	7,060
	0.5	4310	395	528	3506	−1017	1492	**13,660**	6,140
	0.6	2991	274	367	3080	−1221	1790	**11,310**	4,161
	0.7	952	88	118	2326	−1424	2089	**7,358**	1,124
	0.8	−1805	−165	−221	1322	−1886	2387	1,931	**3,403**
	0.9	−5281	−483	−648	443	−2398	2685	−4.348	**9,071**
	1.0	−8866	−804	−1078	18	−3283	2984	−10,005	**−15,492**

Catatan: $M_u = 0{,}95[1{,}25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1{,}5M_{DW} + 1{,}75M_{LL+IM}] + M_{ps}$

12. Desain Kekuatan Geser untuk Balok Interior — Kondisi Batas Kekuatan I

AASHTO mensyaratkan bahwa untuk kondisi batas kekuatan I

$$V_u \leq \phi\, V_n$$

$$V_u = \eta \sum \gamma_i\ V_i = 0.95[1.25\ (V_{DC1} + V_{DC2}) + 1.5\ V_{DW} + 1.75\ V_{LLH}] + V_{ps}$$

Tabel 10.21 Desain Kekuatan Lentur untuk Balok Interior — Kondisi Batas Kekuatan I

Span	Lokasi (x/L)	A_{ps} mm^2	d mm	A_s mm^2	d_s mm	b mm	c mm	f_{ps} MPa	d_e mm	a mm	ϕM_u MPa	M_u kN-m
1	0.0		32.16	0	72.06	104	7.14	253.2	32.16	6.07	5,206	0
	0.1		46.09	0	72.06	104	7.27	258.1	46.09	6.18	7,833	4,009
	0.2		56.04	0	72.06	104	7.33	260.1	56.04	6.23	9,717	6,820
	0.3		61.54	0	72.06	104	7.35	261.0	61.54	6.25	10,759	8,469
	0.4		64.00	0	72.06	104	7.36	261.3	64.00	6.26	11,226	9,012
	0.5	8.47	62.29	0	72.06	104	7.36	261.1	62.29	6.25	10,903	8,494
	0.6		57.20	0	72.06	104	7.34	260.3	57.20	6.24	9,937	6,942
	0.7		48.71	0	72.06	104	7.29	258.7	48.71	6.20	8,328	4,392
	0.8		38.20	0	72.06	82.5	21.19	228.1	38.20	18.01	−4,965	−1.397
	0.9		53.48	0	72.06	82.5	23.36	237.0	53.48	19.86	−7,822	−5,906
	1.0		62.00	0	72.06	104	8.13	261.0	62.00	6.25	−10,848	−10,716

Tabel 10.22 Faktor Geser untuk Balok Interior

Span	Lokasi (x/L)	V_{DC1} (kN) Dead Load 1	V_{DC2} (kN) Dead Load 2	V_{DW} (kN) Wearing Surface	V_{LL+IM} (kN) Envelope	M_{LL+IM} (kN) Assosiasi	V_{ps} (kN) P/S	V_u (kN)	M_u (kN-m) Assosiasi
	0.0	602.8	50.9	68.3	497.0	0.0	62.2	1,762.0	0

1	0.1	398.7	37.1	49.8	416.1	1997.4	62.2	1,342.5	7,128
	0.2	249	23.3	31.3	340.7	3270.3	62.2	996.5	11,838
	0.3	99.3	9.5	12.8	271.9	3915.3	62.2	661.6	14,446
	0.4	−50.40	−4.3	−5.8	−213.9	3228.4	62.2	−366.6	13,780
	0.5	−200.1	−18.1	−24.3	−277.3	3271.7	62.2	−692.6	13,270
	0.6	−349.80	−31.9	−42.8	−340.5	2771.1	62.2	−1,018.2	10,797
	0.7	−499.6	−45.7	−61.3	−404.4	1955.7	62.2	−1,345.0	6,742
	0.8	−649.30	−59.5	−79.8	−468.4	689.4	62.2	−1,671.9	879
	0.9	−799	−73.3	−98.3	−529.5	−945.3	62.2	−1,994.0	−6,655
	1.0	−971.20	−84.9	−113.9	−580.6	−1849.7	62.2	−2,319.5	−13,110

Catatan: $V_v = 0{,}95[1{,}25(V_{DC1} + V_{DC2}) + 1{,}5V_{DW} + 1{,}75V_{LL+IM}] + V_{ps}$.

Tabel 10.23 Desain Kekuatan Geser untuk Kondisi Batas Kekuatan Balok Interior I

$Span$	Lokasi (x/L)	D_v (mm)	y' (rad)	V_p (kN)	$\frac{v}{f_c'}$	ε_x (1000)	θ (°)	β	V_c (kN)	S (mm)	ϕV_n (kN)	$\lvert v_u \rvert$ (kN)
1	0.0	1382	0.085	606	0.133	−0.256	21.0	2.68	428	100	1860	1762
	0.1	1382	0.064	459	0.101	−0.382	27.0	5.60	894	300	1513	1342
	0.2	1382	0.043	309	0.078	−6.241	33.0	2.37	378	200	1036	996
	0.3	1503	0.021	156	0.052	−6.299	38.0	2.10	365	300	753	662
	0.4	1555	0.000	0	0.036	−6.357	36.0	2.23	400	600	511	367
	0.5	1503	0.021	159	0.055	−6.415	36.0	2.23	387	400	710	693
	0.6	1382	0.043	320	0.080	−6.473	30.0	2.48	396	200	1076	1018
	0.7	1382	0.064	482	0.099	−0.401	27.0	5.63	899	300	1538	1345
	0.8	1382	0.085	639	0.120	−0.398	23.5	6.50	1038	300	1813	1672
	0.9	1382	0.091	670	0.152	−6.372	23.5	3.49	557	100	2017	1994
	1.0	1502	0.000	0	0.233	−6.280	36.0	1.00	173	40	2343	2319

di mana ϕ adalah faktor tahanan geser 0,9 dan V_{ps} adalah geser sekunder akibat prategang. Kebutuhan geser terfaktor V_u untuk balok interior dihitung pada Tabel 10.22. Untuk menentukan lebar web efektif, diasumsikan bahwa sistem prategang VSL dengan 5 hingga 12 unit tendon akan digunakan dengan diameter saluran yang diisi grouting sebesar 74 mm. Dalam contoh ini, $b_v = 300 - 74/2 = 263$ mm. Perhitungan rinci tahanan geser Vn (menggunakan sengkang dua kaki #15M $A_v = 400$ mm^2) untuk Bentang 1 ditunjukkan pada Tabel 10.23. Hasil untuk Bentang 2 serupa dengan Bentang 1 dan perhitungannya tidak diulangi untuk contoh ini.

BAB 11
JEMBATAN BETON SEGMENTAL

11.1 PENDAHULUAN

Sebelum munculnya konstruksi segmental, jembatan beton sering kali terbuat dari beberapa balok pracetak yang ditempatkan berdampingan, dengan sambungan antar balok sejajar dengan sumbu longitudinal jembatan. Dengan konsep segmental modern, segmen-segmen tersebut merupakan potongan elemen struktural di antara sambungan yang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal struktur.

Ketika konstruksi segmental pertama kali muncul pada awal tahun 1950-an, konstruksi tersebut dilakukan dengan cara dicor di tempat seperti yang digunakan di Jerman oleh Finsterwalder dkk., atau pracetak seperti yang digunakan di Prancis oleh Eugène Freyssinet dan Jean Muller. Perkembangan konstruksi segmental modern terkait erat dengan perkembangan konstruksi kantilever seimbang.

Dengan menggunakan istilah konstruksi kantilever seimbang, kita menggambarkan konstruksi bertahap dari struktur atas jembatan. Konstruksi dimulai dari pilar yang menjorok ke kedua sisi sedemikian rupa sehingga setiap fase terikat pada fase sebelumnya oleh tendon prategang, yang terintegrasi ke dalam struktur permanen, sehingga setiap fase berfungsi sebagai dasar konstruksi untuk fase berikutnya.

Upaya pertama untuk menggunakan konstruksi kantilever seimbang, dalam bentuk murninya, dilakukan oleh Baumgart, yang pada tahun 1929 membangun Jembatan Río Peixe di Brasil dengan beton bertulang, dengan mengecor bentang utama sepanjang 68 m dalam kantilever bebas. Namun, metode ini tidak benar-benar berkembang hingga teknik prategang telah cukup dikembangkan dan secara umum diakui untuk memungkinkan konstruksi kantilever beton tanpa retak.

Sejak tahun 1950, beberapa jembatan besar dibangun di Jerman dengan menggunakan konstruksi kantilever seimbang dengan engsel di tengah bentang, menggunakan segmen cor di tempat, seperti:

- Moselbrücke Koblenz, 1954: Jembatan jalan raya, lebar 20 m, dengan tiga bentang 101, 114, 123 m ditambah bentang ujung pendek berbalas yang tersembunyi di dalam abutmen besar; penampang melintang terdiri dari kotak kembar dengan kedalaman variabel, dihubungkan oleh pelat atas.
- Rheinbrücke Bendorf, 1964: Jembatan jalan raya kembar, panjang 1.031 m, dengan tiga bentang sungai utama 71, 208, 71 m, dibangun dengan konstruksi kantilever bebas dengan bagian kotak kedalaman variabel.

Di Prancis, konstruksi kantilever mengambil arah yang berbeda, menekankan penggunaan segmen pracetak.

Segmen pracetak digunakan oleh Eugène Freyssinet untuk pembangunan enam jembatan terkenal di atas Sungai Marne di Prancis (1946 hingga 1950). Rangka memanjang dirakit dari segmen pracetak, yang diberi prategang vertikal dan dihubungkan oleh sambungan

kering dan tendon pasca-tegangan memanjang. Segmen pracetak juga digunakan oleh Jean Muller untuk pembangunan jembatan girder di bagian utara New York, di mana girder memanjang dicetak dalam tiga segmen masing-masing, yang dirakit oleh sambungan kering dan tendon pasca-tegangan memanjang.

Sejak tahun 1960, Jean Muller secara sistematis menerapkan segmen pracetak untuk konstruksi jembatan kantilever. Ciri khas konstruksi segmen pracetak, dalam bentuknya yang paling murni, adalah segmen-segmen tersebut dicetak secara presisi, yang berarti setiap segmen dicetak terhadap segmen sebelumnya sehingga permukaan ujung satu segmen akan menjadi cetakan segmen tetangga, memastikan kesesuaian sempurna saat pemasangan. Tonggak sejarah awal adalah sebagai berikut:

- Jembatan di atas Sungai Seine di Choisy-le-Roi, Prancis, 1962: Panjang 37+55+37 = 130 m; jembatan ini menerus di bagian tengah bentang, dengan sambungan yang direkatkan antar segmen (jembatan segmental pracetak pertama).
- Viaduc d'Oleron di Prancis, 1964 hingga 1966: Panjang total 2862 m, panjang bentang umumnya 79 m, dengan engsel di titik seperempat setiap bentang keempat; segmen-segmen tersebut dicor di bangku panjang (metode garis panjang); pemasangannya dilakukan dengan gantry overhead yang dapat diluncurkan sendiri (konstruksi jembatan pracetak skala besar pertama yang diindustrialisasi).

Pada periode yang sama, konstruksi segmen pracetak diadopsi oleh perancang lain untuk konstruksi jembatan dengan sambungan cor di tempat. Beberapa struktur luar biasa patut disebutkan:

- Jembatan Ager di Austria, 1959 hingga 1962: Segmen pracetak ditempatkan di atas perancah, sambungan dicor di tempat.
- Río Caroni di Venezuela, 1962 hingga 1964: Jembatan dengan beberapa bentang masing-masing 96 m. Segmen pracetak sepanjang 9,2 m dihubungkan oleh sambungan di tempat selebar 0,40 m untuk membentuk dek jembatan sepanjang 480 m dengan berat 8400 ton, yang ditempatkan dengan peluncuran bertahap dengan penyangga sementara.
- Jembatan Oosterschelde di Belanda, 1962 hingga 1965: Jembatan segmen pracetak dengan panjang total 5 km dan panjang bentang 95 m; segmen pracetak dihubungkan oleh sambungan di tempat selebar 0,4 m dan penegangan pasca-beton memanjang.

Sejak tahun 1960-an, metode konstruksi telah mengalami penyempurnaan, dan telah dikembangkan lebih lanjut untuk mencakup banyak kasus khusus, seperti konstruksi progresif jembatan kantilever, konstruksi bentang demi bentang dari bentang yang ditopang sederhana atau bentang kontinu, dan konstruksi segmen pracetak dari rangka, lengkungan, dan dek jembatan kabel-stayed.

Pada tahun 1980, konstruksi segmen pracetak diterapkan pada Jembatan Long Key dan Seven Mile di Florida Keys di Amerika Serikat. Jembatan Long Key memiliki 100 bentang masing-masing sepanjang 36 m, dengan kontinuitas dalam kelompok delapan bentang. Jembatan Seven Mile memiliki 270 bentang masing-masing sepanjang 42 m dengan kontinuitas dalam kelompok tujuh bentang. Bentang-bentang tersebut dirakit dari segmen

pracetak sepanjang 5,6 m yang ditempatkan pada balok pemasangan dan dibuat mandiri dengan penegangan tendon pasca-tegangan longitudinal. Metode konstruksi tersebut menjadi apa yang sekarang dikenal sebagai konstruksi bentang demi bentang.

Membandingkan konstruksi segmen cor di tempat dengan konstruksi segmen pracetak, fitur-fitur berikut muncul dalam pikiran:

- Konstruksi segmen cor di tempat adalah metode konstruksi yang relatif lambat. Pekerjaan dilakukan di tempat, yaitu, terpapar kondisi cuaca. Deformasi beton yang bergantung pada waktu menjadi sangat penting sebagai akibat dari pembebanan awal beton muda. Metode ini membutuhkan tingkat investasi yang relatif rendah (traveler).
- Konstruksi segmen pracetak adalah metode konstruksi cepat yang ditentukan oleh waktu yang dibutuhkan untuk pemasangan. Sebagian besar pekerjaan dilakukan di tempat pracetak, di mana pekerjaan tersebut dapat dilindungi dari cuaca buruk. Pracetak dapat dimulai bersamaan dengan pekerjaan pondasi. Deformasi beton yang bergantung pada waktu menjadi kurang penting, karena beton mungkin telah mencapai usia yang lebih tinggi pada saat segmen ditempatkan di struktur. Metode ini membutuhkan investasi yang relatif besar pada tempat pracetak, cetakan, alat pengangkat, transportasi, dan peralatan pemasangan. Oleh karena itu, metode ini membutuhkan volume pekerjaan tertentu agar menjadi layak secara ekonomi. Biasanya, pelaksanaan struktur secara industrial menghasilkan kualitas produk jadi yang lebih tinggi.

Sejak tahun 1960-an, metode konstruksi segmen pracetak telah mendapatkan pengakuan luas dan digunakan secara ekstensif di seluruh dunia. Saat ini, skema jembatan yang sangat komprehensif, dengan lebih dari 20.000 segmen dalam satu skema, sedang dibangun sebagai viaduk perkotaan dan pinggiran kota yang besar untuk jalan raya atau kereta api. Masuk akal untuk mengharapkan bahwa metode konstruksi segmen pracetak, seperti yang diperkenalkan oleh Jean Muller, akan memberikan kontribusi besar untuk memenuhi kebutuhan infrastruktur umat manusia hingga milenium berikutnya.

11.2 JEMBATAN BALOK KANTILEVER SEIMBANG

Gambaran Umum

Konstruksi segmen kantilever seimbang untuk jembatan balok kotak beton telah lama diakui sebagai salah satu metode paling efisien untuk membangun jembatan tanpa memerlukan perancah. Metode ini memiliki keunggulan besar dibandingkan bentuk konstruksi lain di daerah perkotaan di mana penyangga sementara akan mengganggu lalu lintas dan layanan di bawahnya, di jurang yang dalam, dan di atas jalur air di mana perancah tidak hanya mahal tetapi juga berbahaya.

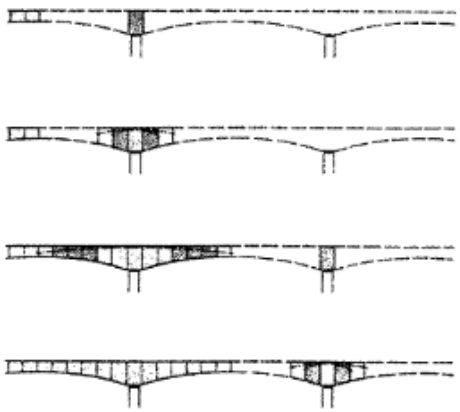
Konstruksi dimulai dari pilar permanen dan berlanjut secara "seimbang" ke tengah bentang (lihat Gambar 11.1). Sambungan penutup akhir menghubungkan kantilever dari pilar yang berdekatan. Oleh karena itu, struktur tersebut mandiri di semua tahap. Gaya ketidakseimbangan nominal akibat beban pada kantilever dapat ditahan dengan beberapa

metode di mana peralatan sementara apa pun dapat digunakan kembali dari pilar ke pilar. Metode yang paling umum adalah sebagai berikut:

- Sambungan monolitik ke pilar jika ada untuk struktur akhir;
- Bantalan ganda permanen, jika ada, atau sementara dan penegangan pasca-tarik vertikal sementara;
- Penopang/pengikat sederhana ke kepala tiang pancang permanen;
- Penopang terhadap gantry di atas kepala tiang pancang jika dimobilisasi untuk menempatkan segmen atau menopang bekisting.

Kantilever biasanya dibangun dalam segmen sepanjang 3 hingga 6 m. Segmen-segmen ini dapat dicor di tempat atau dicetak terlebih dahulu di tempat khusus yang dibangun di dekatnya, diangkut ke dermaga tertentu melalui darat, air, atau di atas viaduk yang telah selesai, dan didirikan di tempatnya. Kedua metode tersebut memiliki kelebihan tergantung pada aplikasi spesifiknya.

Biasanya sulit untuk membenarkan pengeluaran modal untuk cetakan, tempat pengecoran, dan peralatan pemasangan yang diperlukan untuk konstruksi segmen pracetak dalam proyek dengan luas dek kurang dari 5000 m^2. Teknik pracetak mungkin layak untuk proyek yang lebih kecil asalkan tempat pengecoran dan cetakan yang ada dapat dimobilisasi dan segmen dapat didirikan oleh derek.



Gambar 11.1 Konstruksi kantilever seimbang.

Susunan Bentang dan Penampang Melintang Khas

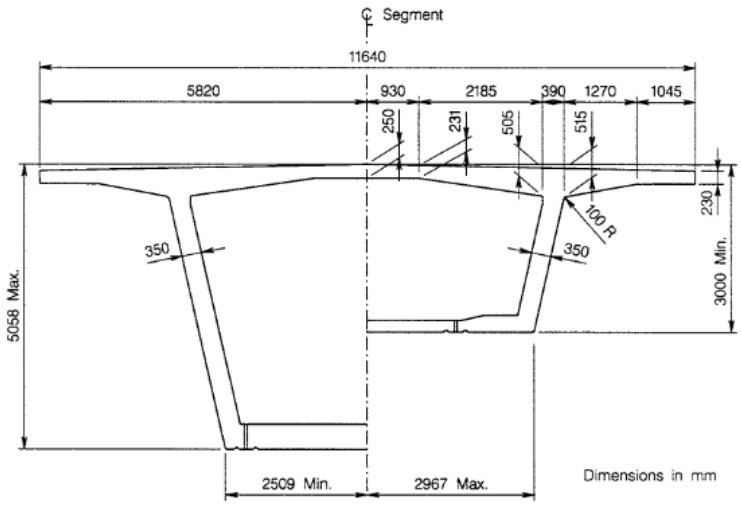
Rasio bentang-ke-kedalaman internal yang khas untuk balok dengan kedalaman konstan adalah antara 18 dan 22. Namun, balok kotak yang lebih dangkal dari 2 m menimbulkan kesulitan praktis untuk operasi penegangan di dalam kotak dan balok yang lebih dangkal dari 1,5 m menjadi sangat sulit dibentuk. Ini menetapkan bentang ekonomis minimum untuk jenis konstruksi ini sebesar 25 hingga 30 m.

Balok dengan kedalaman konstan yang lebih dalam dari 2,5 hingga 3,0 m tidak umum dan oleh karena itu untuk bentang yang lebih besar dari 50 m, pertimbangan harus diberikan pada balok dengan kedalaman bervariasi dengan menyediakan permukaan bawah atau penopang yang melengkung. Untuk panjang penopang 20 hingga 25% dari bentang dari pilar,

rasio bentang-ke-kedalaman internal 18 di pilar dan sekecil 30 di tengah bentang biasanya digunakan.

Balok kotak sel tunggal memberikan penampang yang paling efisien untuk pengecoran – saat ini balok kotak multisel jarang digunakan dalam metode konstruksi ini. Web miring meningkatkan estetika tetapi menimbulkan kesulitan tambahan dalam bekisting bila digunakan bersamaan dengan balok dengan kedalaman bervariasi. Luas pelat bawah di pilar ditentukan oleh modulus yang dibutuhkan untuk menjaga kompresi serat bawah di bawah maksimum yang diizinkan di lokasi ini.

Dalam kasus tendon internal, penopang lokal digunakan pada persimpangan pelat bawah dan web untuk menyediakan ruang yang cukup untuk menampung jumlah saluran tendon yang dibutuhkan di tengah bentang. Jarak antara web pada persimpangannya dengan pelat atas ditentukan dengan mencapai keseimbangan yang wajar antara momen pada simpul ini. Ketebalan web sebagian besar ditentukan oleh pertimbangan geser dengan minimum 250 mm bila tidak ada saluran tendon internal di dalam beton dan 300 mm dalam kasus lain. Gambar 11.2 menunjukkan dimensi tipikal balok kotak dengan kedalaman bervariasi.



Gambar 11.2 Penampang melintang tipikal dari balok dengan kedalaman bervariasi untuk bentang 93 m.

Jembatan Kantilever Seimbang Cor di Tempat

Teknik cor di tempat lebih disukai untuk bentang yang panjang dan tidak beraturan dengan sedikit pengulangan. Struktur jembatan dengan satu bentang panjang dan dua hingga empat bentang yang lebih kecil biasanya memiliki balok dengan kedalaman bervariasi untuk menopang bentang yang lebih panjang, sehingga membuat investasi pada cetakan yang mengakomodasi segmen dengan kedalaman bervariasi menjadi lebih tidak ekonomis. Contoh utama penerapan kantilever seimbang di lingkungan perkotaan untuk menghindari gangguan pada layanan jalan yang ada di bawahnya adalah struktur Sistem Transit Kereta Api Ringan Bangkok, di mana ia melintasi Jembatan Layang Rama IV (lihat Gambar 11.3).

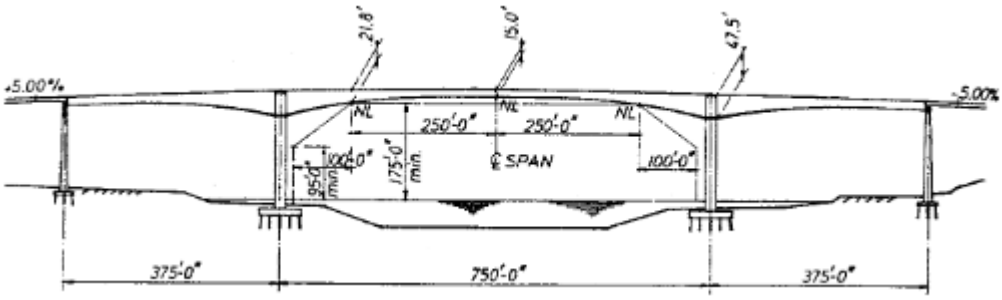
Sebagian besar struktur viaduk sepanjang 26 km tersebut dicetak pracetak, tetapi di persimpangan ini diperlukan bentang sepanjang 60 m untuk melewati jalan yang ada di tingkat ketiga dengan jembatan layang yang beroperasi di bawahnya. Struktur tiga bentang, 30-, 60-, 30-m digunakan dengan kedalaman balok kotak 3,5 m di pilar dan 2,0 m di tengah bentang serta langit-langit lengkung parabola. Jembatan layang hanya terganggu beberapa malam selama pengecoran beton segmen tepat di atasnya sebagai tindakan pencegahan.

Dalam contoh di atas, bentang samping dibangun dengan kantilever seimbang; namun, pengaturan bentang yang ideal biasanya memberikan bentang ujung yang lebih besar dari setengah bentang internal. Oleh karena itu, bentang ini tidak dapat diselesaikan dengan kantilever seimbang, dan berbagai teknik digunakan untuk mencapai abutmen. Metode yang paling ekonomis dan umum adalah penggunaan perancah; namun, jika skala proyek membenarkan penggunaan rangka bantu untuk menopang bekisting selama kantilever seimbang, maka ini juga dapat digunakan untuk menyelesaikan bentang ujung.

Gambar 11.3 Konstruksi Sistem Transit Bangkok di atas Jembatan Layang Rama IV, Thailand.

Contoh lain dari jembatan kantilever seimbang yang dicor di tempat adalah Jembatan Houston Ship Channel, di mana struktur tiga bentang dengan panjang 114-, 229-, dan 114- m digunakan di atas saluran navigasi (lihat Gambar 11.4). Balok kotak tiga web yang menopang empat lajur lalu lintas dipasang pada pilar utama untuk membuat struktur menjadi rangka kaku tiga bentang. Rasio bentang terhadap kedalaman yang tidak biasa ditentukan oleh kemiringan maksimum yang diizinkan untuk viaduk pendekatan dan jarak bebas yang dibutuhkan untuk saluran kapal.

Bagian bawah diberi profil parabola derajat ketiga untuk meningkatkan kedalaman struktural di dekat pilar guna mengimbangi ketinggian yang sangat terbatas pada bagian tengah bentang utama. Kedalaman maksimum di pilar adalah 14.6 m, rasio bentang terhadap kedalaman 15.3 untuk memungkinkan kedalaman minimum di tengah bentang sebesar 4.6 m, dan rasio bentang terhadap kedalaman 49. Balok kotak diberi prategang dalam tiga dimensi: empat untaian 12.7 mm dengan jarak 600 mm melintang di pelat atas serta prategang memanjang dan vertikal di bagian web.



Gambar 11.4 Jembatan Terusan Kapal Houston, Amerika Serikat.

Jembatan Kantilever Seimbang Pracetak

Memperluas konstruksi segmental menjadi kantilever seimbang, dan dengan demikian menghilangkan kebutuhan akan perancah serta peningkatan substansial dalam laju konstruksi, membutuhkan lompatan besar dalam teknologi pracetak: pencetakan presisi (match casting). Jembatan pertama yang memanfaatkan teknologi pencetakan presisi adalah Jembatan Choisy-le-Roi di dekat Paris, yang dirancang oleh Jean Muller dan selesai pada tahun 1964. Metode ini sejak itu semakin populer dan canggih serta digunakan di seluruh dunia saat ini.

Fitur penting dari pencetakan presisi adalah segmen-segmen yang berurutan dicetak terhadap segmen yang berdekatan dalam orientasi relatif yang benar satu sama lain, dimulai dari segmen pertama yang jauh dari pilar. Segmen-segmen tersebut kemudian didirikan di atas pilar dengan urutan yang sama, dan karenanya tidak diperlukan penyesuaian antar segmen selama perakitan. Sambungan dibiarkan kering atau dibuat dari lapisan resin epoksi yang sangat tipis, yang tidak mengubah geometri pencetakan presisi. Penegangan pasca-konstruksi dapat dilakukan sedini mungkin karena tidak perlu menunggu sambungan mengering.

Fitur-fitur metode ini yang memberikan keuntungan signifikan dibandingkan metode pengecoran di tempat, dengan syarat investasi awal pada peralatan yang dibutuhkan dibenarkan oleh skala proyek, langsung terlihat dan dapat dicantumkan sebagai berikut:

- Pengecoran segmen struktur atas dapat dimulai pada awal proyek dan bersamaan dengan pembangunan struktur bawah. Bahkan, ini biasanya diperlukan karena kecepatan pemasangan jauh lebih cepat daripada output produksi tempat pengecoran dan stok segmen diperlukan sebelum pemasangan dimulai.
- Tingkat pemasangan biasanya 10 hingga 15 kali lipat produksi yang dicapai dengan metode pengecoran di tempat. Waktu yang dibutuhkan untuk menempatkan tulangan dan tendon dan, yang terpenting, waktu tunggu untuk pengeringan beton dihilangkan dari jalur kritis.
- Segmen diproduksi di lingkungan pabrik jalur perakitan, memberikan tingkat produksi yang konsisten dan memungkinkan kontrol kualitas yang unggul. Beton segmen sudah matang, dan karenanya efek penyusutan dan rangkak diminimalkan.

Keberhasilan metode ini sangat bergantung pada kontrol geometri yang akurat selama proses pencetakan karena metode yang tersedia untuk penyesuaian selama pemasangan menawarkan hasil yang kecil dan tidak pasti. Tingkat akurasi yang dibutuhkan dalam survei

segmen yang dicetak satu sama lain lebih tinggi daripada di bidang teknik sipil lainnya untuk memastikan toleransi yang dapat diterima di ujung kantilever. Ukuran dan berat segmen pracetak dibatasi oleh kapasitas peralatan transportasi dan penempatan. Untuk sebagian besar aplikasi, berat segmen 40 hingga 80 ton adalah hal yang umum, dan segmen di atas 250 ton jarang ekonomis.

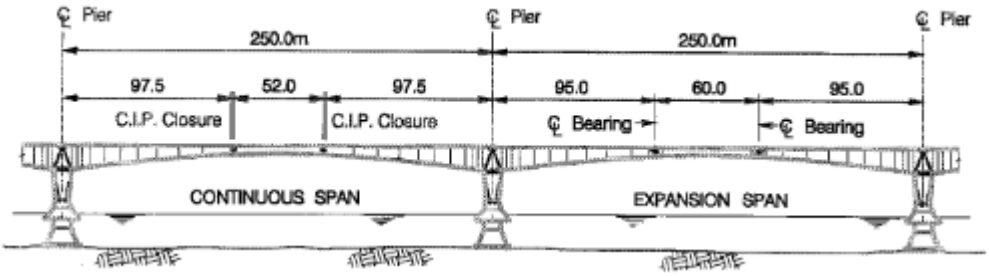
Pengecualian dari hal di atas adalah contoh terbaru bentang utama Jembatan Konfederasi di mana kantilever seimbang sepanjang 192,5 m dengan berat 7500 ton diangkat ke tempatnya menggunakan peralatan khusus (lihat Gambar 11.5). Bentang utama sepanjang 250 m dari penghubung tetap di Kanada Atlantik ini, yang menghubungkan Cape Tormentine, New Brunswick, dan Borden, Pulau Prince Edward, dibangun dengan metode pracetak yang inovatif.

Skala proyek cukup besar untuk membenarkan konstruksi segmen pracetak; namun, kondisi cuaca dan lokasi yang buruk memberikan alasan untuk membangun kantilever seimbang, sedalam 14 m di pilar, dengan metode yang mirip dengan konstruksi cor di tempat tetapi di tempat pengecoran terdekat. Kantilever seimbang yang telah selesai kemudian diposisikan di atas poros pilar yang telah selesai dalam satu operasi. Templat ringan yang dicetak sesuai dengan dasar segmen pilar memungkinkan kontrol penyelarasan yang cepat dan akurat pada bentang.

Beban pada Struktur Bawah

Metode untuk menopang gaya ketidakseimbangan nominal selama kantilever seimbang telah dijelaskan sebelumnya. Gaya-gaya berikut harus dipertimbangkan dalam menghitung kemungkinan gaya ketidakseimbangan:

- Dalam konstruksi pracetak, satu segmen tidak seimbang dan hilangnya segmen pada kantilever penyeimbang sebagai kondisi akhir;
- Pada konstruksi pracetak, adanya platform penegang (5 hingga 10 ton) hanya pada satu kantilever atau hilangnya form traveler pada konstruksi cor di tempat;
- Beban hidup di satu sisi sebesar 1.5 kN/m^2;
- Beban angin selama konstruksi;
- Kemungkinan satu kantilever memiliki berat mati 2.5% lebih tinggi daripada yang lain.



Gambar 11.5 Bentang utama Jembatan Konfederasi, Kanada.

Beban pada substruktur biasanya tidak menentukan desain elemen-elemen ini asalkan konstruksi kantilever seimbang dipertimbangkan pada tahap awal desain. Gaya yang tidak

seimbang dapat memberikan momen longitudinal sementara yang lebih tinggi daripada struktur yang telah selesai; namun, dalam kasus pondasi tiang pancang, ini biasanya menentukan susunan dan bukan jumlah tiang pancang.

Tata Letak Pasca-Tegangan Khas

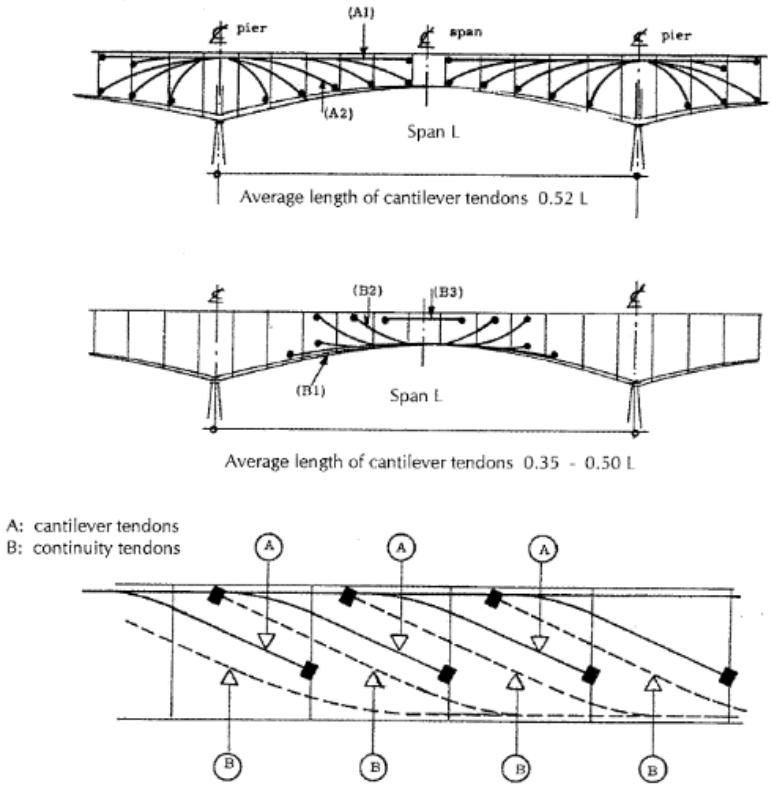
Tendon pasca-tegangan dapat berada di dalam atau di luar bagian beton, tetapi di dalam balok kotak, ditempatkan di dalam pipa baja, atau keduanya. Pasca-tegangan eksternal sangat menyederhanakan proses pengecoran dan eksentrisitas yang lebih rendah dibandingkan dengan tendon internal biasanya dikompensasi oleh kehilangan gesekan yang lebih rendah di sepanjang tendon dan karenanya gaya yang lebih tinggi.

Pemilihan ukuran tendon harus dilakukan sesuai dengan dimensi elemen balok kotak. Jumlah minimum tendon akan diperlukan untuk proses kantilever seimbang, dan ini dapat ditambatkan pada permukaan segmen, pada tonjolan internal, atau kombinasi keduanya. Setelah kontinuitas kantilever yang berlawanan tercapai, jumlah tendon tengah bentang yang dibutuhkan dapat dipasang di sepanjang sambungan penutup dan ditambatkan pada tonjolan bawah internal.

Tergantung pada susunan dan panjang bentang, penghematan dapat dilakukan dengan mengatur beberapa tendon untuk melintasi dua atau lebih pilar, menyimpang dari bagian atas di pilar ke bagian bawah di tengah bentang, sehingga mengurangi jumlah angkur dan operasi penegangan. Penegangan pasca-eksternal paling baik digunakan untuk tendon kontinuitas ini yang memungkinkan bentang tendon yang lebih panjang karena pengurangan kehilangan gesekan. Di mana tendon berada di luar elemen beton, deviasi di pilar, seperempat bentang, dan tengah bentang digunakan untuk mencapai profil yang dibutuhkan. Contoh tata letak penegangan pasca-internal yang khas ditunjukkan pada Gambar 11.6.

Artikulasi dan Engsel

Pergerakan struktur akibat perubahan suhu siklik, rangkak, dan penyusutan secara tradisional diakomodasi dengan penyediaan engsel tipe sambungan setengah di tengah berbagai bentang. Praktik ini sekarang dihentikan karena deformasi rangkak yang tidak dapat diterima yang terjadi di lokasi-lokasi ini. Jika engsel semacam itu digunakan, engsel tersebut ditempatkan pada titik kontrafleksi untuk meminimalkan efek defleksi jangka panjang. Pengembangan dari sambungan setengah sederhana adalah sambungan tahan momen, yang hanya memungkinkan pergerakan memanjang. Semua jenis engsel permanen yang lebih mudah terpapar unsur air dan garam dari jalan raya menimbulkan kesulitan perawatan dan harus dihilangkan atau dikurangi sebisa mungkin.



Gambar 11.6 Tata letak prategangan tipikal untuk tendon internal.

Jika pilar cukup fleksibel, maka jembatan yang sepenuhnya kontinu dapat direalisasikan dengan sambungan hanya pada abutmen. Ketika pertimbangan seismik bukan merupakan fitur desain yang dominan dan sambungan monolitik dengan pilar tidak penting, bantalan di atas pilar lebih disukai karena mengurangi biaya perawatan dan penggantian. Selain itu, hal ini akan memungkinkan pergerakan memanjang dek secara bebas. Sambungan monolitik atau bantalan berengsel pada satu atau lebih pilar akan menyediakan jalur untuk mentransmisikan beban ke lokasi pondasi yang sesuai.

11.3 JEMBATAN DIBANGUN SECARA PROGRESIF DAN BENTANG DEMI BENTANG

Gambaran Umum

Dalam metode konstruksi progresif atau bentang demi bentang, konstruksi dimulai dari satu ujung dan berlanjut secara kontinu ke ujung lainnya. Umumnya, konstruksi progresif digunakan di mana akses ke permukaan tanah dibatasi baik oleh kendala fisik maupun oleh masalah lingkungan. Penampang dek yang bervariasi dan panjang bentang hingga 60 m dapat dengan mudah diakomodasi. Sebaliknya, konstruksi segmen pracetak bentang demi bentang biasanya digunakan di mana kecepatan konstruksi menjadi perhatian utama. Panjang bentang hingga 50 m paling ekonomis karena meminimalkan ukuran peralatan pemasangan.

Gambar 11.7 Jembatan Fréburge, Prancis—pemasangan dengan menara penahan yang dapat dipindahkan.

Konstruksi Progresif

Metode progresif, yaitu proses pemasangan bertahap, berasal dari konstruksi kantilever, di mana segmen ditempatkan secara berurutan seperti kantilever. Metode ini berlaku untuk segmen pracetak dan cor di tempat. Karena momen lentur yang sangat tinggi yang harus ditahan oleh dek kantilever di atas pilar permanen selama konstruksi, maka harus digunakan penyangga sementara atau rakitan menara penahan sementara yang dapat dipindahkan.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.7, untuk konstruksi pracetak menggunakan sistem menara dan penahan sementara, segmen diangkut melewati bagian jembatan yang telah dipasang ke ujung bagian yang telah selesai. Dengan menggunakan beberapa jenis peralatan pengangkat, misalnya, derek putar, segmen ditempatkan pada posisinya dan ditopang sementara baik dengan penegangan pasca-pemasangan ke segmen sebelumnya atau dengan penahan dari menara.

Gambar 11.8 Jembatan Linn Cove yang telah selesai, Amerika Serikat.

Gambar 11.9 Jembatan Linn Cove — pilar sedang dibangun dari permukaan dek.

Keuntungan dari metode ini adalah:

- Operasi dilakukan pada tingkat dek.
- Reaksi pada pilar bersifat vertikal.
- Metode ini dapat dengan mudah mengakomodasi kurva horizontal yang bervariasi.

Kekurangannya adalah:

- Bentang pertama didirikan di atas perancah.
- Gaya pada struktur atas selama pemasangan berbeda dengan gaya pada struktur yang telah selesai.
- Pilar untuk sementara waktu mengalami reaksi beban mati yang lebih tinggi daripada pada struktur akhir karena panjang kantilever yang dipasang. Namun, dengan mempertimbangkan beban lain pada struktur akhir, kasus ini umumnya tidak membatasi desain pilar.

Gambar 11.10 Pengangkatan bentang lengkap Jembatan Seven Mile, Florida, menggunakan rangka atas.

Jembatan Linn Cove (1983) di Blue Ridge Parkway di North Carolina yang ditunjukkan pada Gambar 11.8, menunjukkan potensi penempatan progresif ketika seseorang dipaksa untuk

mengatasi kendala lingkungan dan fisik yang ekstrem. Karena akses di permukaan tanah terbatas, pilar dibangun dari permukaan dek, di ujung bentang kantilever yang diperpanjang. Kabel penahan sementara tidak dapat digunakan karena kelengkungan horizontal yang ekstrem pada jembatan. Sebagai gantinya, penyangga sementara dipasang di antara pilar permanen. Gambar 11.9 menunjukkan satu penyangga sementara di latar belakang sementara pilar pracetak permanen sedang didirikan dari permukaan dek.

Konstruksi Bentang demi Bentang

Seperti halnya kantilever seimbang dan penempatan progresif, aktivitas konstruksi bentang demi bentang dilakukan terutama pada tingkat dek dan biasanya diterapkan untuk viaduk panjang yang memiliki banyak bentang, tetapi relatif pendek, misalnya, <50 m. Metode ini awalnya dikembangkan sebagai metode konstruksi cor di tempat, di atas bekisting, dengan sambungan konstruksi pada sambungan kontrafleksi. Penggerak bekisting ditopang baik pada pilar jembatan, pada tepi bentang yang telah didirikan sebelumnya dan pilar berikutnya atau, kadang-kadang, bahkan di permukaan tanah.

Dengan metode segmen pracetak, segmen ditempatkan dan disesuaikan pada balok pemasangan baja yang membentang dari pilar ke pilar, kemudian ditegangkan bersama dalam satu operasi. Meskipun metode konstruksi cor di tempat dan pracetak bentang demi bentang terus digunakan, metode segmen pracetak telah menjadi metode pilihan untuk sebagian besar aplikasi.

Jembatan Long Key dan Seven Mile, Amerika Serikat: Dua aplikasi awal metode pracetak bentang demi bentang adalah Jembatan Long Key (1977) dan Jembatan Seven Mile (1978), keduanya terletak di Florida Keys. Jembatan Long Key yang lebih pendek, sepanjang 3000 m dengan 100 bentang, adalah aplikasi pertama konstruksi pracetak bentang demi bentang dengan sambungan segmen kering dan prategangan eksternal di Amerika Serikat.

Gambar 11.11 Jalan Tol Bang Na, Thailand — peluncuran pemasangan balok jembatan.

Gambar 11.12 Pemandangan Jembatan Roize, Prancis — bentang rangka ruang menggunakan modul tetrahedron.

Pada dasarnya konsep desain jembatan yang sama dengan Long Key — hanya jauh lebih panjang — Jembatan Seven Mile sepanjang 10.931 m dengan 270 bentang menggunakan pilar pracetak persegi panjang dan rangka atas, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.10. Rangka atas memungkinkan reposisi yang lebih mudah dari satu bentang ke bentang berikutnya dan dengan demikian meningkatkan kecepatan pemasangan secara keseluruhan.

Jalan Tol Bang Na–Bang Pli–Bang Pakong, Thailand: Sejumlah proyek mega jalan raya dan kereta api bentang demi bentang telah selesai baru-baru ini atau sedang dalam pembangunan di Asia Tenggara. Mungkin, aplikasi terbaru yang paling inovatif adalah Jalan Tol Bang Na–Bang Pli–Bang Pakong sepanjang 54.000 m dengan 1300 bentang. Balok penyangga menopang kegiatan perakitan segmen dan pemasangan bentang. Proses pemasangan ini dapat dianggap sebagai "jalur perakitan" karena tidak ada persyaratan untuk pembongkaran dan pemasangan kembali balok penyangga saat bergerak dari satu pilar ke pilar lainnya.

Pilar-pilar tersebut, meskipun dirancang secara struktural untuk proses konstruksi, juga dapat dilihat memberikan tampilan yang estetis, agak "mengambang," pada balok kotak enam jalur selebar 27 m. Gambar 11.11 menunjukkan salah satu balok penyangga saat mengangkat sebuah segmen. Dengan lima balok penyangga yang memasang bentang setiap 2 hari atau 780 m struktur atas per minggu, pembangunan jembatan layang diperkirakan akan berlangsung sekitar 2 tahun dan selesai pada tahun 1999, tanpa gangguan lalu lintas di bawahnya.

Roize, Prancis: Contoh inovatif lain dari konstruksi bentang demi bentang adalah Jembatan Roize (1991) sepanjang 112 m, dengan tiga bentang, rangka komposit prategang di Pegunungan Alpen Prancis, yang ditunjukkan pada Gambar 11.12. Deknya terbuat dari beton prategang dan baja. Setiap modul tetrahedron yang dibuat di pabrik dan pelat prategang pracetak ditempatkan pada balok penyangga dan disesuaikan posisinya. Setelah pengelasan sambungan anggota bawah dan pengecoran strip penutup, modul-modul tersebut ditegangkan bersama sebagai bentang yang lengkap. Karena basis modularnya, jembatan dua jalur ini mewakili kelas baru segmen super ringan yang dibuat di pabrik.

Jembatan Channel, Amerika Serikat: Jembatan kanal pracetak dan prategang pertama di Amerika Serikat dibangun pada tahun 1974 di San Diego, California, sebagai penyeberangan pejalan kaki di Universitas Negeri San Diego. Konsep ini digunakan kembali 18 tahun kemudian sebagai studi eksperimental untuk standar jembatan baru, awalnya oleh Administrasi Jalan Raya Prancis. Gambar 11.13 menunjukkan Jembatan Champfeuillet (1992) sepanjang 54 m dengan dua bentang, yang sedang dibangun di sepanjang Jalan Raya Alpen Rhône dekat Grenoble, Prancis. Aspek paling inovatif dari konsep ini adalah penggunaan parapet beton sebagai bagian dari struktur. Dengan prategangan longitudinal utama yang melewati penghalang, bagian yang sangat ringan dan dangkal dimungkinkan.

Penelitian dan implementasi Jembatan Channel, meskipun terus berlanjut di Eropa, juga baru-baru ini dimulai di Amerika Serikat. Diprakarsai oleh *Federal Highway Administration* (FHWA) dan *Highway Innovative Technology Evaluation Center* (HITEC), sebuah cabang dari *Civil Engineering Research Foundation* (CERF), setidaknya dua penerapan konsep Channel Bridge telah diselesaikan baru-baru ini di Amerika Serikat untuk Departemen Transportasi Negara Bagian New York (NYSDOT).

Gambar 11.13 Jembatan Channel, Prancis, sedang dalam pembangunan.

Manfaat utama dari konsep ini adalah sebagai berikut:

- Segmen yang ringan dan mudah dipasang.
- Waktu pemasangan yang cepat dengan investasi kecil pada peralatan pemasangan.
- Peningkatan jarak vertikal di bawah struktur atas, karena elemen penahan beban berada di atas pelat jalan, bukan di bawahnya.
- Pengurangan jumlah pilar jembatan layang yang dibutuhkan, yang meningkatkan tingkat keselamatan untuk jalur lalu lintas di bawahnya.

Bentang demi bentang, seperti yang digunakan saat ini, menggunakan tendon prategang di luar beton, tetapi di dalam balok kotak untuk kemudahan pracetak dan kecepatan pemasangan bersama dengan sambungan kering, tanpa epoksi, di antara segmen. Tendon prategang tersebut menerus dari segmen pilar ke segmen pilar.

11.4 JEMBATAN YANG DIBANGUN SECARA BERTAHAP

Gambaran Umum

Teknik pembangunan bertahap telah digunakan pada ratusan jembatan sejak diperkenalkan oleh Profesor Fritz Leonhardt pada tahun 1961 untuk Jembatan Río Caroni di Venezuela. Ini adalah alternatif efektif yang dapat dipertimbangkan oleh perancang jembatan ketika lokasi memenuhi persyaratan penataan tertentu. Metode ini melibatkan pengecoran struktur atas, atau sebagian darinya, di lokasi tetap di belakang salah satu abutmen.

Struktur yang telah selesai atau sebagian selesai kemudian diangkat ke tempatnya secara horizontal, yaitu, didorong sepanjang penataan jembatan. Segmen selanjutnya kemudian dapat dicor ke bagian yang sudah selesai dan selanjutnya didorong ke pilar. Karena semua operasi pengecoran terkonsentrasi di lokasi yang mudah diakses dari tanah, kualitas beton dengan tingkat yang sama seperti yang diharapkan dari tempat pengecoran pracetak dapat dicapai. Prosedur ini memiliki keuntungan bahwa, seperti teknik kantilever seimbang, ia menghilangkan kebutuhan akan perancah untuk mengecor balok. Selain itu, peralatan pemasangan berat, derek, gantry, dan sejenisnya, tidak diperlukan, demikian pula penggunaan epoksi pada sambungan segmen. Biasanya, satu-satunya peralatan khusus yang dibutuhkan adalah rangka baja ringan untuk bagian depan peluncuran guna mengurangi momen kantilever selama peluncuran.

Persyaratan Khusus

Terdapat dua kekhususan yang terkait dengan teknik ini, yang harus dipahami oleh perancang. Pertama, penyelarasan harus lurus atau, jika melibatkan kurva, kelengkungannya harus konstan. Kedua, selama peluncuran, setiap bagian balok akan mengalami momen maksimum dan minimum bentang; dan bagian kantilever terdepan akan mengalami momen yang sedikit lebih tinggi. Kendala kedua ini biasanya menyebabkan penampang yang sedikit lebih dalam, sekitar $1/15$ bentang, daripada yang seharusnya dipertimbangkan. Balok juga harus memiliki kedalaman konstan karena setiap bagian pada suatu saat akan ditopang pada bantalan sementara. Pertimbangan lain termasuk perlunya area yang luas di belakang abutmen untuk operasi pengecoran, persyaratan untuk mengangkat jembatan dari bantalan sementara, dan menempatkannya di atas bantalan permanen setelah peluncuran selesai, serta kebutuhan akan kontrol geometri yang sangat hati-hati selama pengecoran.

Peluncuran bertahap umumnya dipertimbangkan untuk jembatan layang panjang dengan banyak bentang dengan panjang yang sama. Bentang hingga 100 m dapat dipertimbangkan; persyaratan untuk balok dengan kedalaman konstan membuat bentang yang lebih panjang menjadi tidak ekonomis. Satu bentang panjang di tengah proyek dapat dicapai dengan meluncurkan dari kedua abutmen dan menyelesaikan bentang panjang dengan dua kantilever yang bertemu. Batas panjang praktis untuk peluncuran sekitar 1000 m. Jembatan dengan panjang dua kali lipat dari ini dapat dipertimbangkan dengan meluncurkan dari kedua abutmen.

Tata Letak Pasca-Tegangan Khas

Selama peluncuran struktur atas, setiap bagian balok dikenai momen lentur yang terus-menerus berbalik arah saat bergerak dari penyangga sementara ke tengah bentang. Karena

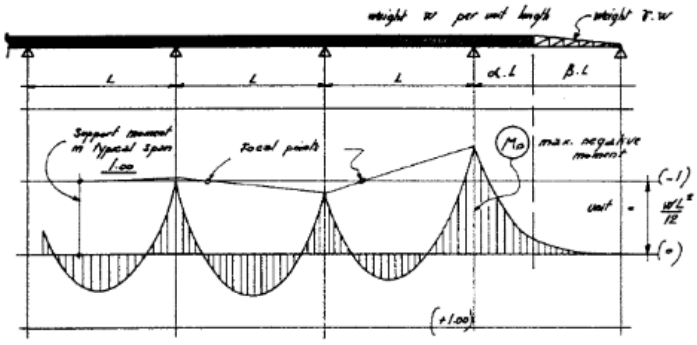
perubahan tanda pada momen yang diterapkan, penggunaan tendon yang tertekuk secara efisien untuk meluncurkan efek beban tidak mungkin dilakukan.

Oleh karena itu, prosedur umum yang digunakan adalah menerapkan prategang aksial untuk operasi peluncuran. Tendon ini biasanya lurus, dan terdapat di pelat atas dan bawah balok. Tendon untuk segmen berikutnya harus disambung dengan sambungan atau diberi tegangan pada penopang secara tumpang tindih.

Prategang ini kemudian ditambah dengan tendon yang tertekuk atau tendon pelat atas dan bawah yang pendek untuk masing-masing daerah momen negatif dan positif pada struktur yang telah selesai untuk memenuhi persyaratan kondisi layanan. Dalam beberapa kasus, prategang tertekuk permanen telah ditempatkan dalam konfigurasi yang diperlukan untuk kondisi akhir, dan tendon sementara dengan tekukan yang berlawanan disediakan untuk menangkal efek lenturnya selama peluncuran. Tendon sementara ini kemudian dilepas setelah peluncuran selesai.

Teknik untuk Mengurangi Momen Peluncuran

Seperti yang disebutkan di atas, momen peluncuran pada bentang terdepan, terutama bentang kantilever pertama, akan lebih besar daripada momen pada bentang interior berikutnya. Jika balok hanya diluncurkan ke pilar pertama tanpa ketentuan khusus untuk mengurangi momen ini, momen tersebut sebenarnya akan sekitar enam kali lipat momen negatif tipikal di atas pilar. Metode yang paling sering digunakan untuk mengatasi masalah ini adalah hidung peluncuran baja struktural ringan yang terpasang pada kantilever terdepan (lihat Gambar 11.14 dan 11.15). Hidung ini menopang balok tanpa penalti berat dari bagian beton yang lebih berat. Agar efektif, hidung harus seringan dan sekaku mungkin.



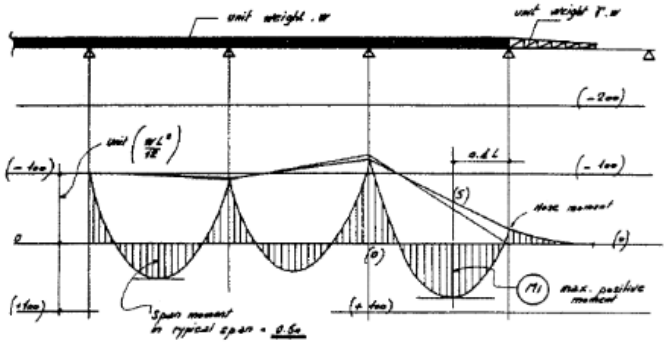
α	β	M_0
0.20	0.80	0.82
0.30	0.70	1.09
0.40	0.60	1.46
0.50	0.50	1.95
1.00	0.00	6.00

Gambar 11.14 Momen negatif kritis selama peluncuran dengan hidung. $M_1 = [WL^2/12)(6\alpha^3 + 6y)(1 - \alpha^3)$. Pengali $= WL^2/12$. Untuk $y = 0.11$..

Untuk bentang yang lebih panjang, ujung baja tidak seefektif itu, dan metode lain telah digunakan untuk mengurangi momen peluncuran. Pilar sementara merupakan solusi yang layak ketika kondisi tanah sedemikian rupa sehingga biaya pondasi relatif rendah dan tinggi

pilar tidak terlalu besar. Jika salah satu dari kondisi ini tidak terpenuhi, biaya dapat meningkat dengan cepat karena pilar sementara akan dibutuhkan di setiap bentang.

Satu metode terakhir yang telah berhasil digunakan adalah pylon sementara yang terpasang pada dek di ujung belakang bentang pertama yang menopang penahan yang terhubung ke ujung depan. Perangkat ini sangat efisien dalam mengurangi momen kantilever di bentang depan; namun, ia menghasilkan momen positif yang tidak diinginkan ketika pylon berada di tengah bentang. Karena alasan ini, penahan harus dilengkapi dengan dongkrak untuk menyesuaikan gaya penahan sesuai kebutuhan selama berbagai tahapan operasi peluncuran.



α	β	M_1
0.20	0.80	0.74
0.30	0.70	0.79
0.40	0.60	0.83
0.50	0.50	0.86
1.00	0.00	0.93

Gambar 11.15 Momen positif kritis selama peluncuran dengan hidung. $M_1 = [\,(WL\text{^}2/12\,)\,(\,0.933 - 2.96y\beta\text{^}2\,)$. Pengali $= WL^2/12$. For $y = 0.11$..

Metode Pengecoran dan Peluncuran

Panjang segmen untuk jembatan yang diluncurkan secara bertahap umumnya lebih besar daripada untuk jenis jembatan segmental lainnya. Panjang segmen tipikal berkisar antara 15 hingga 40 m. Biasanya, area pengecoran dua kali panjang segmen diperlukan untuk pengecoran sebenarnya dan operasi tambahan yang harus dilakukan di sana. Alas pengecoran umumnya merupakan struktur yang signifikan, karena persyaratan kontrol geometri yang ketat dari teknik ini membuat penurunan bekisting tidak dapat diterima.

Peluncuran telah dilakukan di masa lalu baik dengan tendon yang terpasang pada balok dan dongkrak horizontal yang bertumpu pada abutmen atau dengan dongkrak horizontal yang bertumpu pada permukaan abutmen yang terhubung ke dongkrak vertikal yang meluncur pada bantalan. Permukaan atas dongkrak vertikal dilengkapi dengan alat gesekan untuk bertumpu pada bagian bawah balok kotak. Dongkrak vertikal dipompa untuk memberikan gaya normal yang diperlukan untuk mentransfer gaya peluncuran melalui gesekan.

11.5 LENGKUNGAN, RANGKA KAKU, DAN JEMBATAN RANGKA

Jembatan Lengkung

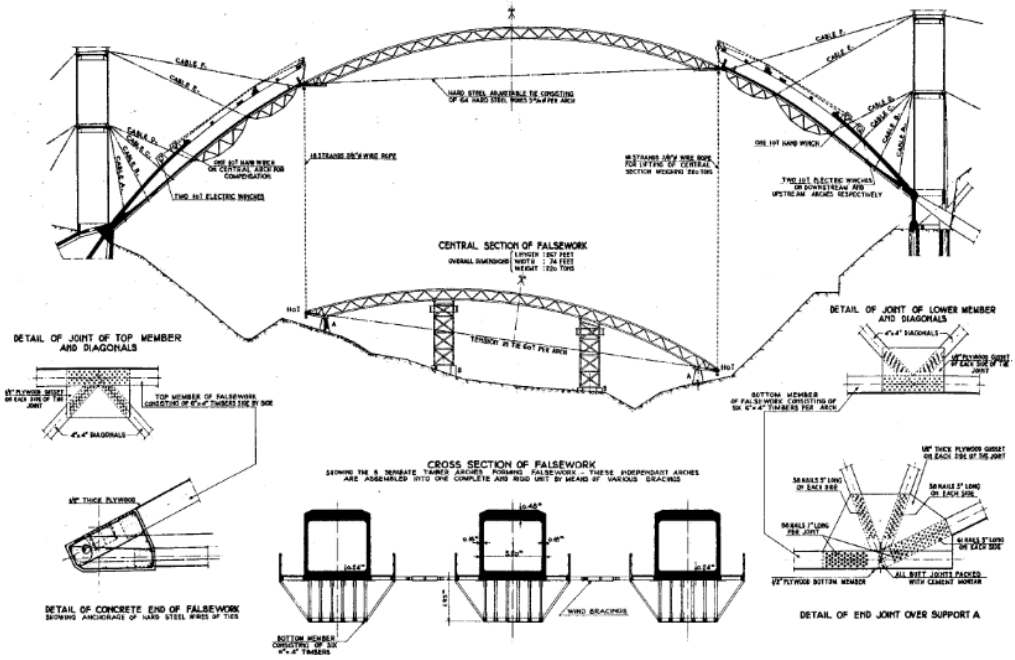
Langkah pertama menuju konstruksi lengkung segmental diambil tak lama setelah Perang Dunia I oleh Eugéne Freyssinet. Ia menggunakan dongkrak hidrolik untuk mengangkat lengkungan Villeneuve yang telah selesai dari perancahnya dengan menerapkan dorongan internal di puncaknya. Penyimpangan dari metode klasik memukul perancah untuk mengembangkan dorongan pada lengkungan ini membuka pintu bagi teknik konstruksi lengkungan modern yang tidak bergantung pada perancah. Hal ini juga memberikan kesempatan untuk mengurangi momen lentur pada lengkungan dengan menghilangkan beban mati lentur yang terkait dengan pemendekan aksial rusuk.

Lengkungan yang Dibangun Tanpa Perancah

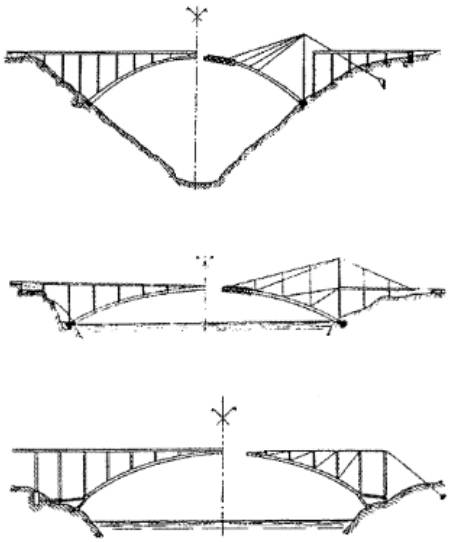
Pengembangan teknologi kabel penahan dan cetakan berjalan telah memungkinkan pembangunan lengkungan dengan cara kantilever tanpa perancah yang ditopang dari bawah. Salah satu contoh awal teknik ini adalah rangkaian viaduk yang dibangun di Caracas, Venezuela, pada tahun 1952 (lihat Gambar 11.16).

Seperempat bentang lengkungan pertama ditopang oleh cetakan ringan yang pada gilirannya ditopang oleh kabel penahan yang terpasang pada pilaster di pangkal lengkungan. Bagian puncak lengkungan kemudian diselesaikan dengan penyangga ringan yang ditopang pada bagian lengkungan yang sudah selesai sehingga tidak diperlukan perancah di lembah di bawahnya.

Beberapa variasi dari tema ini kemudian dikembangkan. Metode yang digunakan bervariasi, tergantung pada kondisi lokasi, mulai dari penggunaan pylon yang sangat tinggi dengan satu kelompok penahan yang memungkinkan konstruksi lengkungan hingga ke puncaknya hingga metode yang menggunakan kolom spandrel permanen bersamaan dengan diagonal penahan sementara untuk membentuk rangka. Metode-metode ini dirangkum dalam Gambar 11.17.



Gambar 11.16 Jembatan layang Caracas - pemasangan bagian tengah perancah lengkungan.



Gambar 11.17 Berbagai kantilever—teknik pemasangan untuk lengkungan.

Lengkungan Pracetak

Jembatan lengkung segmental pracetak pertama dibangun di Prancis pada tahun 1948. Jembatan di Luzancy di atas Sungai Marne ini terdiri dari tiga lengkungan penampang kotak yang dibangun dari segmen pracetak sepanjang 2.44 m. Panjang bentang jadi adalah 55 m. Karena persyaratan jarak bebas yang ketat, lengkungan tersebut memiliki rasio bentang terhadap tinggi yang sangat tidak biasa yaitu 23 banding 1. Segmen-segmen tersebut dihubungkan melalui sambungan kering 20 mm dan prategangan pada pendekatan di belakang abutmen, dengan rusuk yang dihasilkan dipindahkan ke posisi akhirnya oleh kereta gantung.

Konstruksi lengkungan beton tanpa perancah hampir secara eksklusif digunakan bersamaan dengan teknik kantilever cor di tempat hingga pembangunan Jembatan Natches

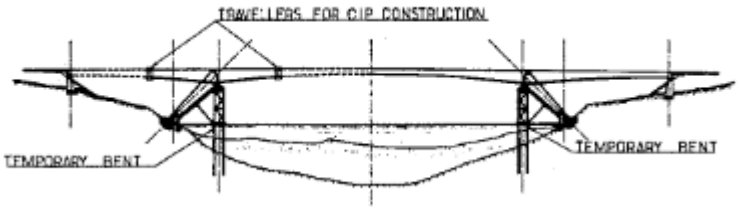
Trace di Tennessee pada tahun 1993. Lengkungan pracetak ini, yang awalnya dirancang untuk didirikan di atas perancah yang dapat dipindahkan, adalah lengkungan pracetak pertama yang didirikan di atas penahan. Desain yang tidak biasa, yang menghilangkan kolom spandrel, menghasilkan tampilan yang ramping. Terdapat dua lengkungan: satu dengan bentang 177 m dan tinggi 44 m, yang lainnya dengan bentang 141 m dan tinggi 31 m. Segmen lengkungan memiliki lebar 4,9 m dan kedalaman bervariasi dari 4 m di pangkal hingga 3 m di puncak (lihat Gambar 11.18).

Rangka Kaku

Jembatan rangka dapat dianggap sebagai hibrida dari bentuk lengkungan dan balok. Jembatan ini merupakan alternatif yang tepat untuk kedua jenis tersebut untuk panjang bentang menengah. Jembatan rangka kaku sangat cocok untuk teknik konstruksi segmental.

Gambar 11.18 Lengkungan rangka Natches—pendirian rusuk kantilever.

Gambar 11.19 Jembatan Bonhomme di Brittany, Prancis.



Gambar 11.20 Penopang sementara untuk Jembatan Bonhomme.

Jembatan rangka kaku seringkali memiliki beberapa persyaratan lokasi yang sama dengan jembatan lengkung. Jembatan ini sangat cocok untuk lembah dan umumnya membutuhkan fondasi yang mampu menahan beban horizontal yang besar. Umumnya, beberapa bentuk penyangga sementara akan diperlukan sampai rangka selesai, yang berarti bahwa teknik konstruksi yang menghilangkan perancah mungkin memerlukan sedikit modifikasi untuk struktur ini. Salah satu aplikasi rangka kaku yang paling meyakinkan secara estetika adalah Jembatan Bonhomme di Brittany, Prancis (lihat Gambar 11.19).

Rangka kaki miring ini dibangun menggunakan teknik kantilever seimbang cor di tempat. Pilar sementara dipasang di bawah kaki miring untuk menopangnya sebelum gaya dorong dikembangkan di dalam rangka (lihat Gambar 11.20). Dongkrak di bawah pilar penyangga sementara dan di penutupan tengah bentang digunakan untuk menyesuaikan geometri sebelum menutup bentang.

Rangka Segmental

Meskipun relatif sedikit contoh yang telah dibangun, rangka segmental menarik, terutama untuk bentang panjang, karena menawarkan penggunaan material yang sangat efisien. Penghematan ini secara langsung menghasilkan elemen yang lebih ringan dan beban yang lebih kecil yang harus ditangani selama konstruksi, serta pengurangan biaya material.

Gambar 11.21 Konstruksi kantilever Jembatan Layang des Glacièrs, Prancis.

Salah satu rangka segmental paling awal adalah Mangfallbrücke di Austria, yang dibangun pada tahun 1959. Jembatan ini memiliki panjang total 288 m dengan bentang maksimum 108 m dan dibangun dengan teknik segmental cor di tempat bersamaan dengan pilar sementara.

Contoh-contoh selanjutnya dikembangkan dalam segmental pracetak, di antaranya Viaduc de Sylans dan Viaduc des Glacieres yang paling terkenal. Struktur kembar ini dibangun dengan kantilever seimbang dengan rangka atas yang dapat diluncurkan sendiri (lihat Gambar 11.21). Segmen-segmen tersebut diberi prategang dalam tiga arah dengan kombinasi tendon eksternal dan internal. Anggota "X" untuk web terbuka dicetak terlebih dahulu dan kemudian ditempatkan di dalam cetakan sebelum pengecoran segmen.

Perkembangan terbaru dalam rangka segmental adalah rangka komposit. Konsep ini menggunakan beton untuk batang atas dan bawah serta profil baja untuk bagian web yang

terbuka. Namun, dalam beberapa kasus, baja juga digunakan untuk batang tarik. Contoh yang sangat baik dari jenis konstruksi ini adalah jembatan di atas Roize di Prancis, yang dibangun dengan metode bentang demi bentang.

Struktur ini dirancang sebagai rangka baja yang diproduksi di pabrik dan pelat pracetak. Kedua elemen ini disambung di lokasi dengan sambungan cor di tempat dan tendon eksternal (lihat Gambar 11.22). Pelat pracetak berfungsi sebagai batang atas (tekan) sementara tabung baja heksagonal berfungsi sebagai batang bawah. Struktur yang dihasilkan sama-sama layak sebagai dek untuk viaduk bentang pendek dan balok penguat untuk jembatan kabel bentang panjang.

11.6 JEMBATAN KABEL SEGMENTAL

Gambaran Umum

Teori tentang jembatan kabel disajikan dalam bab lain. Di sini kita hanya akan membahas jembatan kabel yang berkaitan dengan konstruksi segmental. Pada sebagian besar jembatan kabel segmental, metode konstruksinya termasuk dalam tiga kategori berikut, berdasarkan urutan kepentingannya:

- Konstruksi kantilever
- Konstruksi bertahap
- Konstruksi dorong keluar

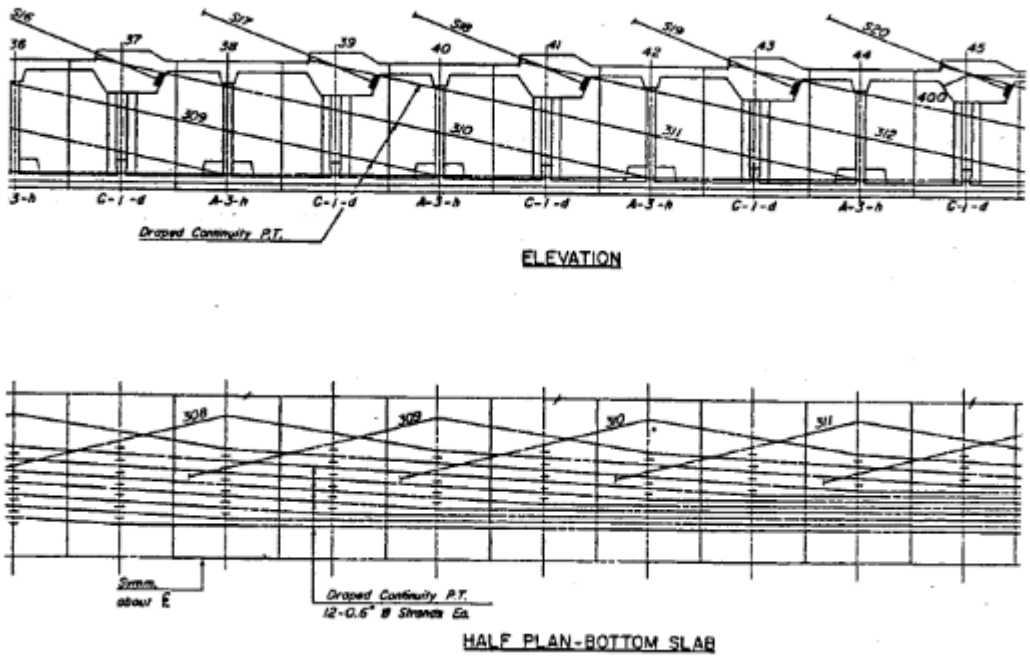
Gambar 11.22 Jembatan Roize, Prancis — pemasangan rangka bawah dan web baja.

Pilihan material bergantung pada banyak faktor dan kondisi beban; perlu diingat bahwa beton adalah material yang sangat baik untuk struktur kabel-stayed, karena sifatnya dalam menahan kompresi dan karakteristik massa dan redamannya dalam menahan getaran aerodinamis. Untuk Jembatan Seremonial yang diusulkan di Malaysia, dengan bentang utama 1000 m dan satu bidang penahan, dek beton di area pylon dikaitkan dengan penampang komposit menuju pusat bentang. Studi perbandingan menunjukkan bahwa penggantian bagian komposit dengan pelat betonnya dengan pelat ortotropik akan berdampak buruk pada proyek karena kurangnya massa.

Konstruksi Kantilever

Desain

Penting untuk menjaga proyek tetap sederhana dan memperhatikan detail untuk mencapai ekonomi dan efisiensi selama konstruksi. Panjang segmen harus sama dan, tergantung pada jarak penahan, sambungan segmen harus sedemikian rupa sehingga penahan selalu berada di lokasi yang sama dalam satu segmen. Jika segmennya panjang, penahan harus ditempatkan di dekat ujung bebas segmen. Penampang harus dijaga konstan sebisa mungkin, variasinya terbatas pada ketebalan web dan pelat bawah. Tata letak prategang harus berulang dari segmen ke segmen (lihat Gambar 11.23). Fase pemasangan sangat penting dalam hal stabilitas dan tegangan. Pengaruh angin pada struktur yang sebagian dibangun harus diselidiki untuk efek statis dan dinamis. Periode pengembalian yang lebih pendek biasanya digunakan selama konstruksi (10 tahun). Pengaruh seismik juga harus diselidiki di daerah rawan gempa. Untuk meningkatkan stabilitas, kabel sementara dapat dipasang pada tahap penyelesaian tertentu.



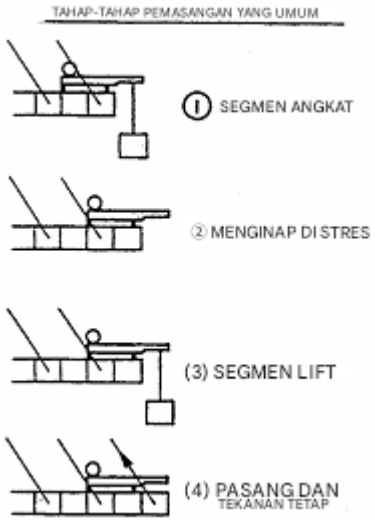
Gambar 11.23 Sunshine Skyway, Florida — kabel penahan dan tata letak penegangan pasca-konstruksi.

Tegangan pada elemen utama struktur sering mencapai maksimum selama konstruksi, dan keadaan tegangan akhir pada struktur yang telah selesai sangat bergantung pada ketelitian konstruksi. Gambar 11.24 menunjukkan siklus pemasangan yang khas. Penting untuk meninjau semua fase pemasangan untuk memastikan bahwa tegangan berada dalam batas yang diizinkan pada setiap tahap.

Gaya penahan besar dan diterapkan pada area dek yang sangat terlokal, dan efek lokalnya harus dianalisis secara detail. Misalnya, penahan menerapkan gaya tinggi dan

terkonsentrasi pada penampang, di tengah, dalam kasus bidang penahan tunggal, atau di tepi dengan dua bidang penahan.

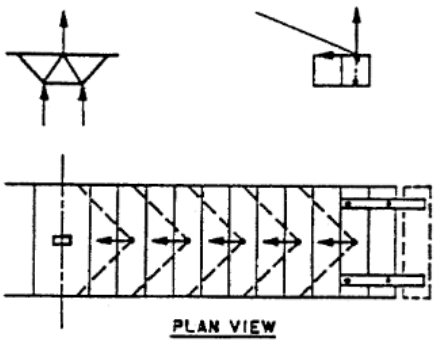
Gaya-gaya ini tidak langsung tersedia di seluruh penampang, tetapi tersebar sekitar 45°. Efek kelambatan geser ini lebih kritis selama konstruksi daripada saat digunakan. Fase konstruksi harus diperiksa, dengan asumsi distribusi 45° dari komponen horizontal gaya penahan sementara komponen vertikal secara efektif diterapkan pada jangkar penahan (program komputer elemen hingga akan menghasilkan distribusi tegangan penampang yang tepat).



Gambar 11.24 Fase pemasangan tipikal.

Analisis ini biasanya menunjukkan perlunya menambahkan sistem prategang sementara di ujung kantilever, di area di luar garis tengah penahan (lihat Gambar 11.25).

Ketika penahan ditambatkan pada dek yang sudah dibangun, seperti penahan belakang yang ditambatkan di bentang samping, komponen horizontal gaya penahan didistribusikan setengah dalam kompresi di depan jangkar dan setengah dalam tegangan di belakang jangkar. Ini disebut efek entrainment; harus berhati-hati untuk memiliki kapasitas tegangan yang cukup di belakang jangkar, baik tulangan atau kompresi yang tersedia, untuk mencegah retak atau terbukanya sambungan jika konstruksi pracetak.



Gambar 11.25 Penahan geser selama konstruksi.

Konstruksi Kantilever Cor di Tempat

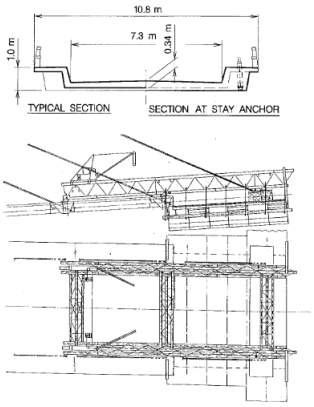
Jembatan gantung cor di tempat dibangun menurut prinsip umum yang sama dengan jembatan balok kotak tipikal. Setelah pylon dibangun hingga titik jangkar penahan pylon pertama dan segmen dek awal di pylon dicor, penahan geser dapat dipasang dan konstruksi kantilever dimulai. Penahan sementara terkadang diperlukan untuk menahan berat penahan geser ditambah segmen yang baru dicor sebelum penahan permanen yang berkaitan dengan segmen tersebut dapat dipasang dan diberi tegangan, terutama untuk dek tipis dengan inersia kecil. Cara yang lebih elegan adalah menggunakan penahan permanen, yang dapat dijangkarkan pada blok jangkar pracetak yang diikatkan ke penahan geser.

Komponen horizontal gaya penahan ditanggung oleh penahan geser (lihat Gambar 11.26) atau oleh elemen pracetak, yang menjadi bagian dari segmen masa depan. Penahan permanen juga dapat dijangkarkan di dek akhir jika struktur jangkar penahan diatur secara bertahap di depan seluruh bagian. Hal ini terjadi pada Jembatan Isère yang ditunjukkan pada Gambar 11.27 dan 11.28, di mana tulang punggung tengah tempat penahan ditambatkan dicor pada fase pertama dan bagian lainnya pada fase kedua. Fase-fase tersebut adalah sebagai berikut:

- Peluncuran alat bantu pengecoran;
- Pengecoran tulang punggung tengah (8 m) dan penegangan penahan hingga 35% dari gaya akhirnya;
- Peluncuran cetakan samping, menghubungkan pelat bawah, dan penegangan penahan hingga 70% dari gaya akhirnya;
- Pengecoran pelat atas dan penegangan penahan hingga 80% dari gaya akhirnya.

Konstruksi Pracetak Kantilever

Jembatan segmen pracetak menjadi layak secara ekonomi untuk jembatan yang relatif besar di mana biaya yang terkait dengan pengaturan tempat pengecoran dapat diimbangi oleh kecepatan pengecoran segmen dan kecepatan pemasangan. Akan sangat menarik jika pendekatan ke bentang utama juga dicetak secara segmental, karena dengan demikian biaya peralatan dapat dikurangi dari volume yang lebih besar.



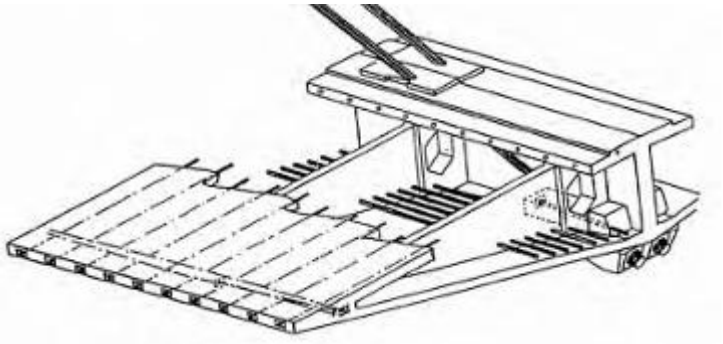
Gambar 11.26 Jembatan Santa Rosa, Bolivia – tampilan umum, penampang melintang, dan tampak samping.

Contoh yang bagus adalah Jembatan Sunshine Skyway di Florida, dengan bentang utama 366 m untuk total panjang 1220 m, di mana penampang yang sama digunakan di seluruh jembatan tingkat tinggi (lihat Gambar 11.29 dan 11.30). Segmen seberat 120 ton dicetak di galangan dekat lokasi dan dikirim dengan tongkang. Segmen tersebut diangkat ke tempatnya oleh rakitan balok dan derek yang dipasang pada bagian dek yang telah selesai sebelumnya. Peralatan pengangkat yang sama digunakan untuk pendekatan tinggi ke bentang utama. Pendekatan tingkat rendah terbuat dari dua balok kotak paralel.

Untuk Jembatan James River di Virginia, balok kotak pracetak paralel kembar yang sama digunakan dari satu ujung jembatan ke ujung lainnya. Untuk bentang utama, digunakan satu rencana penahan tunggal dan kedua kotak dihubungkan oleh rangka melintang di setiap lokasi jangkar penahan (lihat Gambar 11.31 dan 11.32). Dengan skema ini, konstruksi dapat dilakukan di tingkat dek, dengan segmen-segmen didirikan dengan metode bentang demi bentang. Bentang utama dapat dibangun dengan peralatan pengangkat tipe derek yang dipasang pada bagian dek yang telah selesai atau, jika diinginkan, dengan derek di permukaan tanah atau di atas tongkang di sungai.

Konstruksi Kantilever Segmental Baja Struktural

Konstruksi kantilever juga dapat diterapkan pada struktur baja, contoh terbarunya adalah Jembatan Normandie dengan bentang utama 856 m dan bentang pendekatan 43.5 m. Balok kotak beton digunakan untuk pendekatan dan sebagian bentang utama. Pendekatan dibangun dengan peluncuran bertahap dan 116 m pertama dari pylon menggunakan teknik kantilever seimbang segmental cor di tempat. Konstruksi segmental baja digunakan untuk sisa 640 m bentang utama karena bobotnya yang ringan. Segmen baja sepanjang 19,65 m diangkut ke lokasi, diangkat ke tempatnya, diamankan terhadap segmen sebelumnya, dan kemudian dilas (lihat Gambar 11.33).



Gambar 11.27 Jembatan Isère, Prancis — tampilan umum dan isometrik.

Konstruksi Bertahap

Dengan metode ini, dek dicor pada alas tetap, dengan cetakan samping bergerak saat segmen dicor. Penyangga dapat dipasang selama pengecoran, kemudian diberi tegangan setelahnya. Keuntungannya adalah jembatan tidak melalui tahapan dengan tingkat tegangan tinggi selama pemasangan dan praktis dibangun pada tahap akhir. Metode ini hanyalah variasi dari skema pengecoran di tempat.

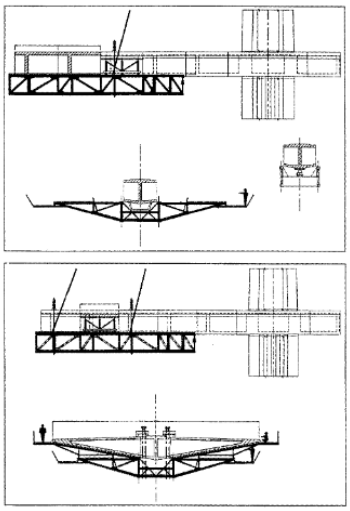
Konstruksi Dorong Keluar

Metode ini jarang digunakan dan tidak cocok untuk jembatan kabel-stayed. Penggunaannya terbatas pada lokasi di mana penyangga sementara dapat dipasang. Selama proses dorong, dek mengalami variasi momen yang besar sehingga dek baja lebih cocok.

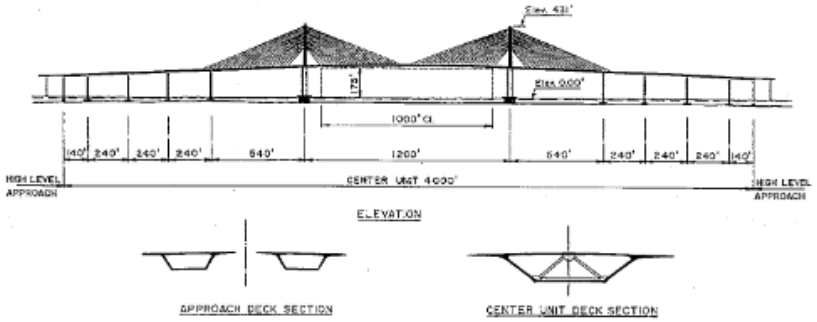
11.7 PERTIMBANGAN DESAIN

Gambaran Umum

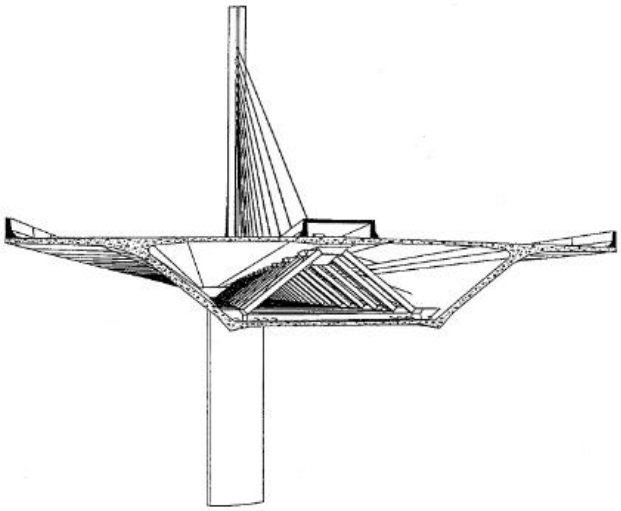
Tujuan bagian ini adalah untuk menyajikan kondisi yang harus diperhatikan oleh perancang untuk menghasilkan desain yang memuaskan. Teknik segmental sangat terkait dengan metode konstruksi dan sistem struktur yang digunakan. Biasanya diidentifikasi dengan konstruksi kantilever, tetapi perhatian khusus juga harus diberikan pada metode lain, seperti bentang demi bentang, peluncuran bertahap, atau penempatan progresif.



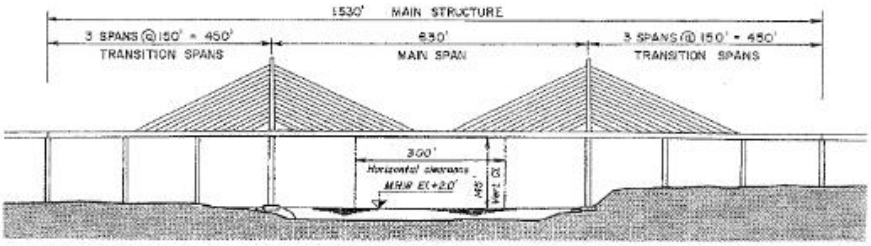
Gambar 11.28 Jembatan Isére — urutan pengecoran.



Gambar 11.29 Jembatan Sunshine Skyway, Florida — tampak depan.



Gambar 11.30 Jembatan Sunshine Skyway — tampilan isometrik.



Gambar 11.31 Jembatan James River, Massachusetts – tampak depan.

Susunan Bentang

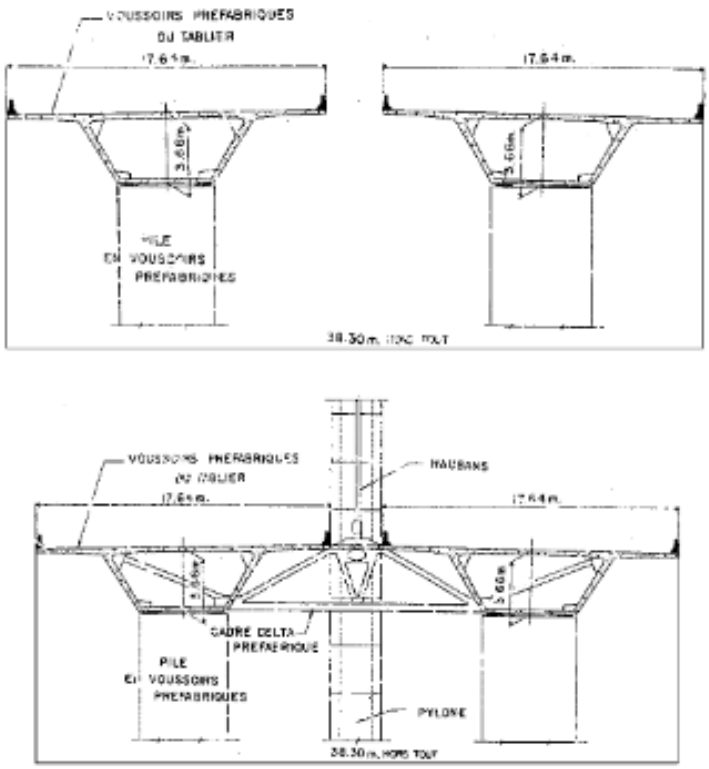
Konstruksi Kantilever Seimbang

Susunan bentang sebaiknya menghindari bentang dengan panjang yang berbeda secara signifikan, jika memungkinkan. Ini memanfaatkan metode konstruksi dengan sebaik-baiknya dengan menggunakan kantilever yang seimbang di sekitar kolom. Bentang abutmen jembatan yang dibangun dengan metode ini biasanya 60 hingga 65% dari panjang bentang tengah.

Bentang ujung yang lebih pendek ini meminimalkan panjang jembatan yang berdekatan dengan abutmen, yang harus dibangun dengan menggunakan metode yang berbeda, biasanya dengan menggunakan perancah. Bentang yang lebih pendek dari ini mungkin memerlukan detail untuk menahan gaya angkat di abutmen yang mengakibatkan beban hidup pada bentang yang berdekatan (lihat Gambar 11.34).

Konstruksi Bentang demi Bentang

Untuk konstruksi bentang demi bentang, perataan panjang bentang yang berdekatan tidak diperlukan, meskipun akan lebih menguntungkan untuk mempertahankan panjang bentang yang serupa di antara bentang yang berdekatan. Panjang bentang tumpuan atau bentang ujung biasanya dijaga agar sama dengan bentang bagian dalam. Hal ini wajar untuk jenis konstruksi ini, karena momen sekunder akibat prategang pada bentang ujung lebih kecil daripada bentang bagian dalam, dan oleh karena itu persyaratan prategangnya serupa.



Gambar 11.32 Jembatan Sungai James — penampang melintang.

Gambar 11.33 Jembatan Normandie, Prancis — pengangkatan segmen baja.

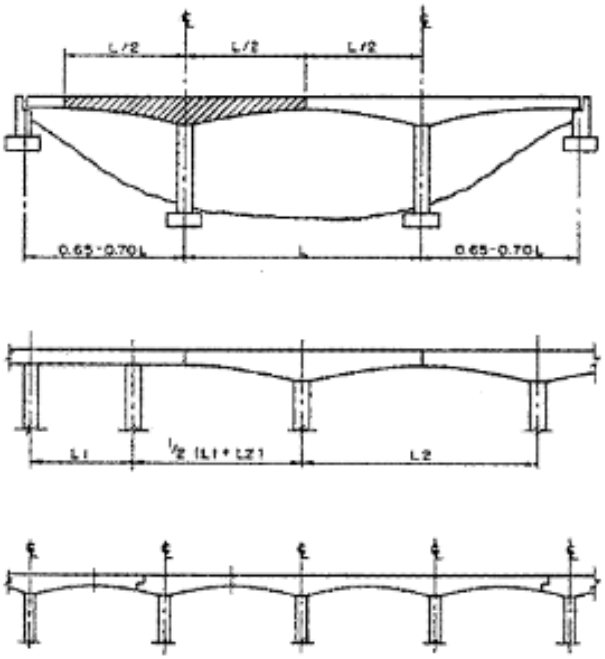
Lokasi Sambungan Ekspansi

Dek jembatan beton telah dibangun dengan panjang hingga 1220 m di antara sambungan ekspansi dan telah menunjukkan kinerja yang dapat diterima. Penempatan sambungan ekspansi dalam jembatan layang yang lebih panjang mungkin diperlukan untuk mengakomodasi perubahan panjang struktur akibat rambatan, penyusutan, dan perubahan termal. Lokasi sambungan ekspansi dalam bentang akan bervariasi, tergantung pada metode konstruksi.

Untuk konstruksi kantilever seimbang, sambungan ekspansi awalnya ditempatkan di ujung kantilever, yaitu di tengah bentang pada struktur yang telah selesai, untuk memudahkan konstruksi. Efek rambatan di bawah beban mati ditambah prategangan mendorong ujung kantilever ke bawah, menghasilkan sudut patahan yang tidak dapat diterima di tengah bentang. Penempatan ini tidak lagi digunakan. Solusi alternatif adalah menempatkan sambungan pada titik kontrafleksi bentang kontinu yang setara, sehingga sangat efektif mengurangi sudut patahan di bawah rambatan dan beban hidup.

Teknik ini membutuhkan segmen ekspansi di tengah panjang kantilever, sehingga konstruksi menjadi lebih sulit. Teknik terbaru kembali ke sambungan di tengah bentang, tetapi dengan penambahan balok baja pengaku di sepanjang sambungan, mengubah bentang berengsel menjadi bentang kontinu dengan kemampuan ekspansi. Penyempurnaan lebih lanjut diperkenalkan seperti kemampuan untuk mengontrol defleksi bentang dengan dongkrak vertikal pada balok baja selama masa pakai jembatan. Teknik ini telah berhasil digunakan karena tidak mengganggu proses pemasangan kantilever (lihat Gambar 11.35).

Untuk bentang yang dibangun dengan menggunakan metode bentang demi bentang, sambungan ekspansi biasanya terletak di garis tengah kolom. Bentang balok kotak yang berdekatan keduanya ditopang oleh kolom dengan pergerakan yang diizinkan di antara bentang. Dengan metode ini, perubahan sudut pada sambungan ekspansi diminimalkan, dan tidak ada persyaratan untuk pengekangan momen sementara antara bagian yang berdekatan.



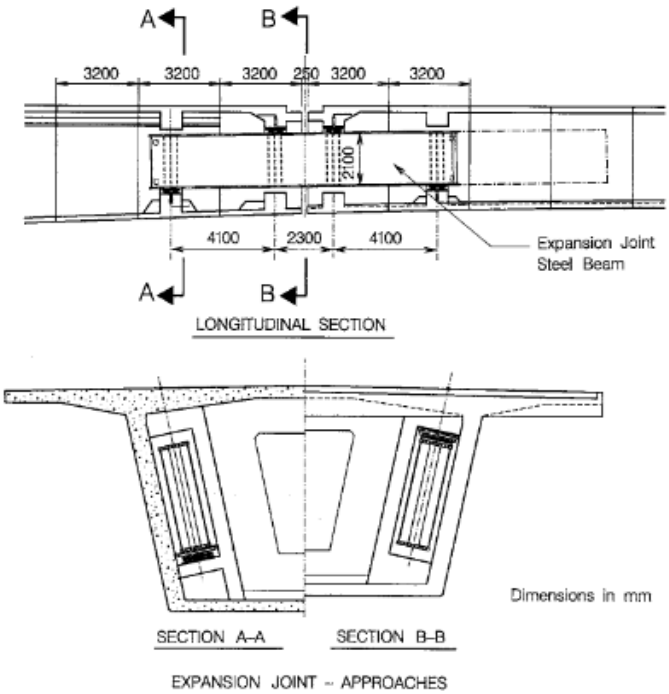
Gambar 11.34 Susunan bentang kantilever seimbang.

Dimensi Penampang

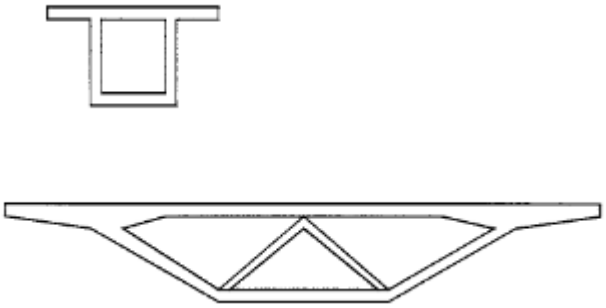
Dimensi Keseluruhan Balok Kotak

Lebar keseluruhan jembatan balok kotak segmental beton cukup mudah disesuaikan dengan kebutuhan apa pun. Bentang balok kotak telah dibangun dengan lebar serendah 3.6 m dan setinggi 27.50 m, dengan konfigurasi balok kotak yang sangat bervariasi. Kedalaman balok kotak segmental pracetak umumnya sedikit lebih besar daripada bentang serupa dengan konstruksi cor di tempat. Kedalaman yang meningkat ini diperlukan untuk mengimbangi persyaratan yang lebih ketat untuk tegangan aksial serat yang ekstrem dan pembatasan pada lokasi tendon prategang. Jembatan balok kotak multi-sel juga akan memiliki lebih banyak web untuk menempatkan tendon daripada balok kotak segmental sel tunggal dengan lebar yang sebanding.

Untuk konstruksi bentang demi bentang, rasio bentang terhadap kedalaman tidak boleh melebihi 25 banding 1, dan lebih nyaman pada 20 banding 1. Untuk konstruksi kantilever seimbang, rasio bentang terhadap kedalaman pada tumpuan tidak boleh melebihi 18 banding 1. Namun, balok kotak dengan kedalaman variabel yang dibangun dengan cara kantilever seimbang cukup umum dengan penampang lurus dan ekstrados parabola. Rasio bentang terhadap kedalaman di tengah bentang jembatan kantilever seimbang dengan kedalaman variabel tidak boleh melebihi 40 banding 1 (lihat Gambar 11.36).



Gambar 11.35 Sambungan ekspansi — pendekatan.



Gambar 11.36 Berbagai penampang melintang.

Ketebalan Web

Ketebalan web umumnya ditentukan sedemikian rupa sehingga tendon prategang yang dibutuhkan dapat ditempatkan tanpa mengganggu pengecoran beton atau berisiko retak selama penegangan tendon. Nilai tegangan utama pada kondisi batas layanan untuk tidak adanya retak pada beton harus diperiksa pada web di sumbu netral dan pada persimpangan dengan flensa atas dan bawah. Ini akan memberikan indikasi yang baik apakah ketebalan web sudah cukup. Sebagian besar kode desain juga menetapkan batasan pada kapasitas geser ultimate untuk balok kotak untuk memastikan bahwa web tidak gagal dalam kompresi diagonal sebelum terjadinya leleh tulangan sengkang.

Ketebalan Pelat

Ketebalan pelat umumnya ditentukan untuk membatasi defleksi di bawah beban hidup dan untuk memberikan kapasitas lentur yang diperlukan. Batasan ini serupa dengan ketebalan pelat untuk struktur jembatan yang dibangun dengan menggunakan metode konstruksi yang

lebih tradisional. Rasio bentang terhadap ketebalan harus berada dalam kisaran 30 banding 1. Karena sebagian besar balok kotak segmental memiliki pelat atas yang diberi prategang melintang, ketebalan minimum pelat atas harus 200 mm, dengan kemungkinan nilai yang lebih tebal pada jangkar tendon. Ketebalan pelat bawah dapat lebih kecil, hingga 180 mm, jika tidak ada prategang memanjang atau melintang yang tertanam di dalam pelat.

Gradien Suhu

Gradien Suhu Linier

Gradien suhu disebabkan oleh permukaan atas atau bawah struktur yang lebih hangat daripada yang lain. Bentuk distribusi suhu sepanjang kedalaman penampang berada di luar cakupan teks ini. Namun, distribusi ini dapat diasumsikan linier atau nonlinier dengan besaran yang diberikan dalam teks yang relevan. Karena massa termalnya yang tinggi, struktur beton lebih terpengaruh secara negatif oleh gradien termal daripada struktur baja.

Efek gradien suhu linier dapat dengan mudah dievaluasi menggunakan metode perhitungan manual. Setelah besarnya gradien suhu ditentukan, kelengkungan tak terkendali di titik mana pun sepanjang bentang dapat ditentukan dengan

$$R = \frac{\Delta T \cdot \alpha \cdot E_c}{h} \tag{11.1}$$

di mana

R = jari-jari kelengkungan

ΔT = perbedaan suhu linier antara serat atas dan bawah penampang

E_c = Modulus elastisitas beton

α = koefisien ekspansi termal

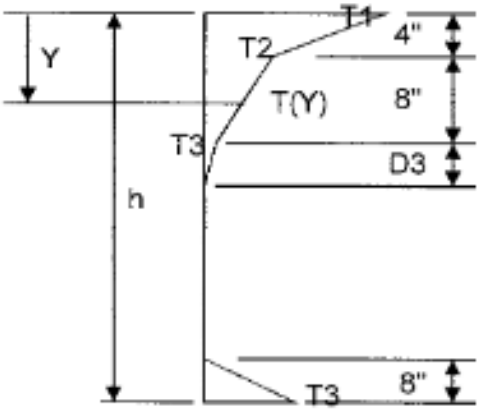
h = kedalaman penampang

Setelah kelengkungan tak terkendali di sepanjang struktur diketahui, distribusi gaya akhir dapat ditentukan dengan mengevaluasi reaksi dukungan redundan. Perlu dicatat bahwa untuk struktur statis tertentu, gradien suhu linier menghasilkan efek nol pada struktur.

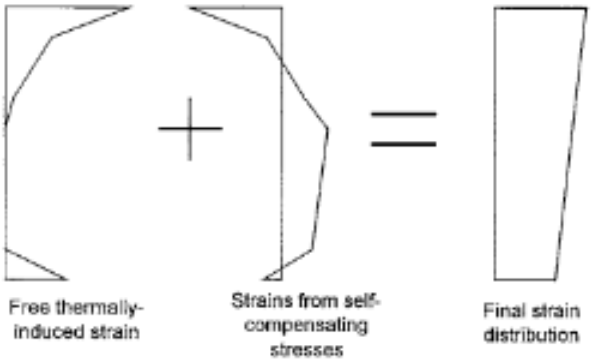
Gradien Suhu Nonlinier

Gradien suhu nonlinier lebih sulit dievaluasi dan paling baik ditangani oleh program komputer yang sesuai. Teori umum disajikan di sini; untuk elaborasi yang lebih rinci lihat Referensi. Distribusi suhu nonlinier ditentukan oleh pengukuran lapangan dan prinsip-prinsip termodinamika. Bentuk umumnya dapat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.37. Dengan asumsi bahwa material memiliki sifat tegangan-regangan linier, bahwa penampang bidang akan tetap bidang (hipotesis Navier-Bernoulli), dan bahwa suhu hanya bervariasi dengan kedalaman (masalah dua dimensi), kita dapat membuat penurunan teoritis berikut dari masalah tersebut: regangan yang diinduksi secara termal bebas sebanding dengan distribusi suhu; namun, distribusi regangan ini melanggar asumsi kedua di atas, yaitu, bahwa penampang bidang tetap bidang. Agar penampang tetap bidang di bawah pengaruh gradien suhu yang diterapkan, harus ada tegangan yang diinduksi pada penampang tersebut. Ini disebut tegangan kompensasi diri. Oleh karena itu, distribusi regangan akhir pada penampang

bersifat linier dan merupakan jumlah dari regangan yang diinduksi secara termal bebas dan regangan yang diinduksi oleh tegangan kompensasi diri (lihat Gambar 11.38).



Gambar 11.37 Gradien nonlinier.



Gambar 11.38 Tegangan kompensasi diri.

Tegangan kompensasi diri dapat diturunkan sebagai

$$\sigma(Y) = E_c \cdot \sigma \cdot T(Y) - \frac{P}{A} - \frac{M \cdot Y}{I} \tag{11.2}$$

di mana
Y = variabel sepanjang kedalaman penampang
$T(Y)$ = suhu pada absis Y
$P = \int_Y E \cdot a \cdot T(Y) \cdot b(Y) dY$
$M = \int_Y E \cdot a \cdot T(Y) \cdot b(Y) \cdot Y \cdot dY$
$\sigma(Y)$ = lebar penampang pada absis Y
Mirip dengan gradien linier, sekarang ada kelengkungan bebas tak terkendali dari struktur sepanjang panjangnya. Jika strukturnya kontinu, ini akan menghasilkan reaksi karena pengekangan sistem. Kelengkungan tak terkendali pada titik mana pun sepanjang struktur adalah

$$R = \frac{M}{E_c \cdot I} \tag{11.3}$$

Setelah kelengkungan tak terkendali di sepanjang struktur diketahui, distribusi gaya kontinuitas dapat ditentukan dengan mengevaluasi reaksi tumpuan yang berlebihan. Oleh karena itu, tegangan total pada suatu penampang adalah penjumlahan tegangan kompensasi diri dan tegangan kontinuitas. Untuk struktur statis tertentu, tegangan pada suatu penampang tidak nol seperti pada gradien suhu linier; tegangan kontinuitas adalah nol, tetapi tegangan kompensasi diri mungkin signifikan.

Lendutan

Lendutan Beban Mati dan Lendutan Akibat Per creep

Lendutan vertikal global jembatan balok kotak segmental akibat pengaruh beban mati dan prategang serta pengaruh jangka panjang per creep biasanya diprediksi selama proses desain dengan menggunakan program analisis komputer. Lendutan tersebut sangat bergantung pada metode konstruksi struktur, usia segmen saat prategang, dan usia struktur saat beban lain diterapkan. Oleh karena itu, dapat diperkirakan bahwa defleksi aktual struktur akan berbeda dari yang diprediksi selama perancangan karena perubahan asumsi. Defleksi biasanya dihitung ulang oleh insinyur kontraktor, berdasarkan urutan konstruksi aktual.

Persyaratan Lengkungan

Defleksi permanen struktur setelah semua defleksi rambatan terjadi, biasanya 10 hingga 15 tahun setelah konstruksi, mungkin tidak dapat diterima dari perspektif kenyamanan berkendara bagi pengguna atau untuk kepercayaan masyarakat umum. Bahkan jika tidak ada masalah struktural dengan bentang yang mengalami penurunan yang terlihat, hal itu tidak akan menumbuhkan kepercayaan publik. Karena alasan ini, lengkungan biasanya akan dicor ke dalam struktur sehingga defleksi permanen jembatan hampir nol. Mungkin lebih baik untuk mengabaikan lengkungan, jika memang perlu untuk mengecor penurunan pada struktur selama konstruksi.

Defleksi Global Akibat Beban Hidup

Sebagian besar kode desain memiliki batasan pada defleksi global yang diizinkan dari bentang jembatan akibat efek beban hidup. Tujuan dari batasan ini adalah untuk menghindari getaran yang terasa bagi pengguna dan meminimalkan efek benturan beban bergerak. Ketika struktur digunakan oleh pejalan kaki dan juga pengendara, batasannya diperketat lebih lanjut.

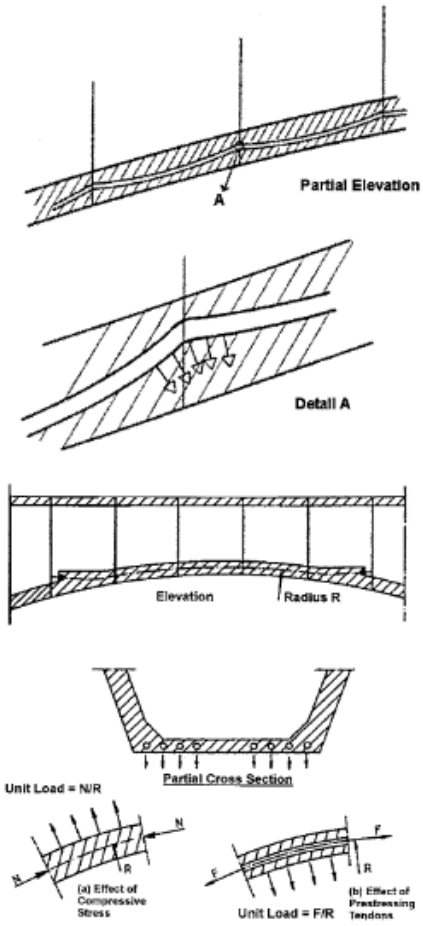
Defleksi Lokal Akibat Beban Hidup

Mirip dengan batasan defleksi global bentang jembatan, terdapat juga batasan pada defleksi elemen lokal penampang balok kotak. Misalnya, Spesifikasi AASHTO membatasi defleksi lengan kantilever akibat beban hidup ditambah benturan hingga $1/300$ dari panjang kantilever, kecuali jika ada penggunaan pejalan kaki.

Tata Letak Pasca-Tegangan

Pasca-Tegangan Eksternal

Meskipun sebagian besar jembatan beton yang dicor di atas perancah atau jembatan balok pracetak telah menggunakan pasca-tegangan di saluran yang sepenuhnya terbungkus dalam bagian beton, inovasi lain telah dilakukan dalam konstruksi segmen pracetak.



Gambar 11.39 Masalah dengan tendon internal.

Terutama umum pada struktur yang dibangun menggunakan metode bentang demi bentang, prategang ditempatkan di dalam sel berongga balok kotak tetapi tidak terbungkus beton sepanjang panjangnya. Ini dikenal sebagai prategang eksternal. Prategang eksternal mudah diperiksa kapan saja selama masa pakai struktur, menghilangkan masalah yang terkait dengan tendon internal, dan menghilangkan kebutuhan untuk menggunakan perekat epoksi yang mahal di antara segmen pracetak.

Masalah yang terkait dengan tendon internal adalah (1) ketidaksejajaran tendon pada sambungan segmen, yang menyebabkan pengelupasan; (2) kurangnya selubung pada sambungan segmen; dan (3) tendon tertarik pada bentang dengan kelengkungan yang ketat (lihat Gambar 11.39). Prategang eksternal telah digunakan pada banyak proyek di Eropa, Amerika Serikat, dan Asia dan telah menunjukkan kinerja yang baik.

Penegangan Pasca-Tegangan di Masa Depan

Ketentuan untuk penambahan penegangan pasca-tegangan di masa depan untuk memperbaiki defleksi rambatan yang tidak dapat diterima atau untuk memperkuat struktur terhadap beban mati tambahan, yaitu, permukaan lapisan aus di masa depan, kini dipersyaratkan oleh banyak kode. Dari penegangan pasca-tegangan momen positif dan negatif, 10% dianggap wajar. Ketentuan harus dibuat untuk akses, pemasangan angkur, dan penyimpangan tendon tambahan ini. Tendon eksternal yang tidak terikat digunakan agar saluran yang tidak diisi semen di dalam beton tidak dibiarkan terbuka.

11.8 PERTIMBANGAN SEISMIK

Aspek Desain dan Kode Desain

Karena karakteristik getaran jembatan yang khas, secara umum diterima bahwa di bawah beban seismik, sebagian struktur akan diizinkan untuk mengalami deformasi plastis, untuk menghilangkan energi, dan untuk meningkatkan periode getaran sistem. Pelepasan ini biasanya dicapai dengan membiarkan kolom mengalami pelepasan plastis (sambungan dek/struktur atas monolitik), atau dengan menyediakan sistem penahan yang dapat melepaskan atau sistem penahan lunak.

Prinsip yang sama juga berlaku untuk struktur segmental, yaitu, struktur atas segmental perlu menahan tuntutan yang dikenakan oleh struktur bawah. Sangat sedikit implementasi struktur segmental yang ditemukan di California yang aktif secara seismik, di mana sebagian besar penelitian tentang jembatan tahan gempa dilakukan di Amerika Serikat. Jembatan Pine Valley Creek, Jembatan Parrots Ferry, dan Jembatan Penyeberangan Jalur Norwalk/El Segundo, semuanya berada di California, adalah contoh struktur segmental; namun, jembatan-jembatan ini semuanya dicor di tempat secara segmental, dengan tulangan lunak yang melintasi sambungan segmen.

Beberapa panduan untuk desain seismik struktur segmental diberikan dalam edisi terbaru dari Panduan Spesifikasi AASHTO untuk Desain dan Konstruksi Jembatan Beton Segmental, yang sekarang berisi bab yang didedikasikan untuk desain seismik. Panduan ini memperbolehkan konstruksi segmen pracetak tanpa tulangan di sepanjang sambungan, tetapi menetapkan persyaratan tambahan berikut untuk struktur ini:

- Untuk Zona Seismik C dan D, sambungan cor di tempat atau sambungan epoksi diperlukan.
- Setidaknya 50% dari gaya prategang harus disediakan oleh tendon internal.
- Tendon internal saja harus mampu menahan 130% dari beban mati.

Untuk masalah desain dan detail seismik lainnya, pembaca dapat merujuk ke literatur desain yang disediakan oleh Departemen Transportasi California, Caltrans, untuk struktur cor di tempat.

Sambungan Dek/Struktur Atas

Terlepas dari pendekatan desain yang diadopsi (daktilitas melalui engsel plastis kolom atau melalui bantalan), sambungan dek/struktur atas merupakan elemen penting dalam sistem tahan gempa. Deskripsi singkat tentang berbagai kemungkinan berikut ini.

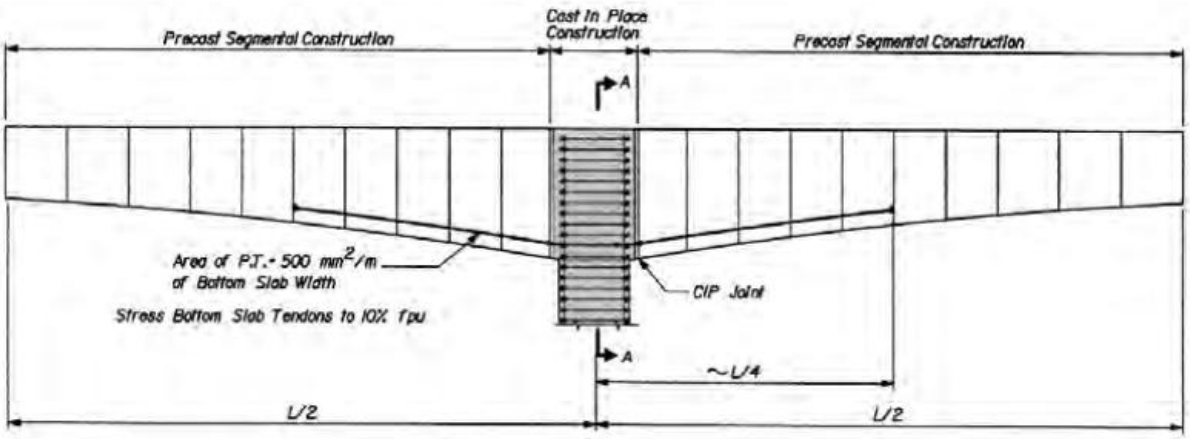
Sambungan Dek/Struktur Atas Monolitik

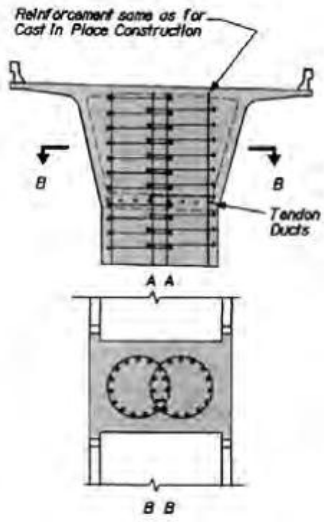
Untuk arah memanjang, engsel plastis akan terbentuk di bagian atas dan bawah kolom. Karena sebagian besar pengujian telah dilakukan pada sambungan cor di tempat, ini tetap menjadi pilihan yang disukai untuk kasus-kasus ini. Untuk kolom pendek dan kolom padat, detail di area ini dapat dengan mudah diadaptasi dari praktik standar Caltrans untuk struktur cor di tempat, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.40.

Area sambungan kemudian pada dasarnya dirinci sehingga tidak berbeda dengan jembatan yang sepenuhnya dicor di tempat. Secara khusus, persyaratan Caltrans untuk penguatan momen positif di atas pilar dapat dirinci dengan untaian prategang, seperti yang ditunjukkan di bawah ini. Untuk bentang besar dan kolom tinggi, penampang kolom berongga akan lebih tepat. Dalam kasus ini, perlu diperhatikan untuk membatasi batang kolom utama dengan pengikat yang berjarak dekat, dan penguatan geser sambungan harus disediakan sesuai dengan Referensi.

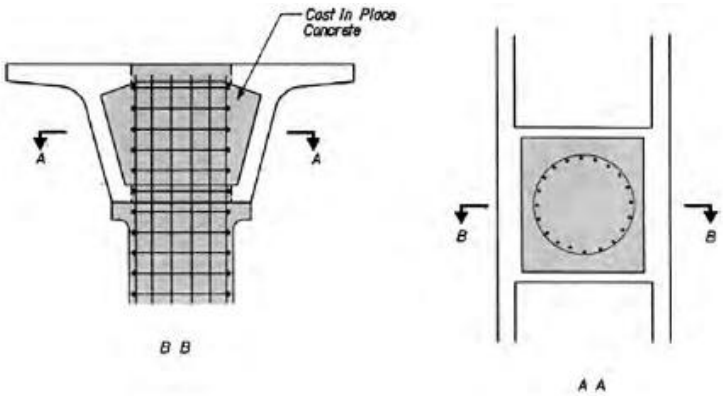
Penggunaan segmen pilar pracetak penuh pada struktur atas segmental mungkin memerlukan persetujuan khusus dari badan pemerintah yang mengatur, karena solusi tersebut belum diuji untuk jembatan dan belum dikodifikasi. Meskipun demikian, berdasarkan prinsip-prinsip dasar, dan dengan bantuan model strut-tie, dimungkinkan untuk merancang sistem yang akan berfungsi dalam praktik. Struktur atas segmental harus dirancang untuk menahan setidaknya 130% dari momen nominal kolom menggunakan faktor reduksi kekuatan yang ditentukan dalam Ref.

Yang lebih menarik lagi adalah kombinasi sambungan pracetak dan cor di tempat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.41, yang diadaptasi dari Ref. Di sini, segmen pracetak berfungsi sebagai cetakan untuk bagian cor di tempat yang mengisi sisa kepala pilar padat. Ide-ide lain juga dapat diperoleh dari industri bangunan di mana beberapa pengujian model telah dilakukan. Sistem yang sangat menarik untuk jembatan adalah sistem yang bekerja dengan meninggalkan pasak di kolom dan menyediakan segmen pracetak dengan lubang yang sesuai, yang kemudian diisi dengan adukan semen setelah segmen tersebut diselipkan di atas tulangan.

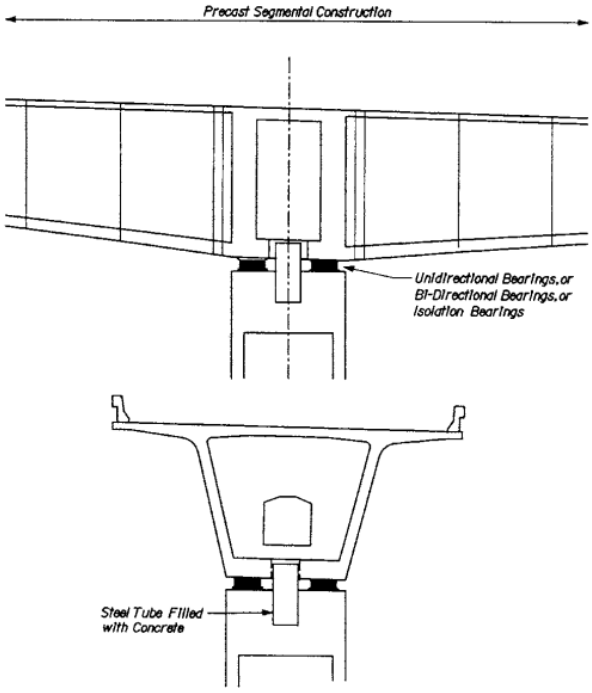




Gambar 11.40 Sambungan dek/pilar dengan sambungan cor di tempat.



Gambar 11.41 Kombinasi sambungan pracetak dan cor di tempat.



Gambar 11.42 Sambungan dek/pilar dengan bantalan.

Sambungan Dek/Struktur Atas melalui Bantalan

Biasanya, untuk bentang hingga 45 m yang didirikan dengan metode bentang demi bentang, struktur atas akan ditopang oleh bantalan. Untuk aksi dalam arah memanjang, bantalan elastomerik atau isolasi lebih disukai daripada susunan ujung tetap/ujung ekspansi, karena bantalan ini lebih baik mendistribusikan beban di antara bantalan. Selain itu, bantalan ini akan meningkatkan periode struktur, yang menghasilkan tingkat gaya induksi keseluruhan yang lebih rendah (bermanfaat untuk struktur frekuensi tinggi), dan bantalan isolasi juga akan memberikan peredaman struktural.

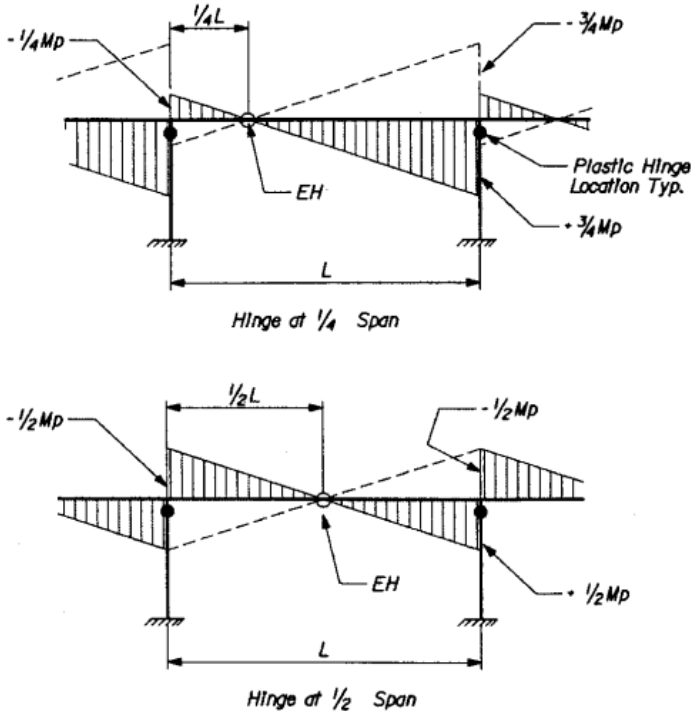
Dalam arah melintang, bantalan mungkin dapat mentransfer beban antara struktur atas dan bawah melalui deformasi geser; Namun, untuk kasus di mana hal ini tidak memungkinkan, kunci geser dapat disediakan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.42. Perlu dicatat bahwa di daerah dengan seismisitas tinggi, untuk struktur dengan pilar tinggi atau substruktur lunak, tuntutan daya dukung dapat menjadi berlebihan dan sambungan dek-superstruktur monolitik mungkin diperlukan.

Untuk pendekatan struktur-di-atas-bantalan, tingkat gaya untuk superstruktur dapat dengan mudah ditentukan, karena setelah tuntutan daya dukung diperoleh dari analisis, tuntutan tersebut dapat diterapkan pada superstruktur dan substruktur. Superstruktur harus menahan gaya yang dihasilkan pada batas maksimum (menggunakan faktor pengurangan gaya kode yang berlaku), sedangkan substruktur dapat dibiarkan mengalami deformasi plastis jika perlu.

Engsel Ekspansi

Dari sudut pandang seismik, diinginkan untuk mengurangi jumlah engsel ekspansi (EH) seminimal mungkin. Jika EH diperlukan, lokasi yang paling menguntungkan dari sudut pandang seismik adalah di tengah bentang. Hal ini dapat dijelaskan dengan mengamati Gambar 11.43, di mana momen lentur struktur atas, yang dihasilkan dari engsel plastis kolom (M_p), telah diplot untuk kasus engsel ekspansi (EH) di tengah bentang dan untuk EH di seperempat bentang. Untuk yang terakhir, dapat dilihat bahwa momen di permukaan kolom bervariasi dalam kisaran ±¾ M_p, sedangkan dengan engsel di tengah bentang, nilainya hanya antara ±½ M_p.

Lokasi engsel ekspansi dalam suatu bentang, dan karakteristiknya, juga bergantung pada kekakuan struktur bawah dan jenis sambungan struktur atas ke pilar. Tabel 11.1 menyajikan pedoman umum yang dimaksudkan untuk membantu dalam pemilihan lokasi engsel ekspansi.



Gambar 11.43 Momen seismik struktur atas memanjang dengan engsel di seperempat bentang dan di tengah bentang.

Tabel 11.1 Lokasi Engsel Ekspansi pada Jembatan Segmental

Dukungan Rentang Sistem	Lokasi EH		
	Di atas Dermaga	Titik Perantara	Bagian tengah bentang
Pada bantalan	• Solusi standar untuk bentang sederhana • Untuk bentang kontinu menghasilkan momen struktur atas yang sedang pada pilar yang berdekatan	• Pemasangan yang rumit untuk konstruksi kantilever • Menghasilkan momen struktur atas yang moderat pada pilar yang berdekatan • Bukaan EH moderat yang membutuhkan penahan dan lebar dudukan yang moderat, atau perangkat pengunci	• Lokasi paling sederhana untuk konstruksi kantilever • Akan memerlukan balok kontinuitas di dalam penampang • Meminimalkan momen seismik struktur atas • Bukaan EH sedang yang membutuhkan celah yang memadai antara segmen ujung
Monolitik dengan dermaga	Tidak berlaku	• Pemasangan yang rumit untuk konstruksi kantilever • Menghasilkan momen struktur atas yang sangat besar pada pilar yang berdekatan • Jika struktur bawah kaku, perkirakan pergerakan EH yang relatif kecil; jika tidak,	• Lokasi paling sederhana untuk konstruksi kantilever • Akan memerlukan balok kontinuitas di dalam penampang • Meminimalkan momen seismik struktur atas

	perkirakan pergerakan yang sangat besar, yang memerlukan penahan dan lebar dudukan yang besar, atau perangkat pengunci	• Jika struktur bawah kaku, perkirakan pergerakan EH yang relatif kecil; jika tidak, perkirakan pergerakan yang sangat besar, yang memerlukan perangkat pengunci

Pilar Segmen Pracetak

Pilar segmen pracetak biasanya memiliki penampang berongga untuk menghemat berat. Dari penelitian di bidang lain, dapat disimpulkan bahwa segmen pracetak pilar akan disambung dengan menggunakan tendon prategang tanpa ikatan yang ditambatkan di pondasi. Keuntungan tendon tanpa ikatan dibandingkan tendon berikatan adalah bahwa untuk tendon tanpa ikatan, gaya prategang tidak akan meningkat secara signifikan di bawah tuntutan perpindahan kolom yang tinggi, dan oleh karena itu tidak akan menyebabkan peleburan inelastis pada untaian, yang jika tidak akan menyebabkan hilangnya prategang.

Detail sambungan ke struktur atas dan pondasi akan membutuhkan beberapa wawasan tentang karakteristik dinamis dari sambungan tersebut, yang mencakup pembukaan dan penutupan sambungan dengan syarat sambungan kering digunakan di antara segmen. Efek ini mirip dengan goyangan pondasi, yang diketahui bermanfaat bagi respons struktur dalam gempa bumi. Hal ini disebabkan oleh pergeseran periode dan peredaman tanah. Efek yang terakhir jelas tidak tersedia untuk kolom pracetak, tetapi pergeseran periode tersedia. Rincian perlu dikembangkan untuk area bantalan di ujung kolom, serta ketentuan untuk jarak bebas tendon agar dapat bergerak relatif terhadap pilar selama kejadian tersebut. Jika segmen kolom atas dirancang untuk dihubungkan secara monolitik ke struktur atas, maka diharapkan terjadi peleburan tulangan. Dalam hal ini, panjang sendi plastis yang diharapkan harus dirinci secara daktil, menggunakan pengikat yang berjarak dekat.

11.9 PENGECORAN DAN PEMASANGAN

Pengecoran

Terdapat perbedaan besar yang jelas dalam pengecoran dan pemasangan ketika bekerja dengan kantilever cor di tempat pada alat bantu atau dalam menangani segmen pracetak. Terdapat juga fitur umum, yang harus diingat pada tahap desain untuk menjaga agar proyek tetap sederhana dan dengan demikian ekonomis dan efisien, seperti:

- Menjaga panjang segmen sama dan segmen lurus, bahkan pada jembatan lengkung;
- Mempertahankan dimensi penampang yang konstan sebisa mungkin;
- Meminimalkan jumlah diafragma dan penguat, dan menghindari pasak melalui bekisting.

Kantilever Cor di Tempat

Penopang Bekisting Konvensional

Penopang bekisting konvensional menopang berat beton segar dari segmen baru dengan menggunakan balok atau rangka memanjang yang menjorok keluar secara kantilever

dari segmen terakhir. Balok-balok ini diikat ke segmen sebelumnya. Pemberat digunakan saat meluncurkan penopang ke depan. Balok utama mengalami beberapa defleksi, yang dapat menghasilkan retakan pada sambungan antara segmen lama dan baru. Pengangkatan bekisting selama pengecoran terkadang diperlukan untuk menghindari retakan ini. Berat penopang sekitar 60% dari berat segmen. Laju konstruksi biasanya satu segmen per penopang per minggu. Blok jangkar beton pracetak digunakan untuk mempercepat operasi pasca-penegangan. Di iklim dingin, pengeringan dapat dipercepat dengan berbagai proses pemanasan.

Pengendalian Lengkungan Konstruksi

Masalah praktis yang paling kritis dalam konstruksi cor di tempat adalah pengendalian defleksi. Terdapat lima kategori defleksi selama dan setelah konstruksi:

- Defleksi rangka penahan beban akibat beban segmen beton;
- Defleksi lengan kantilever beton selama konstruksi akibat beban segmen ditambah prategang;
- Defleksi lengan kantilever setelah konstruksi dan sebelum kontinuitas;
- Defleksi jangka pendek dan jangka panjang dari struktur kontinu;
- Pemendekan pilar jangka pendek dan jangka panjang serta penurunan pondasi.

Jumlah dari berbagai nilai defleksi untuk bagian-bagian dek yang berurutan memungkinkan pembuatan diagram camber untuk ditambahkan ke profil teoritis jembatan. Camber konstruksi untuk menentukan elevasi penahan beban pada setiap sambungan juga harus dikembangkan.

Segmen Pracetak

Berlawanan dengan konsep balok pracetak di mana jembatan dipotong memanjang dalam metode segmen pracetak, jembatan dipotong melintang, setiap potongan merupakan sebuah segmen. Segmen dicetak di tempat pengecoran satu per satu. Selanjutnya, segmen baru dicetak menempel pada segmen yang telah dicetak sebelumnya sehingga permukaan yang bersentuhan cocok sempurna. Ini adalah prinsip pencetakan yang sesuai. Ketika segmen-segmen tersebut dirakit kembali di lokasi jembatan, mereka akan mengambil posisi relatif yang sama terhadap segmen yang berdekatan seperti saat dicetak. Akurasi geometri segmen adalah prioritas mutlak, dan metode survei yang memadai harus digunakan untuk memastikan tindak lanjut geometri.

Pencetakan yang sesuai dari segmen merupakan prasyarat untuk penerapan sambungan yang direkatkan, yang dicapai dengan menutupi permukaan ujung salah satu atau kedua segmen yang bertemu dengan epoksi pada saat pemasangan. Epoksi berfungsi sebagai pelumas selama perakitan segmen, dan memastikan sambungan kedap air pada struktur yang telah selesai. Kedap air penuh diperlukan untuk perlindungan korosi tendon internal (tendon di dalam beton). Kekuatan tarik material epoksi lebih tinggi daripada beton, tetapi meskipun demikian, kekuatan epoksi tidak dipertimbangkan dalam perilaku struktural sambungan. Kapasitas geser yang dibutuhkan umumnya disediakan oleh kunci geser, tunggal atau ganda, dalam kombinasi dengan prategang memanjang.

Dengan diperkenalkannya prategang eksternal, di mana tendon dipasang di saluran PE, di luar beton tetapi di dalam balok kotak, sambungan dibebaskan dari persyaratan kedap air

tradisional dan dibiarkan kering. Pengenalan tendon eksternal yang berhubungan dengan sambungan kering sangat meningkatkan efisiensi pracetak.

Metode Pengecoran

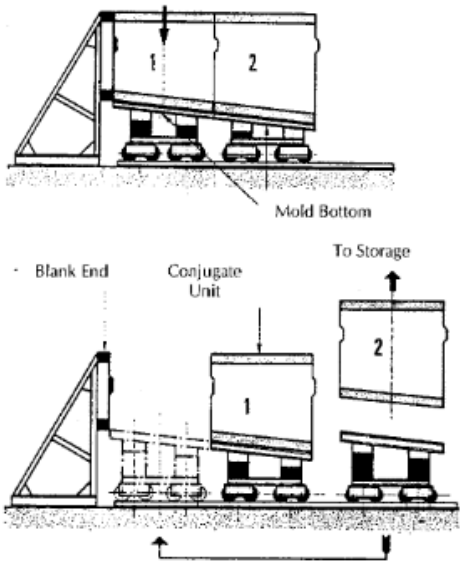
Ada dua metode untuk pengecoran segmen. Yang pertama adalah metode garis panjang, di mana semua segmen dicor pada posisi yang benar di atas alas pengecoran yang mereproduksi bentang. Metode kedua, yang paling sering digunakan, adalah metode garis pendek, di mana semua segmen dicetak di tempat yang sama dalam bentuk stasioner, dan berlawanan dengan segmen yang dicetak sebelumnya. Setelah pencetakan dan pengerasan awal, segmen yang dicetak sebelumnya dikeluarkan untuk penyimpanan, dan segmen yang baru dicetak dipindahkan ke tempatnya (lihat Gambar 11.44).

Kontrol Geometri

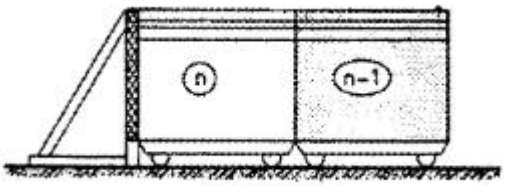
Translasi murni setiap segmen antara posisi cetakan dan posisi cetakan yang sesuai menghasilkan jembatan lurus (Gambar 11.45). Untuk mendapatkan jembatan dengan kurva vertikal, segmen cetakan yang sesuai harus terlebih dahulu ditranslasikan dan diberi rotasi α pada bidang vertikal (Gambar 11.46). Secara praktis, sekat dibiarkan tetap dan bagian bawah cetakan di bawah unit konjugat disesuaikan. Untuk mendapatkan kelengkungan horizontal, unit konjugat diberi rotasi β pada bidang horizontal (lihat Gambar 11.47). Untuk mendapatkan superelevasi variabel, unit konjugat diputar di sekitar sumbu horizontal yang terletak di tengah pelat atas (Gambar 11.48). Semua penyesuaian unit konjugat ini dapat digabungkan untuk mendapatkan geometri jembatan yang diinginkan.

Pemasangan

Jenis peralatan pemasangan bergantung pada skema pemasangan yang direncanakan selama proses desain; kondisi lokal, baik di atas air atau darat; kecepatan pemasangan dan jadwal konstruksi keseluruhan. Peralatan tersebut terbagi dalam tiga kategori, yaitu peralatan pengangkat independen seperti derek, peralatan pengangkat yang dipasang di dek seperti balok dan winch atau derek putar, dan peralatan peluncur balok.

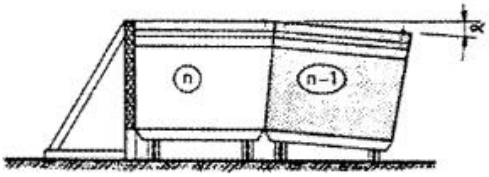


Gambar 11.44 Operasi pracetak jalur pendek yang khas.



ELEVATION

Gambar 11.45 Jembatan lurus.



ELEVATION

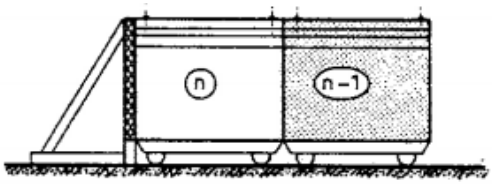
Gambar 11.46 Jembatan dengan lengkungan vertikal.

Metode Kantilever Seimbang

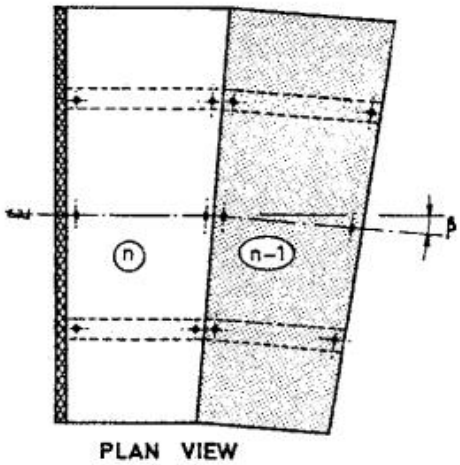
Prinsip metode ini adalah mendirikan atau mencetak segmen pilar terlebih dahulu, kemudian menempatkan segmen-segmen khas satu per satu dari setiap sisi pilar, atau berpasangan secara bersamaan dari kedua sisi. Setiap segmen pracetak yang baru ditempatkan diikat ke segmen sebelumnya dengan batang PT sementara, sampai tendon kantilever dipasang dan diberi tegangan. Sambungan penutup antara ujung kantilever dicor di tempat dan tendon kontinuitas dipasang dan diberi tegangan.

Untuk melaksanakan skema pemasangan ini, segmen harus diangkat dan dipasang di lokasi yang tepat. Cara paling sederhana adalah menggunakan derek, baik di darat atau di atas tongkang. Banyak jembatan telah didirikan dengan derek karena tidak memerlukan investasi pada peralatan pengangkat khusus. Metode ini lambat. Biasanya, dua hingga empat segmen per hari ditempatkan. Metode ini digunakan pada jembatan yang relatif pendek.

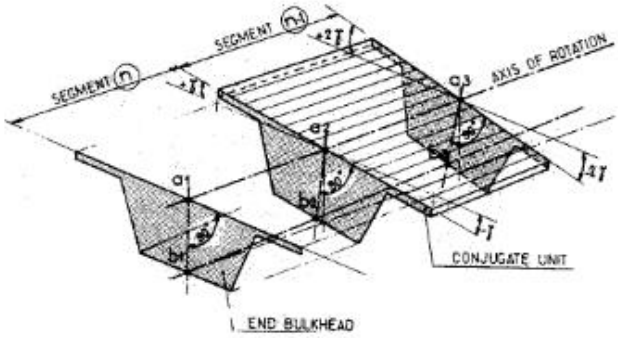
Alternatifnya adalah menggunakan derek pada segmen terakhir yang dipasang. Derek dipasang pada balok yang terikat pada segmen. Derek mengangkat segmen dari bawah, langsung dari truk atau tongkang. Setelah segmen dipasang, sistem balok dan derek digerakkan ke depan untuk mengangkat segmen berikutnya dan seterusnya. Biasanya, sistem balok dan derek ditempatkan di setiap ujung kantilever. Metode ini juga lambat; namun, metode ini tidak memerlukan derek berat di lokasi, yang selalu sangat mahal, terutama jika segmennya berat.



ELEVATION



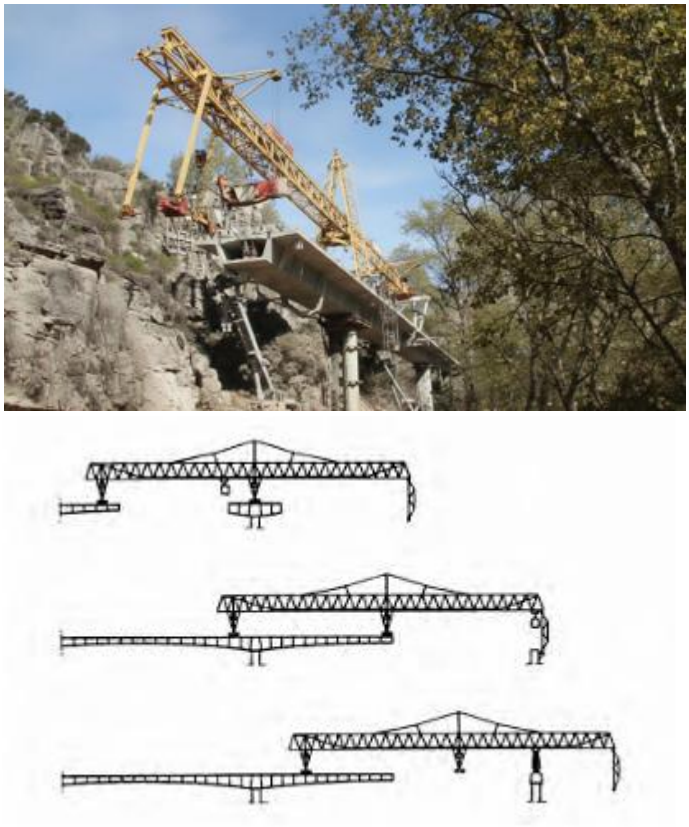
Gambar 11.47 Jembatan dengan lengkungan horizontal.



Gambar 11.48 Jembatan dengan superelevasi.

Ketika jembatan panjang dan jadwal pemasangannya singkat, metode terbaik adalah penggunaan balok peluncur, yang kemudian memanfaatkan sepenuhnya konsep segmen pracetak untuk kecepatan pemasangan.

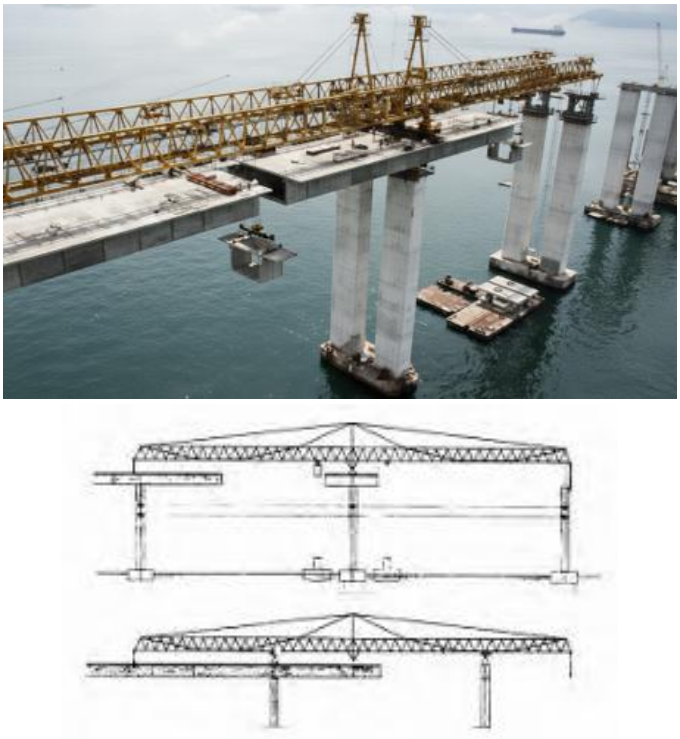
Ada dua jenis gantry peluncur mandiri yang dikembangkan untuk metode pemasangan ini. Jenis pertama adalah gantry dengan panjang sedikit lebih panjang dari bentang tipikal (lihat Gambar 11.49). Selama pemasangan kantilever, kaki tengah bertumpu pada pilar sementara kaki belakang bertumpu pada ujung kantilever dari bentang yang telah dipasang sebelumnya, yang harus menahan reaksi yang sesuai. Sebelum peluncuran, bentang belakang harus dibuat kontinu. Kemudian, kaki tengah dipindahkan ke ujung kantilever depan, yang harus menahan berat gantry ditambah berat segmen pilar. Tahap ini mengontrol desain gantry, yang harus dibuat seringan mungkin, dan kantilever.



Gambar 11.49 Jembatan Layang French Creek, AS— rangka tunggal dengan kaki portal.

Jenis gantry kedua memiliki panjang dua kali lipat dari bentang tipikal (lihat Gambar 11.50). Reaksi dari kaki-kaki penyangga selama pemasangan dan peluncuran bentang berikutnya selalu diterapkan pada pilar, sehingga tidak ada beban pemasangan terkonsentrasi pada ujung kantilever. Setiap siklus pemasangan terdiri dari pemasangan semua segmen tipikal kantilever dan kemudian penempatan segmen pilar untuk kantilever berikutnya, tanpa mengubah posisi rangka.

Gantry dapat dikategorikan berdasarkan penampangnya: rangka tunggal, dengan kaki tipe portal, dan dua rangka peluncuran dengan gantry di seberangnya. Balok kotak kembar jembatan di Hawaii dibangun dengan dua rangka paralel, tetapi independen (lihat Gambar 11.51), dengan bentang tipikal 100,0 m, berat segmen 70 ton; kedua struktur jembatan berjarak 27,5 m dengan elevasi dan kemiringan memanjang yang berbeda. Sistem ini merupakan penyempurnaan dari jenis gantry pertama yang diterapkan pada dek kembar dengan geometri variabel. Biasanya, metode kantilever seimbang digunakan untuk bentang 60 hingga 110 m, dengan menggunakan balok peluncur. Satu siklus pemasangan lengkap yang khas meliputi penempatan segmen, pemasangan dan penegangan tendon prategang, dan peluncuran rangka ke posisi berikutnya. Proses ini memakan waktu sekitar 7 hingga 10 hari, tetapi dapat sangat bervariasi tergantung pada spesifikasi proyek dan kecanggihan balok peluncur. Dengan peralatan dan perencanaan yang tepat, pemasangan 16 segmen per hari telah tercapai.



Gambar 11.50 Río Niteroi, Brasil — dua segmen didirikan secara bersamaan dari satu rangka penyangga.

Gambar 11.51 Jembatan Layang H-3 Windward, Hawaii.

Gambar 11.52 Jembatan Konfederasi, Kanada — derek apung.

Gambar 11.53 Jalan Tol Bang Na–Bang Pli–Bang Pakong, Thailand — pemasangan segmen D6.

Modifikasi metode ini digunakan untuk membangun Jembatan Konfederasi sepanjang 13 km (bentang tipikal 250 m), yang menghubungkan Pulau Prince Edward dengan New Brunswick di Kanada Atlantik. Balok utama dibangun di tempat pengecoran pracetak sebagai kantilever seimbang pracetak. Kemudian balok utama sepanjang 197 m, dengan berat sendiri 7500 ton, ditempatkan di dermaga dengan derek apung (lihat Gambar 11.52).

Konstruksi Bentang demi Bentang

Pada tahap pertama, semua segmen pracetak untuk setiap bentang dirakit pada balok penyangga. Tahap kedua adalah pemasangan dan penegangan tendon, dan hasilnya bentang menjadi mandiri. Dibandingkan dengan metode kantilever seimbang, balok-balok tersebut harus dirancang untuk menahan beban seluruh bentang. Biasanya, durasi satu siklus pemasangan adalah 2 hingga 3 hari per bentang.

Jalan Tol Bang Na–Bang Pli–Bang Pakong sepanjang 56 km di Bangkok, yang membawa enam lajur lalu lintas, dengan total lebar 27 m, dirakit di atas balok penyangga. Balok tersebut ditempatkan di tengah kolom berbentuk Y. Segmen-segmen tersebut, dengan berat sendiri hingga 100 ton, ditempatkan di atas sasis dengan derek putar dan kemudian diangkut ke posisi akhirnya. Dua skema pemasangan dikembangkan: derek putar yang dipasang di bagian depan balok untuk mengambil segmen dari truk di jalan raya di bawahnya dan derek putar yang ditempatkan pada bentang yang telah dipasang sebelumnya dengan segmen yang dikirim melalui dek yang sudah dibangun (lihat Gambar 11.53).

Prinsip lain yang digunakan dalam peralatan pemasangan untuk metode bentang demi bentang adalah yang disebut balok gantung. Dalam hal ini, balok berada di atas struktur atas, dan segmen pracetak digantung darinya.

Keselamatan

Karena sifat bawaan struktur sementara, peralatan pemasangan biasanya dirancang untuk memanfaatkan sepenuhnya material dan harus dilakukan analisis mendalam terhadap semua tahapan konstruksi, mengantisipasi kesalahan atau jalan pintas yang selalu terjadi di lokasi, dan tetap berada dalam batas keselamatan yang wajar. Stabilitas keseluruhan saat

bertumpu pada penyangga sementara atau selama peluncuran, pembalikan gaya, tekukan, dll., adalah masalah paling umum yang dihadapi pada struktur ini. Batang pengangkat atau pengikat harus selalu dirancang dengan mempertimbangkan kegagalan atau kesalahan penanganan salah satu elemen tersebut, dan jalur penahan akhir yang sesuai harus dimasukkan dalam konsep.

11.10 MASA DEPAN JEMBATAN SEGMENTAL

Sejak kemunculannya pada tahun 1962, teknologi segmental pracetak telah digunakan di seluruh dunia dalam desain dan konstruksi hampir semua jenis jembatan. Namun demikian, dalam 5 tahun terakhir, perkembangan lebih lanjut yang penting dari teknologi ini telah terjadi di Asia Tenggara yang akan berdampak menentukan pada cara jembatan akan dibangun di abad berikutnya.

Tantangan

Perkembangan ekonomi Asia Tenggara yang pesat telah memaksa pemerintah daerah untuk mencari solusi baru dalam membangun infrastruktur (membangun, mengoperasikan, mentransfer), yang, jika dikelola dengan benar, dapat menjadi kisah sukses bagi lembaga pemerintah yang menyelenggarakan proyek dan bagi kelompok swasta yang mengembangkannya.

Privatisasi proyek-proyek tersebut kini diterima oleh banyak negara sebagai solusi yang layak untuk tantangan yang mereka hadapi. Proyek infrastruktur besar, senilai miliaran dolar, saat ini dirancang, dibangun, dibiayai, dan dioperasikan oleh perusahaan swasta di kawasan ini. Tren ini diperkirakan akan meluas secara progresif ke pasar konstruksi global. Dua faktor kunci dari proyek-proyek tersebut adalah jumlah tol yang harus dibayar oleh pengguna dan durasi konsesi hingga proyek tersebut dialihkan ke lembaga pemerintah. Untuk proyek jalan raya, tol bervariasi antara Rp 10.000 hingga Rp 100.000. Durasi konsesi umumnya bervariasi dari 25 hingga 35 tahun.

Meskipun pada dasarnya sederhana, skema ini menghadirkan masalah yang sangat kompleks untuk implementasinya. Keterampilan multidisiplin dan visi baru untuk desain, konstruksi, dan pengoperasian jalan dan jembatan sangat diperlukan untuk menghindari kegagalan teknis atau finansial. Tantangan yang harus dihadapi oleh organisasi swasta dapat diringkas dalam beberapa kata: mereka perlu merancang dan membangun proyek yang sangat kompetitif dalam waktu sesingkat mungkin, memastikan masa pakai yang paling lama. Berdasarkan pengalaman yang diperoleh di pasar baru, semakin jelas setiap hari bahwa teknologi segmen pracetak seringkali memberikan solusi yang tepat untuk tantangan ini.

Konsep

Ketika Jean Muller menemukan teknologi segmen beton pracetak pada tahun 1962, visinya adalah untuk menciptakan sistem konstruksi industri untuk membangun semua jenis jembatan dengan modul standar, dirakit dengan penegangan pasca-konstruksi, tanpa beton cor di tempat.

Untuk mencapai tujuan ini, ia mengembangkan konsep sambungan cor-pasang, yang memungkinkan pemotongan melintang balok kotak beton dan perakitan potongan-potongan

tersebut segmen dalam urutan yang sama seperti saat diproduksi, tanpa perlu beton in situ tambahan untuk menyelesaikan dek jembatan.

Selain sambungan yang direkatkan dengan epoksi, penggunaan sambungan kering menjadi meluas. Pada tahun 1978, melalui desain Jembatan Long Key di Florida, penegangan pasca-internal digantikan oleh penegangan pasca-eksternal. Sejumlah konsep lain yang diciptakan oleh Jean Muller memungkinkan pengembangan lebih lanjut dari konsep konstruksi modular: metode perakitan bentang demi bentang (Jembatan Long Key), penempatan progresif (Jembatan Linn Cove), konstruksi segmen pracetak dari pilar, segmen kabel-stayed D6 (Jembatan Sunshine Skyway), rangka delta (Jembatan James River, Jembatan Kanal C&D), dll.

Gambar 11.54 Jalan Tol Bang Na, Thailand — Segmen D6, enam lajur lalu lintas di lokasi pabrik beton pracetak.

Tabel 11.2 Segmen Standar

Segmen	Jalur	Lebar (m) Min-Max
D2	2	08-12
D3	3	10-15
D4	4	14-20
D6	6	18-30

Konsep-konsep ini dan konsep-konsep lain yang dikembangkan baru-baru ini untuk proyek-proyek besar yang sedang dibangun di Kanada dan Thailand, memungkinkan pra-fabrikasi struktur jembatan dengan modul pracetak mulai dari 20 ton, pada jembatan layang berbentuk kanal, hingga 7500 ton untuk balok utama Jembatan Konfederasi di Kanada. Dalam proyek ini, salah satu jembatan terbesar yang pernah dibangun, tidak ada beton struktural cor di tempat yang digunakan dalam konstruksi bentang utama. Modul konstruksi semuanya diproduksi di pabrik pracetak yang canggih dan terindustrialisasi yang memastikan tingkat dan kualitas konstruksi yang tak tertandingi (lihat Gambar 11.54).

Dengan menstandarisasi lebih lanjut segmen dengan jumlah lajur lalu lintas yang ditanggungnya, kami telah mengembangkan modul-modul pada Tabel 11.2. Modul-modul ini memungkinkan konstruksi viaduk dengan lebar berapa pun, mulai dari 7 hingga 8 m sampai 30 m. Bersamaan dengan upaya untuk menstandarisasi penampang jembatan segmen

pracetak, telah terjadi perkembangan signifikan dalam desain, perangkat lunak gambar kerja, dan sistem kontrol geometri.

Hal ini memberi kita kemampuan untuk menghasilkan ribuan gambar untuk jembatan layang, persimpangan, dan bagian penggabungan yang memberikan, untuk setiap segmen, geometri dan dimensi detail beton dan tulangan serta tata letak prategang. Gambar kerja tersebut merupakan bagian penting dari sistem dan harus diintegrasikan ke dalam desain struktural; tidak ada standardisasi dan, oleh karena itu, tidak ada industrialisasi yang mungkin tanpa gambar kerja tersebut (Gambar 11.55).

Perkembangan Baru

Lingkungan bisnis yang dinamis di pasar Asia Tenggara cukup menguntungkan untuk pengenalan konsep-konsep inovatif. Dalam beberapa tahun terakhir, teknologi yang membutuhkan waktu lebih dari 20 tahun untuk dikembangkan di Eropa dan sekitar 10 tahun untuk menyebar di seluruh Amerika Serikat telah diserap oleh negara-negara seperti Thailand, yang memiliki pengalaman terbatas sebelumnya di bidang teknik jembatan, dan konsep-konsep yang belum pernah digunakan sebelumnya sedang dikembangkan untuk proyek-proyek baru, sehingga memberikan negara-negara ini posisi terdepan dalam inovasi konstruksi.

Dengan menggunakan teknologi paling inovatif, para pengembang yang terlibat dalam proyek jalan raya swasta secara dramatis mengubah sifat dasar bisnis konstruksi yang, hingga baru-baru ini, dianggap sebagai salah satu sektor industri yang paling konservatif. Konsep-konsep inovatif yang diperkenalkan oleh industrialisasi jembatan mencakup berbagai bidang:

- Pengurangan waktu dan biaya konstruksi;
- Ketahanan struktur (25 hingga 50 hingga 100 tahun);
- Kemudahan penggantian komponen seperti bantalan, prategang, penahan;
- Ketahanan struktur terhadap gempa bumi;
- Konstruksi bertahap;
- Sistem inspeksi dan pengawasan terintegrasi;
- Kenyamanan dan keselamatan pengguna.

Jelas bahwa peningkatan proyek-proyek swasta semacam ini, di mana biaya, waktu, dan ketahanan merupakan faktor penentu, akan membuka jalan bagi inovasi dalam bisnis jembatan seperti belum pernah terjadi sebelumnya.

Dampak Lingkungan

Untuk mencegah proyek swasta berubah menjadi mimpi buruk lingkungan, pengembang swasta perlu mematuhi kewajiban ketat terkait estetika, hak jalan, dan pemeliharaan struktur selama masa konsesi. Instansi pemerintah telah mengembangkan kriteria desain, konstruksi, dan operasi yang secara bertahap akan menjadi aturan proyek BOT. Sebagai contoh, aturan tersebut dapat memaksa insinyur struktur untuk merancang struktur yang dapat dibangun di atau di atas area padat penduduk di kota, dengan dampak minimal pada kondisi yang ada. Atau mereka dapat memberlakukan batasan khusus pada estetika, bentuk, atau dimensi elemen struktural. Lebih lanjut, mereka mungkin mensyaratkan biaya pemeliharaan untuk dianggarkan.

Keterlibatan masyarakat dalam proyek-proyek tersebut, meskipun terkadang sulit dikelola dan mungkin memerlukan pengetahuan mendalam tentang kepentingan dan aspirasi pihak-pihak yang terkait dengan proyek tersebut, sangat penting untuk kelancaran pelaksanaan pekerjaan. Secara umum, proyek yang tidak terintegrasi dengan baik ke dalam konteks lingkungan lokal atau tidak sesuai dengan harapan pengguna berisiko berakhir berantakan atau tetap tidak selesai.

Gambar 11.55 Jembatan Konfederasi, Kanada — Galangan pracetak Pulau Prince Edward.

Produksi Struktur Industri

Pengalaman yang diperoleh dalam proyek-proyek besar atau menengah menunjukkan bahwa industrialisasi produksi elemen struktural selalu membawa keuntungan yang jelas dalam hal kualitas dan waktu konstruksi. Yang seringkali kurang diperhatikan adalah keuntungan yang dapat ditawarkan oleh industrialisasi tersebut sejauh menyangkut biaya proyek tertentu.

Perubahan utama dalam kondisi kontrak proyek BOT adalah bahwa biaya "desain + waktu konstruksi" sekarang dapat diperkirakan dengan sangat tepat. Jika penyelesaian proyek tertunda selama 1 bulan, misalnya, dalam proyek senilai Rp 8 triliun, biaya bagi pengembang kira-kira sama dengan bunga yang harus dibayarkan atas jumlah tersebut. Jika bunganya 5%, ini mewakili Rp 400 miliar/tahun; Dengan demikian, setiap bulan yang diperoleh dalam durasi periode desain + konstruksi mewakili Rp 33 miliar, atau kira-kira Rp 1 miliar/hari.

Dalam proyek-proyek besar ini, industrialisasi produksi dan penggunaan sistem canggih untuk mengangkut, mendirikan, dan merakit modul prefabrikasi mengurangi durasi siklus, yang biasanya dapat memakan waktu 6 tahun jika dikelola oleh lembaga pemerintah, menjadi sekitar 3 tahun, jika dikelola oleh organisasi swasta secara terintegrasi penuh.

Pengenalan pendekatan "jalur perakitan" untuk pembangunan jembatan telah mencapai batasnya selama pembangunan Jembatan Penyeberangan Selat Northumberland (Jembatan Konfederasi), Kanada, sebuah proyek jembatan besar yang membentang lebih dari 13 km selat es, dengan kondisi cuaca ekstrem. Perakitan aktual komponen-komponen yang membentuk 43 bentang, masing-masing sepanjang 250 m, hanya memakan waktu 12 bulan, sedangkan untuk membangun satu bentang cor di tempat sepanjang 250 m dengan cara tradisional merupakan usaha yang sulit dan membutuhkan waktu setidaknya 2 tahun (lihat Gambar 11.55).

Perakitan Struktur

Produksi modul struktural untuk proyek segmen pracetak merupakan setengah dari proses. Setengah lainnya berkaitan dengan pengangkutan modul-modul ini ke lokasi, pemasangannya, dan metode perakitan untuk membentuk integritas struktural jembatan.

Secara umum, untuk pengangkutan segmen saat ini yang beratnya antara 30 hingga 100 ton, peralatan yang sudah tersedia di pasaran telah digunakan. Pengangkutan biasanya dilakukan melalui jalan darat, menggunakan konvoi "low boy," atau melalui air, menggunakan tongkang. Dalam beberapa proyek yang sedang dibangun saat ini, 30 hingga 40 segmen dengan berat antara 50 dan 60 ton diangkut setiap malam dari tempat pengecoran yang terletak sekitar 100 km dari kota metropolitan besar, ke lokasi di pusat kota. Segmen-segmen tersebut diangkat langsung dari truk oleh gantry perakitan, antara tengah malam dan pukul lima pagi, untuk menghindari gangguan terhadap lalu lintas kota yang padat di siang hari.

Pemasangan dan perakitan segmen-segmen tersebut juga dilakukan dalam lingkungan yang sangat terindustrialisasi. Dengan metode konstruksi bentang demi bentang, bentang sepanjang 40 m dapat dirakit dalam 2 hari, dengan kru yang bekerja di luar jam kerja. Siklus ini hampir tidak bergantung pada jenis segmen, dari D2 hingga D6, dan oleh karena itu, metode ini ideal untuk bentang dari 30 hingga 45 m. Untuk konstruksi kantilever, gantry khusus telah dikembangkan untuk merakit dua viaduk paralel yang meniru prosedur yang digunakan di Hawaii, mencapai kecepatan konstruksi 3 minggu untuk menyelesaikan dua kantilever ganda sepanjang 100 m.

Gambar 11.56 Tampilan Proyek Sistem Jalan Tol Kedua yang telah selesai, Thailand.

Metode ini sangat kompetitif untuk bentang 80 hingga 120 m. Penempatan segmen secara bertahap, menggunakan derek putar, juga telah ditingkatkan untuk jenis konstruksi ini, yang memungkinkan konstruksi bentang dari 45 hingga 65 m. Terakhir, untuk bentang kabel-stayed yang besar, penggunaan teknologi segmen pracetak yang telah berhasil diuji dalam proyek-proyek penting, seperti Sunshine Skyway dan Jembatan Sungai James, kini sedang dikembangkan untuk mencakup berbagai penampang untuk segmen dan untuk menggabungkan rangka ruang dan bagian komposit.

Penggunaan derek apung raksasa, seperti Svanen, untuk menempatkan unit sebesar 190 m dan dengan berat 7500 ton, membuka prospek baru untuk konstruksi jembatan di atas sungai dan selat (lihat Gambar 11.52). Jembatan yang sebelumnya hampir mustahil dibangun

secara kompetitif dan dalam batasan jadwal konstruksi umum, kini dapat dirancang, didesain, dan dibangun dalam waktu singkat, dengan penggunaan intensif teknologi pracetak.

Jelas, evolusi ini akan semakin cepat dan akan menjadi global. Peralatan yang dirancang untuk digunakan di mana saja di dunia akan memungkinkan pengurangan biaya yang dibebankan pada proyek tertentu. Lebih jauh lagi, kita dapat mengharapkan peningkatan kinerja dan keandalan peralatan yang secara khusus dirancang untuk melakukan pengangkatan berat dan perakitan modul jembatan. Jembatan akan dirancang dengan mempertimbangkan ketersediaan dan karakteristik mesin-mesin ini. Metode konstruksi kemudian akan menjadi, lebih dari sebelumnya, faktor penentu dalam desain struktur.

Prospek

Proyek desain dan pembangunan yang umum pada tahun 1960-an memberikan beberapa kontribusi paling inovatif untuk rekayasa jembatan. Insinyur dan kontraktor yang bekerja sama menghasilkan struktur kompetitif yang membuka jalan bagi perkembangan yang telah terjadi di seluruh dunia selama seperempat abad terakhir (Gambar 11.56).

Gelombang baru konsep jembatan inovatif sudah dihasilkan oleh privatisasi proyek jalan raya dan jembatan. Gelombang ini, yang dimulai di lingkungan bisnis yang dinamis di Asia Tenggara, pada akhirnya akan mencapai Amerika Serikat dan pasar Eropa. Kali ini, para insinyur dan kontraktor akan dibantu oleh para pengembang, spesialis keuangan, dan industrialis untuk membentuk struktur yang akan dibangun selama abad berikutnya. Industri konstruksi juga akan bergabung dengan industri-industri utama lainnya dalam mengadopsi teknologi tinggi dan inovasi sebagai unsur penting dalam pembaruannya.

BAB 12
JEMBATAN KOMPOSIT BAJA-BETON JEMBATAN BALOK I

12.1 PENDAHULUAN

Penampang I adalah penampang padat paling sederhana dan paling efektif untuk menahan lentur dan geser. Pada bab ini dibahas jembatan balok I komposit baja-beton lurus (Gambar 12.1). Material dan komponen balok penampang I dijelaskan. Pertimbangan desain untuk lentur, geser, kelelahan, penguat, konektor geser, diafragma dan rangka silang, serta penguat lateral dengan contoh disajikan. Untuk pembahasan yang lebih detail, dapat merujuk pada teks-teks terbaru oleh Xanthakos, Baker dan Puckett, dan Taly.

12.2 MATERIAL STRUKTURAL

Empat jenis baja struktural (baja karbon struktural, baja paduan rendah berkekuatan tinggi, baja paduan rendah yang diberi perlakuan panas, dan baja paduan berkekuatan tinggi yang diberi perlakuan panas) umumnya digunakan untuk struktur jembatan. Desain didasarkan pada sifat minimum seperti yang ditunjukkan pada Tabel 12.1. Standar sifat material ASTM berbeda dari AASHTO dalam persyaratan ketahanan takik dan kemampuan las. Baja yang memenuhi persyaratan AASHTO-M telah memenuhi syarat untuk digunakan pada jembatan las.

Beton dengan kekuatan tekan 28 hari f_c' = 16 hingga 41 MPa umumnya digunakan dalam konstruksi pelat beton. Luas transformasi beton digunakan untuk menghitung sifat penampang komposit. Rasio modular jangka pendek n digunakan untuk beban transien dan rasio modular jangka panjang $3n$ untuk beban permanen. Untuk beton berat normal, rasio modulus elastisitas baja terhadap beton jangka pendek direkomendasikan oleh AASHTO-LRFD:

Gambar 12.1 Jembatan rangka komposit baja-beton (Penggantian I-880, Oakland, California)

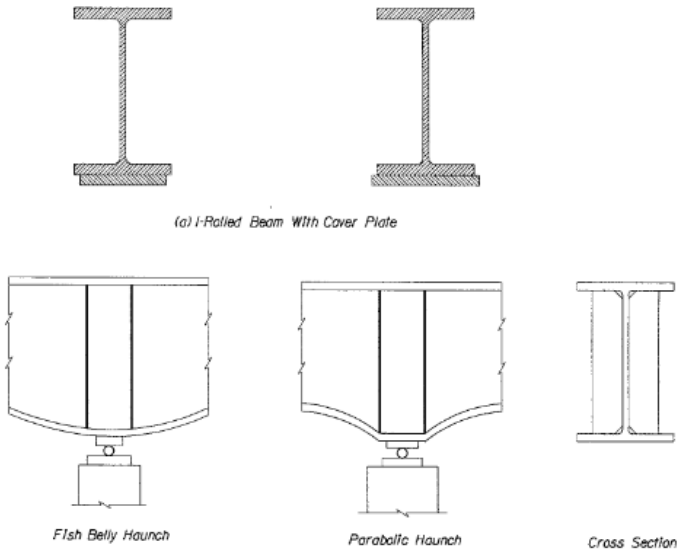
Tabel 12.1 Sifat Mekanik Minimum Baja Struktural

Bahan	Baja Struktural	Baja Paduan Rendah Berkekuatan Tinggi	Baja Paduan Rendah yang Didinginkan dan Ditempa	Baja Paduan Rendah yang Didinginkan dan Ditempa dengan Kekuatan Luluh Tinggi

Penunjukan AASHTO	M270 Kelas 250	M270 Kelas 345	M270 Kelas 345W	M270 Kelas 485W	M270 Grades 690/690W	
ASTM penunjukan	A709M Kelas 250	A709M Kelas 345	A709M Kelas 345W	A709M Kelas 485W	M709M Kelas 690/690W	
Ketebalan pelat (mm)	Hingga 100 termasuk				Hingga 65 termasuk	Lebih dari 65–100 termasuk
Bentuk	Semua Grup			Tidak Berlaku		
F_u (MPa)	400	450	485	620	760	690
F_y (MPa)	250	345	485	485	690	620

F_y = kekuatan luluh minimum yang ditentukan atau tegangan luluh minimum yang ditentukan; F_u = kekuatan tarik minimum; E = modulus elastisitas baja (200.000 MPa).
Sumber: American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Washington, D.C., 1994. Dengan izin.

$$n = \begin{cases} 10 \text{ for } 16 \le f_c' < 20 \text{ MPa} \\ 9 \quad \text{for} \quad 20 \le f_c' < 25 \text{ MPa} \\ 8 \quad \text{for} \quad 25 \le f_c' < 32 \text{ MPa} \\ 7 \quad \text{for} \quad 32 \le f_c' < 41 \text{ MPa} \\ 6 \quad \text{for} \quad f_c' \ge 41 \text{ MPa} \end{cases} \tag{12.1}$$



Gambar 12.2 Penampang Khas.

12.3 KOMPONEN STRUKTURAL

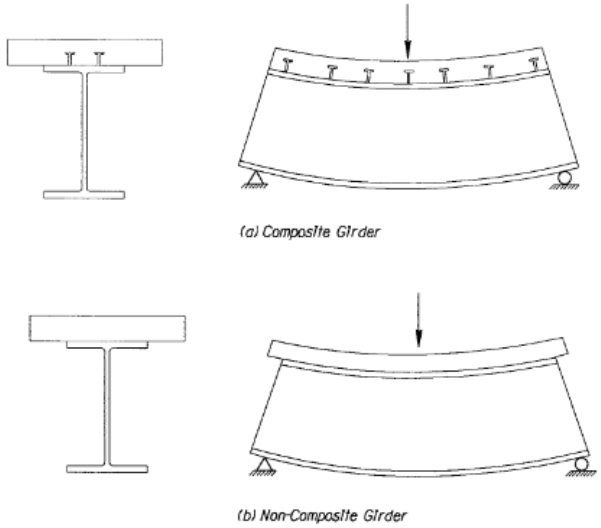
Klasifikasi Penampang

Bentuk penampang I dapat diklasifikasikan dalam tiga kategori berdasarkan proses fabrikasi yang berbeda atau perilaku strukturalnya seperti yang dibahas di bawah ini:

1. Penampang I baja dapat berupa penampang gulung (balok, Gambar 12.2a) dengan atau tanpa pelat penutup, atau penampang rakitan (balok pelat, Gambar 12.2b) dengan atau tanpa penopang yang terdiri dari pelat flensa atas dan bawah yang dilas ke pelat web. Balok I baja gulung dapat diterapkan pada

bentang yang lebih pendek (kurang dari 30 m) dan balok pelat untuk jembatan bentang yang lebih panjang (sekitar 30 hingga 90 m). Balok pelat dapat dianggap sebagai balok dalam. Fitur yang paling membedakan balok pelat adalah penggunaan pengaku melintang yang memberikan aksi medan tegangan yang meningkatkan kekuatan geser pasca-tekuk. Balok pelat juga mungkin memerlukan penguat memanjang untuk mengembangkan kekuatan tekuk lentur inelastis.

2. Penampang I dapat diklasifikasikan sebagai komposit atau nonkomposit. Penampang baja yang bekerja dengan dek beton untuk menahan lentur disebut penampang komposit (Gambar 12.3a). Penampang baja yang terpisah dari dek beton adalah nonkomposit (Gambar 12.3b). Karena penampang komposit paling efektif menggunakan sifat-sifat baja dan beton, maka penampang komposit seringkali menjadi pilihan terbaik. Jembatan balok komposit baja-beton direkomendasikan oleh AASHTO-LRFD sedangkan elemen nonkomposit tidak direkomendasikan dan kurang sering digunakan di Amerika Serikat.



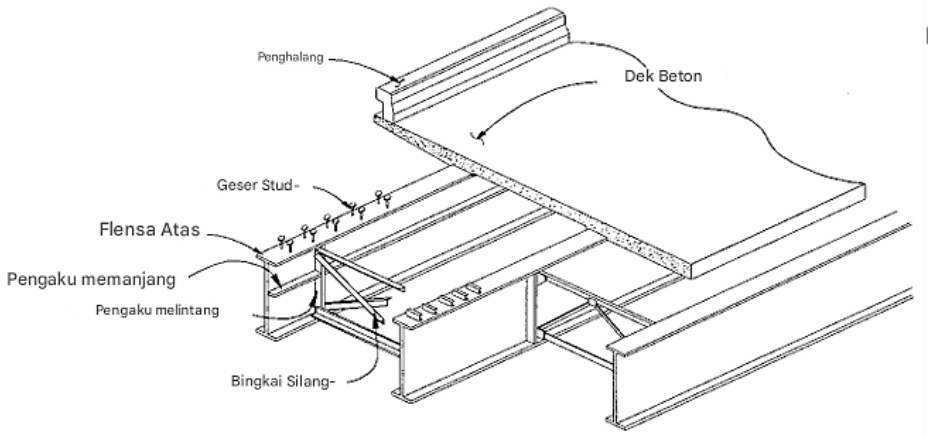
Gambar 12.3 Penampang komposit dan nonkomposit.

3. Penampang baja juga dapat diklasifikasikan sebagai penampang elemen kompak, nonkompak, dan ramping. Penampang kompak yang memenuhi syarat dapat mengembangkan distribusi tegangan plastis penuh dan memiliki kapasitas rotasi inelastis sekitar tiga kali rotasi elastis sebelum terjadinya tekuk lokal. Penampang nonkompak mengembangkan tegangan luluh pada serat tekan ekstrem sebelum tekuk lokal, tetapi tidak akan menahan tekuk lokal inelastis pada tingkat regangan yang diperlukan untuk distribusi tegangan plastis penuh. Penampang elemen ramping mengalami tekuk elastis sebelum tegangan luluh tercapai.

Pemilihan Penampang Struktural

Gambar 12.4 menunjukkan bagian tipikal dari jembatan balok I komposit yang terdiri dari dek beton dan penampang balok I pelat rakitan dengan penguat dan rangka silang. Langkah pertama dalam desain struktural jembatan balok I adalah memilih bentuk I yang digulung atau menentukan ukuran awal web dan flensa balok pelat. Bagian ini menyajikan prinsip-prinsip dasar pemilihan bentuk I-rolled dan penentuan dimensi balok pelat.

Rasio kedalaman keseluruhan (penampang baja ditambah pelat beton) terhadap panjang bentang efektif biasanya sekitar 1:25 dan rasio kedalaman balok baja saja terhadap panjang bentang efektif sekitar 1:30. Bentuk I-rolled distandarisasi dan dapat dipilih dari manual seperti AISC-LRFD. Perlu dicatat bahwa web penampang I-rolled selalu memenuhi persyaratan kekompakan sedangkan flensa mungkin tidak. Untuk meningkatkan kekuatan lentur penampang I-rolled, biasanya ditambahkan pelat penutup pada flensa. Balok I-rolled biasanya digunakan untuk bentang sederhana hingga 30 m untuk jembatan jalan raya dan 25 m untuk jembatan kereta api. Penampang balok pelat memberikan kebebasan dan fleksibilitas kepada insinyur untuk memproporsikan flensa dan pelat web secara efisien. Balok pelat harus memiliki kekuatan lentur dan geser serta kekakuan yang cukup. Pemilihan pelat flensa dan web yang praktis tidak boleh menimbulkan kesulitan fabrikasi yang tidak biasa. Balok yang efisien adalah balok yang memenuhi persyaratan ini dengan berat minimum. Balok yang ekonomis meminimalkan biaya konstruksi dan mungkin atau mungkin tidak sesuai dengan alternatif berat terendah.



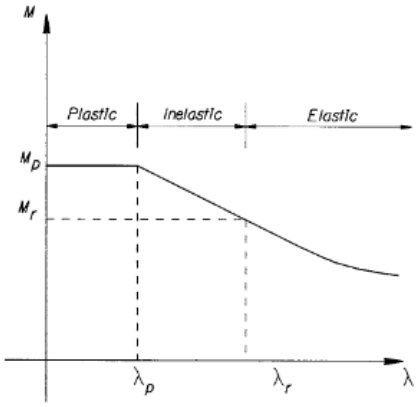
Gambar 12.4 Komponen khas jembatan balok I komposit.

- Web: Web terutama memberikan kekuatan geser untuk balok. Tinggi web umumnya diambil sebagai $1/18$ hingga $1/20$ dari panjang bentang balok untuk jembatan jalan raya dan sedikit lebih kecil untuk jembatan kereta api. Karena web hanya sedikit berkontribusi pada ketahanan lentur, ketebalannya (t) harus sekecil mungkin sesuai dengan toleransi tekuk lokal. Penguat melintang meningkatkan ketahanan geser dengan memberikan aksi medan tarik dan biasanya ditempatkan di dekat tumpuan dan beban terpusat yang besar. Penguat memanjang meningkatkan ketahanan lentur web dengan mengendalikan defleksi lateral web dan mencegah tekuk lentur web. Oleh

karena itu, penguat memanjang dipasang di sisi tekan. Biasanya disarankan untuk menggunakan ketebalan web yang cukup untuk menghilangkan kebutuhan akan penguat memanjang karena dapat menimbulkan kesulitan dalam fabrikasi. Penguat penahan beban juga diperlukan pada tumpuan penahan beban dan lokasi beban terpusat dan dirancang sebagai elemen tekan.

- Flensa: Flensa memberikan kekuatan lentur. Lebar dan ketebalannya biasanya ditentukan dengan memilih luas flensa dalam batas rasio lebar terhadap ketebalan, b/t, dan persyaratan seperti yang ditentukan dalam spesifikasi desain untuk mencegah tekuk lokal. Penguatan lateral pada flensa tekan biasanya diperlukan untuk mencegah tekuk torsi lateral selama berbagai tahap pembebanan.
- Penampang Hibrida: Penampang hibrida yang terdiri dari flensa dengan kekuatan luluh yang lebih tinggi daripada web dapat digunakan untuk menghemat material; hal ini semakin dipromosikan karena adanya baja berkekuatan tinggi yang baru.
- Penampang Variabel: Penampang variabel dapat digunakan untuk menghemat material di mana momen lentur lebih kecil dan/atau lebih besar di dekat ujung bentang (lihat Gambar 12.2b). Namun, tenaga kerja yang dibutuhkan untuk pengelasan dan fabrikasi dapat meningkat. Biaya tenaga kerja dan material harus diseimbangkan untuk mencapai tujuan desain. Perancang harus berkonsultasi dengan fabrikator lokal untuk menentukan praktik umum dalam konstruksi balok pelat.

Jembatan jalan raya di Amerika Serikat dirancang untuk memenuhi persyaratan di bawah berbagai kondisi batas yang ditentukan oleh AASHTO-LRFD seperti kekuatan, kelelahan dan patahan, layanan, dan kejadian ekstrem. Kemampuan konstruksi harus dipertimbangkan. Bagian berikut merangkum konsep dasar dan persyaratan AASHTO-LRFD untuk jembatan balok I komposit.



Gambar 12.5 Format desain tiga rentang untuk elemen lentur baja.

12.4 DESAIN LENTUR

Konsep Dasar

Ketahanan lentur balok/girder baja dikendalikan oleh empat mode kegagalan atau kondisi batas: leleh, tekuk lokal flensa, tekuk lokal web, dan tekuk lateral-torsional. Kapasitas

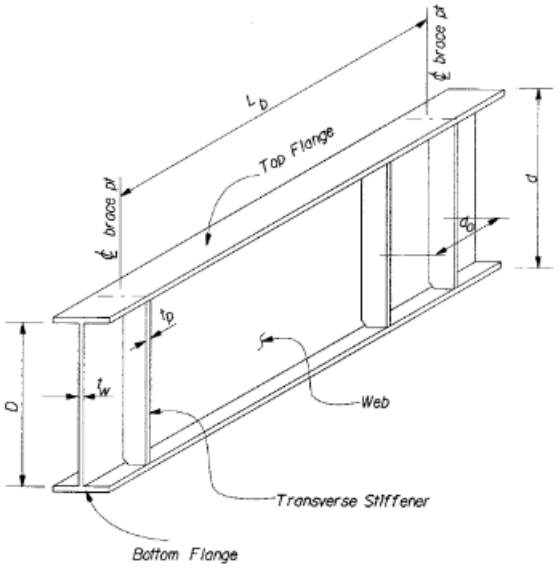
momen bergantung pada kekuatan leleh baja (F_y), rasio kelangsingan λ dalam hal rasio lebar terhadap ketebalan $(b/t \text{ or } h/t_w)$ untuk tekuk lokal dan rasio panjang tanpa penahan terhadap jari-jari girasi terhadap sumbu kuat (L_b/r_y) untuk tekuk lateral-torsional. Sebagai konsep desain umum untuk komponen struktur baja, format desain tiga rentang (Gambar 12.5): leleh plastis, tekuk inelastis, dan tekuk elastis umumnya diikuti.

Dengan kata lain, ketika rasio kelangsingan λ kurang dari λ_p, suatu penampang disebut kompak, kapasitas momen plastis dapat dikembangkan; ketika $\lambda_p < \lambda < \lambda'_p$, suatu penampang disebut tidak kompak, kapasitas momen kurang dari M_p tetapi lebih besar dari momen leleh M_y dapat dikembangkan; dan ketika $\lambda > \lambda_p$, suatu penampang atau elemen disebut ramping dan mode kegagalan tekuk elastis akan berlaku. Gambar 12.6 menunjukkan dimensi balok I tipikal. Tabel 12.2 dan 12.3 mencantumkan rumus desain AASHTO-LRFD untuk penentuan ketahanan lentur di daerah positif dan negatif.

Momen Leleh

Momen leleh M_y untuk penampang komposit didefinisikan sebagai momen yang menyebabkan leleh pertama pada salah satu flensa baja. M_y adalah jumlah momen yang diterapkan secara terpisah hanya pada penampang baja, penampang komposit jangka pendek, dan penampang komposit jangka panjang. Hal ini didasarkan pada sifat-sifat penampang elastis dan dapat dinyatakan sebagai

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \tag{12.6}$$



Gambar 12.6 Dimensi balok tipikal.

di mana M_{D1} adalah momen akibat beban permanen terfaktor pada penampang baja; M_{D2} adalah momen akibat beban permanen terfaktor seperti lapisan permukaan dan penghalang pada penampang komposit jangka panjang; M_{AD} adalah momen beban hidup tambahan untuk menyebabkan leleh pada salah satu flensa baja dan dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$M_{AD} = S_n \left[F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right] \tag{12.7}$$

di mana S_s, S_n, dan S_{3n} adalah modulus penampang elastis untuk baja, komposit jangka pendek, dan komposit jangka panjang, masing-masing.

Momen Plastik

Momen plastik M_p untuk penampang komposit didefinisikan sebagai momen yang menyebabkan leleh pada penampang baja dan tulangan serta distribusi tegangan seragam sebesar 0.85 f_c' pada pelat beton tekan (Gambar 12.7). Di daerah lentur positif, kontribusi tulangan pada pelat beton kecil dan dapat diabaikan.

Langkah pertama dalam menentukan M_p adalah menemukan sumbu netral plastik (PNA) dengan menyamakan total gaya leleh tarik pada baja dengan leleh tekan pada baja dan/atau pelat beton. Momen plastik kemudian diperoleh dengan menjumlahkan momen pertama gaya plastik pada berbagai komponen di sekitar PNA. Untuk kemudahan desain, Tabel 12.4 mencantumkan rumus untuk dan M_p.

Tabel 12.2 Rumus Desain AASHTO-LRFD untuk Rentang Lentur Positif pada Balok Komposit (Keadaan Batas Kekuatan)

Item	Batas Bagian Kompak, λ_p	Batasan Bagian Nonkompak, λ_r	Bagian Ramping
Kelangsingan web $2D_{cp}/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_{yc}}$	$\alpha_{st}\sqrt{E/f_c}$	N/A
Flensa kompresi kelangsingan antara b/t	Tidak ada persyaratan pada kondisi batas kekuatan.		
Flensa kompresi penyangga L_b/r_t	Tidak ada persyaratan pada kondisi batas kekuatan, tetapi harus dipenuhi $1.76\sqrt{E/F_{yc}}$ untuk beban yang diterapkan sebelum dek beton mengeras		$> 1.76\sqrt{E/F_{yc}}$
Ketahanan lentur nominal	Untuk bentang sederhana dan bentang menerus dengan bagian penyangga interior yang kompak: Untuk $D_p \le D'$, $M_n = M_p$ $Jika\ D' < D_p \le 5D'$ $M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right)$ Untuk bentang kontinu dengan bagian penyangga interior nonkompak: $M_n = 1.3R_bM_y$ tetapi tidak boleh lebih besar dari nilai yang berlaku dari kedua persamaan di atas.	Untuk flensa kompresi: $F_n = R_bR_hF_{yc}$ Untuk flensa penegang: $F_n = R_bR_hF_{yt}\sqrt{1 - 3\left(\frac{f_v}{F_{yt}}\right)}$ R_b = faktor pengurangan beban, untuk flensa tarik = 1,0; untuk flensa tekan = 1,0 jika ada penguat memanjang atau $2D_c/t_w \le \lambda_b\sqrt{E/f_c}$ terpenuhi; jika tidak, lihat Persamaan (12.2)	Kompresi Flensa: Persamaan (12.4) Tegangan Flensa: $F_n = R_bR_hF_{yt}$

	Duktilitas penampang yang dibutuhkan $D_p/D' \leq 5$ $D' = \beta\left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5}\right)$ $\beta = \begin{cases} 0.9 \text{ untuk } F_y = 250 \text{ MPa} \\ 0.7 \text{ for } F_y = 345 \text{ MPa} \end{cases}$		

$A_{fc} =$ *area flensa kompresi*

$d =$ *kedalaman bagian baja*

$D_{cp} =$ *kedalaman web dalam kompresi pada momen plastis*

$D_p =$ *jarak dari bagian atas pelat ke sumbu netral plastis*

$f_c =$ *tegangan pada flensa tekan akibat beban terfaktor*

$f_v =$ *Tegangan geser torsi maksimum St.Venant pada flensa akibat beban terfaktor*

$F_n =$ *tegangan nominal pada flensa*

$F_{yc} =$ *kekuatan luluh minimum yang ditentukan dari flensa tekan*

$F_{yt} =$ *kekuatan luluh minimum yang ditentukan pada flensa tarik*

$M_p =$ *momen lentur plastik*

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300a_r}\right)\left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b\sqrt{\frac{E}{f_c}}\right) \qquad (12.2)$$

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} \qquad (12.3)$$

$M_y =$ *momen lentur luluh*

$R_h =$ *faktor hibrida*, 1,0 *untuk bagian homogen, lihat AASHTO – LRFD* 6.10.5.4

$t_h =$ *ketebalan penopang beton di atas flensa atas baja*

$t_s =$ *ketebalan pelat beton;*

$t_w =$ *ketebalan web*

$\alpha_{st} =$ 6,77 *untuk web tanpa penguat memanjang dan* 11,63 *dengan penguat memanjang*

$\lambda_b =$ 5,76 *untuk luas flensa tekan* $\geq$ *luas flensa tarik,*
4,64 *untuk luas tekan* $<$ *luas tarik*

Tabel 12.3 Rumus Desain AASHTO-LRFD untuk Rentang Lentur Negatif pada Penampang Komposit I (Keadaan Batas Kekuatan)

Item	Batas Bagian Kompak, λ_p	Tidak Kompak Batas Penampang λ_r	Bagian Ramping
Kelangsingan web, $2D_{cp}/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_{yc}}$	$\alpha_{st}\sqrt{E/F_{yc}}$	N/A
Kelangsingan flensa tekan, $b_f/2t_f$	$0.382\sqrt{E/F_{yc}}$	$1.38\sqrt{\frac{E}{f_c\sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$	$> 1.38\sqrt{\frac{E}{f_c\sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$
Flensa kompresi tidak ditopang panjang, L_b	$\left[0.124 - 0.0759\left(\frac{M_l}{M_p}\right)\right]\left[\frac{r_y E}{F_{yc}}\right]$	$1.76r_t\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$> 1.76r_t\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$
Ketahanan lentur nominal	$M_n = M_p$	$F_n = R_b R_h F_{yf}$	Flensa tekan Persamaan (12.4) Flensa tarik $F_n = R_b R_h F_{yf}$

b_f = lebar flensa tekan

t_f = ketebalan flensa tekan

M_l = momen bawah akibat pembebanan terfaktor di ujung panjang yang tidak ditopang

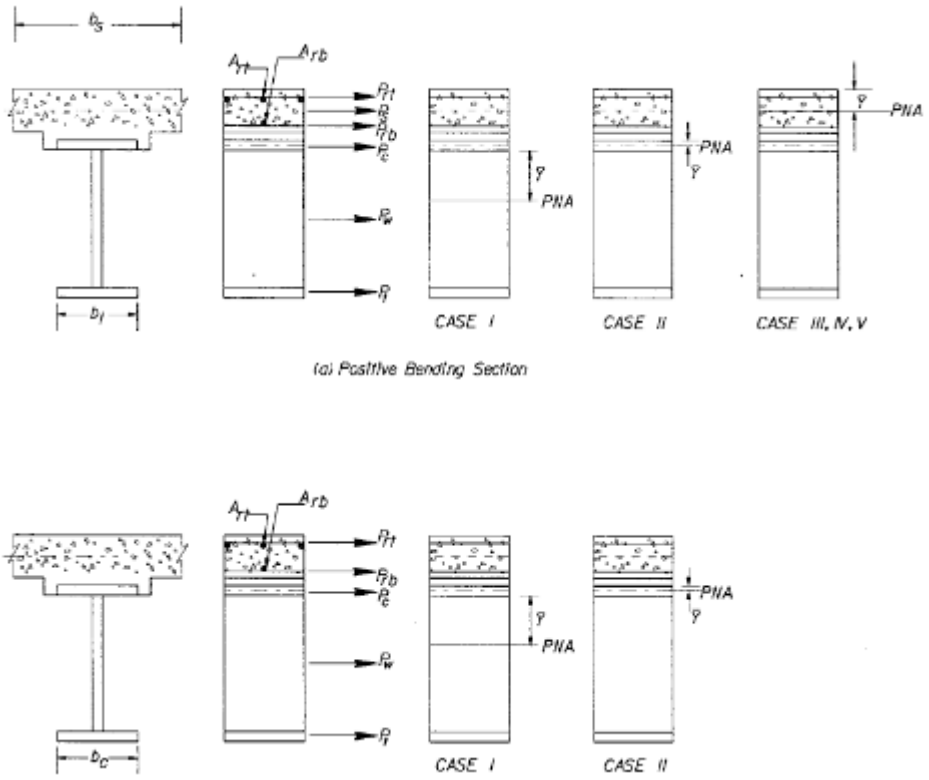
r_y = jari-jari girasi penampang baja terhadap sumbu vertikal (mm)
r_t = jari-jari girasi flensa tekan penampang baja ditambah sepertiga dari web yang ditekan terhadap sumbu vertikal (mm)

Untuk tekuk torsi lateral AASHTO-LRFD 6.10.5.5:

$$F_n = \begin{cases} C_b R_b R_h F_{yc}\left[1.33 - 0.18\left(\frac{L_b}{r_t}\right)\sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}\right] \leq R_b R_h F_{yc} & \text{Untuk } L_p < L_b < L_r \\ C_b R_b R_h \left[\frac{9.86E}{(L_b/r_t)^2}\right] \leq R_b R_h F_{yc} & Untuk\ L_p \geq L_r \end{cases} \quad (12.4)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05\left(\frac{P_1}{P_2}\right) + 0.3\left(\frac{P_1}{P_2}\right)^2 \leq 2.3 \quad (12.5)$$

P_1 = gaya yang lebih kecil pada flensa tekan di titik penahan akibat pembebanan terfaktor
P_2 = gaya yang lebih besar pada flensa tekan di titik penahan akibat pembebanan terfaktor



Gambar 12.7 Momen plastis untuk penampang komposit.

Contoh 12.1: Jembatan Balok Pelat Komposit Kontinu Tiga Bentang

Diberikan

Sebuah jembatan balok pelat komposit kontinu tiga bentang memiliki dua bentang ujung yang sama panjang 49,0 m dan satu bentang tengah sepanjang 64 m. Struktur atas memiliki lebar

13,4 m. Tampak depan, tampak atas, dan penampang melintang tipikal ditunjukkan pada Gambar 12.8.

Baja struktural: A709 Grade 345; $F_{yw} = F_{yt} = F_{yc} = F_y = 345\ MPa$
Konkret: $f_c' = 280\ MPa$; $E_c = 25.000\ MPa$; *modular rasio* $n = 8$
Beban: Beban mati = balok pelat baja + dek beton + pagar pembatas + lapisan permukaan beton 75 mm di masa mendatang
Beban hidup = AASHTO HL-93 + tunjangan beban dinamis
Dek: Dek beton dengan ketebalan 275 mm telah dirancang.

Penampang baja pada daerah lentur positif:

Flensa atas:	b_{fc} = 460 mm	t_{fc} = 25 mm
Jaring:	D = 2440 mm	t_w = 16 mm
Flensa bawah:	b_{ft} = 460 mm	t_{ft} = 45 mm

Penampang baja pada daerah lentur positif:

Tabel 12.4 Perhitungan Momen Plastik

Daerah	Kasus	Kondisi dan $\bar{Y}$	$\bar{Y}$ dan M_p
	I – PNA di web	$P_r + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$ $\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right)\left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right]$	$M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2} + (D - \bar{Y})^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$
	II – PNA di flensa atas	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$ $\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right)\left[\frac{P_w - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right]$	$M_p = \frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y^2} + (t_c - \bar{Y})^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$
Positif Gambar 12.7a	III – PNA dalam lempengan, di bawah P_{rb}	$P_r + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$ $\bar{Y} = (t_s)\left[\frac{P_w - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_s}\right]$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right)^2 [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
	IV – PNA dalam lempengan, di P_{rb}	$P_r + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$ $\bar{Y} = C_{rb}$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right)^2 [P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
	V – PNA dalam lempengan, di atas P_{rb}	$P_r + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{tb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$ $\bar{Y} = (t_s)\left[\frac{P_{rb} - P_c - P_w - P_t - P_{rb}}{P_s}\right]$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right)^2 [P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

Gambar Negatif 12.7b	I – PNA di web	$P_{cr} + P_w \geq P_c + P_{rb} + P_{rt}$ $\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right)\left[\frac{P_c - P_{ct} - P_{rt} - P_{trb}}{P_s} + 1\right]$	$M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y^2} + (D - \bar{Y})^2\right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$
	II – PNA di flensa atas	$P_r + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$ $\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right)\left[\frac{P_{rb} - P_c - P_w - P_{rb}}{P_t} + 1\right]$	$M_p = \frac{P_t}{2t_t}\left[\overline{Y^2} + (t_t - \bar{Y})^2\right] + [P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$

P_{rt} $= F_{yrt}A_{rt}; P_s = 0.85\, f_c' b_s t_s; P_{rb} = F_{yrb}A_{rb}$

P_c $= F_{yc}b_c t_t; P_w = F_{yw}Dt_w; P_t = F_{yt}b_t t_t$

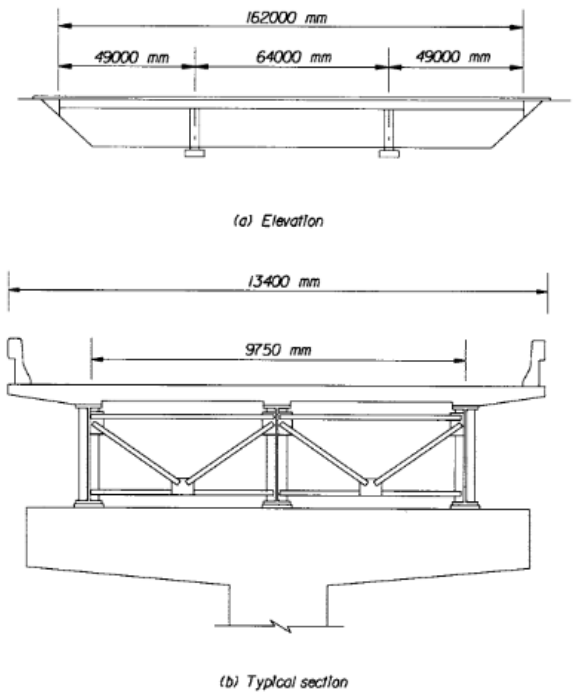
A_{rb}, A_{rt} $= area\ penguatan\ lapisan\ bawah\ dan\ atas\ pada\ pelat\ dek\ beton$

F_{yrb}, F_{yrt} $= kekuatan\ luluh\ tulangan\ lapisan\ bawah\ dan\ atas$

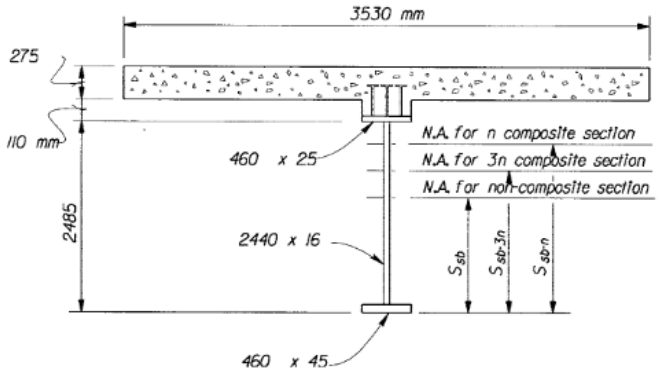
b_c, b_t, b_s $= lebar\ kompresi, tarikan\ flensa\ baja, dan\ pelat\ dek\ beton$

t_c, t_t, t_w, t_s $= ketebalan\ tekan, tarik\ flensa\ baja, web, dan\ pelat\ dek\ beton$

F_{yt}, F_{yc}, F_{yw} $= kekuatan\ luluh\ flensa\ tarik, flensa\ tekan, dan\ badan$



Gambar 12.8 Jembatan balok pelat menerus tiga bentang.



Gambar 12.9 Penampang untuk daerah lentur positif.

Momen positif maksimum pada Bentang 1 akibat beban terfaktor yang diterapkan pada bagian baja, dan pada bagian komposit jangka panjang masing-masing adalah M_{D1} = 6859 kN-m dan M_{D2} = 2224 kN-m.

Persyaratan

Tentukan momen leleh M_y, momen plastis M_p, dan momen nominal M_n dari balok interior untuk daerah lentur positif.

Solusi

1. Tentukan Lebar Flange Efektif (Pasal AASHTO 4.6.2.6)

Untuk balok interior, lebar flange efektif adalah

$$b_{eff} = yang\ lebih\ rendah\ dari \begin{cases} \dfrac{L_{eff}}{4} = \dfrac{35{,}050}{4} = 8763\ mm \\ 12t_s + \dfrac{b_f}{2} = (12)(275) + \dfrac{460}{2} = 3530mm(kontrol) \\ S = 4875\ mm \end{cases}$$

di mana L_{eff} adalah panjang bentang efektif dan dapat dianggap sebagai panjang bentang sebenarnya untuk bentang yang ditopang sederhana dan jarak antara titik infleksi beban permanen untuk bentang kontinu (35,05 m); b_f adalah lebar flensa atas balok baja.

2. Menghitung Sifat Penampang Komposit Elastis

Untuk penampang di daerah lentur positif seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.9, sifat penampang elastisnya untuk nonkomposit, komposit jangka pendek (n = 8), dan komposit jangka panjang (n = 24) dihitung pada Tabel 12.5 hingga 12.7.

Tabel 12.5 Sifat Penampang Nonkomposit untuk Daerah Lentur Positif

Komponen	$A(mm^2)$	$y_i(mm)$	$A_i y_i(mm^3)$	$y_i - y_{rb}(mm)$	$A_i(y_i - y_{sb})^2$	$I_o(in^4)$
Flensa atas 460 x 25	11.500	2498	28.7 $(10)^6$	1395	22.4 $(10)^9$	1.2 $(10)^6$
Web 2440 x 16	39.040	1265	49.4 $(10)^6$	162	3.0 $(10)^8$	19.4 $(10)^9$
Flensa bawah 460 x 45	20.700	22.5	4.7 $(10)^6$	-1081	24.2 $(10)^9$	3.5 $(10)^6$

Σ	71.240	-	78.6 $(10)^6$		46.8 $(10)^9$	19.4 $(10)^9$

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{78.6(10)^6}{71240} = 1103\ mm \qquad y_{st} = (45 + 2440 + 25) - 1103 = 1407\ mm$$

$$I_{girder} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2$$

$$= 19.4(10)^9 + 46.8(10)^9 = 66.2(10)^9 mm^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{girder}}{y_{sb}} = \frac{66.2(10)^9}{1103} = 60.0(10)^6 mm^3 S_{st} = \frac{I_{girder}}{y_{st}} = \frac{66.2(10)^9}{1407} = 47.1(10)^6 mm^3$$

3. Hitung Momen Leleh M_y

Momen leleh M_y sesuai dengan leleh pertama dari salah satu flensa baja. Momen ini diperoleh dengan rumus berikut:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Tabel 12.6 Sifat-Sifat Penampang Komposit Jangka Pendek (n = 8)

Komponen	$A(mm^2)$	$y_i(mm)$	$A_i y_i(mm^3)$	$y_i - y_{sb-n}(mm)$	$A_i(y_i - y_{sb-n})^2(mm^4)$	$I_o(mm^4)$
Bagian baja	71.240	1103	78.6 $(10)^6$	-1027	75.1 $(10)^9$	19.4 $(10)^9$
Pelat beton 3530/8 x 275	121.344	2733	3.3 $(10)^8$	603	44.1 $(10)^9$	2.3 $(10)^8$
Σ	192.584	-	4.1 $(10)^8$	-	119.2 $(10)^9$	19.6 $(10)^9$

$$y_{sb-n} = \frac{\sum A y_i}{\sum A_i} = \frac{4.1(10)^8}{192{,}584} = 2130\ \text{mm} \quad y_{st-n} = (45 + 2440 + 25) - 2130 = 380\ \text{mm}$$

$$I_{com-n} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb-n})^2$$

$$= 19.6(10)^9 + 119.2(10)^9 = 138.8(10)^9\ \text{mm}^4$$

$$S_{sb-n} = \frac{I_{com-n}}{y_{sb-n}} = \frac{138.8(10)^9}{2130} = 65.2(10)^6\ \text{mm}^3 \quad S_{st-n} = \frac{I_{com-n}}{y_{st-n}} = \frac{138.8(10)^9}{380} = 365.0(10)^6\ \text{mm}^3$$

Tabel 12.7 Sifat-Sifat Penampang Komposit Jangka Panjang ($3n = 24$)

Komponen	$A(mm^2)$	$y_i(mm)$	$A_i y_i(mm^3)$	$y_i - y_{sb-n}(mm)$	$A_i(y_i - y_{sb-n})^2(mm^4)$	$I_o(mm^4)$
Bagian baja	71.240	1103	78.6 $(10)^6$	-590	24.8 $(10)^9$	19.4 $(10)^9$
Pelat beton 3530/24 x 275	40.448	2733	1.1 $(10)^8$	1040	43.7 $(10)^9$	2.3 $(10)^8$
Σ	111.688	-	10846.4 $(10)^8$	-	68.5 $(10)^9$	19.6 $(10)^9$

$$y_{sb-3n} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{88.1(10)^9}{111{,}688} = 1693 \text{ mm} \quad y_{st-3n} = (45 + 2440 + 25) - 1693 = 817 \text{ mm}$$

$$I_{com-3n} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb-3n})^2$$

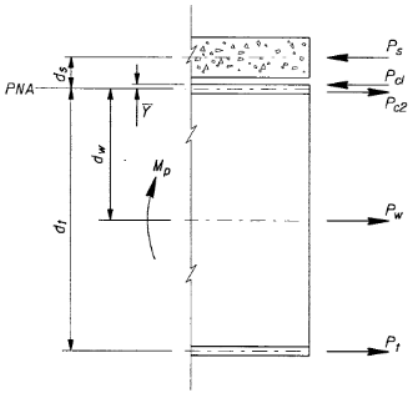
$$= 19.6(10)^9 + 68.5(10)^9 = 88.1(10)^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{sb-3n} = \frac{I_{com-3n}}{y_{sb-3n}} = \frac{88.1(10)^9}{1693} = 52.0(10)^6 \text{ mm}^3 \quad S_{st-3n} = \frac{I_{com-3n}}{y_{st-3n}} = \frac{88.4(10)^9}{817} = 107.9(10)^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{AD} = S_n \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right)$$

$$M_{D1} = 6859 \text{ kN-m}$$

$$M_{D2} = 2224 \text{ kN-m}$$



Gambar 12.10 Keadaan momen plastis.

Untuk flensa atas:

$$M_{AD} = (368.4)10^{-3} \left(345(10)^3 - \frac{6859}{47.1(10)^{-3}} - \frac{2224}{108.6(10)^{-3}} \right)$$

$$= 65{,}905 \text{ kN-m}$$

Untuk flensa bawah:

$$M_{AD} = (65.2)10^{-3} \left(345(10)^3 - \frac{6859}{60.0(10)^{-3}} - \frac{2224}{52.1(10)^{-3}} \right) = 12{,}257 \text{ kN-m (controls)}$$

$$M_y = 6859 + 2224 + 12{,}257 = 21{,}340 \text{ kN-m}$$

4. Hitung Kapasitas Momen Plastik M_p

Untuk klarifikasi, tulangan pada pelat diabaikan. Pertama-tama kita tentukan lokasi PNA (lihat Gambar 12.10 dan Tabel 12.4).

$$P_s = 0.85 f_c' b_{eff} t_s = 0.85(28)(3530)(275) = 23{,}104 \text{ kN}$$

$$P_{c1} = \bar{Y} b_{fc} F_{yc}$$

$$P_{c2} = A_c F_{yc} - P_{c1} = (t_c - \bar{Y}) b_{fc} F_{yc}$$

$$P_c = P_{c1} + P_{c2} = A_{fc} F_{yc} = (460)(25)(345) = 3967 \text{ kN}$$

$$P_w = A_w F_{yw} = (2440)(16)(345) = 13{,}469 \text{ kN}$$

$$P_t = A_{ft} F_{yt} = (460)(45)(345) = 7141 \text{ kN}$$

Karena $P_t + P_w + P_c > P_s$, PNA terletak di bagian atas flensa (Kasus II, Tabel 12.4).

$$\bar{Y} = \frac{t_c}{2}\left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right)$$

$$= \frac{25}{2}\left(\frac{13{,}469 + 7141 - 23{,}104}{3967} + 1\right) = 4.6 \text{ mm} < t_c = 25 \text{ mm}$$

Dengan menjumlahkan semua gaya di sekitar PNA (Gambar 12.5 dan Tabel 12.4), diperoleh

$$M_p = \sum M_{\text{PNA}} = P_{c1}\left(\frac{y_{\text{PNA}}}{2}\right) + P_{c2}\left(\frac{t_{fc} - y_{\text{PNA}}}{2}\right) + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

$$= \frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y^2} + (t_c - \bar{Y})^2\right] + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

$$d_s = \frac{275}{2} + 110 - 25 + 4.0 = 227 \text{ mm}$$

$$d_w = \frac{2440}{2} + 25 - 4.6 = 1240 \text{ mm}$$

$$d_t = \frac{45}{2} + 2440 + 25 - 4.6 = 2483 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{3967}{2(0.025)}[0.0046^2 + (0.025 - 0.004)^2] + (23{,}206)(0.227)$$

$$+(13{,}469)(1.24) + (7141)(2.483)$$

$$= 39{,}737 \text{ kN-m}$$

5. Menghitung Momen Nominal

a. Periksa kekompakan penampang balok baja:

- Persyaratan kelangsingan web (Tabel 12.2)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Karena PNA berada di dalam flensa atas, D_{cp} sama dengan nol. Persyaratan kelangsingan web terpenuhi.

- Biasanya diasumsikan bahwa flensa atas ditopang secara memadai oleh dek beton yang mengeras; oleh karena itu, tidak ada persyaratan untuk kelangsingan flensa tekan dan penopangan untuk penampang komposit kompak pada kondisi batas kekuatan.
- Penampang tersebut adalah penampang komposit kompak.

b. Periksa persyaratan daktilitas (Tabel 12.2) $D_p/D' \leq 5$:

Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk mencegah kerusakan permanen pada pelat beton ketika penampang komposit mendekati kapasitas momen plastiknya.

D_p = kedalaman dari bagian atas dek beton ke PNA

$$D_p = 275 + 110 - 25 + 4.6 = 364.6 \text{ mm}$$

$$D' = \beta\left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5}\right) = 0.7\left(\frac{2485 + 275 + 110}{7.5}\right) = 267.9 \text{ mm}$$

$$\frac{D_p}{D'} = \frac{364.6}{267.9} = 1.36 < 5 \quad \text{OK}$$

c. Periksa batas rasio momen inersia (Pasal 6.10.1.1 AASHTO):

Elemen lentur harus memenuhi persyaratan berikut:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9$$

di mana I_{yc} dan I_y masing-masing adalah momen inersia flensa tekan dan balok baja terhadap sumbu vertikal pada bidang web. Batasan ini memastikan bahwa rumus tekuk torsi lateral berlaku.

$$I_{yc} = \frac{(25)(460)^3}{12} = 2.03(10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_y = 2.03(10^8) + \frac{(2440)(16)^3}{12} + \frac{(45)(460)^3}{12} = 5.69(10^8) \text{ mm}^4$$

$$0.1 < \frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{2.03(10^8)}{5.69(10^8)} = 0.36 < 0.9 \qquad \text{OK}$$

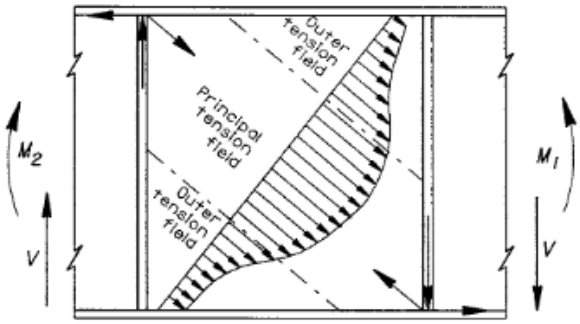
d. Ketahanan lentur nominal M_n (Tabel 12.2):

Asumsikan bahwa penampang pilar interior yang berdekatan tidak kompak. Untuk bentang menerus dengan penampang penyangga interior yang tidak kompak, ketahanan lentur nominal dari penampang komposit kompak diambil sebagai

$$M_n = 1.3\, R_h M_y \leq M_p$$

dengan faktor reduksi tegangan flensa R_h = 1,0 untuk balok homogen ini, kita peroleh

$$M_n = 1.3(1.0)(21{,}340) = 27{,}742 \text{ kN-m} < M_p = 39{,}712 \text{ kN-m}$$



Gambar 12.11 Aksi medan tegangan.

12.5 DESAIN GESER

Konsep Dasar

Mirip dengan resistensi lentur, kapasitas geser web juga bergantung pada rasio kelangsingan λ dalam hal rasio lebar terhadap ketebalan (h/t_w). Dalam menghitung kekuatan geser, tiga mode kegagalan dipertimbangkan: leleh geser ketika $\lambda \leq \lambda_p$, tekuk geser inelastis ketika $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, dan tekuk geser elastis ketika $\lambda > \lambda_r$. Untuk web tanpa pengaku melintang, resistensi geser disumbangkan oleh aksi balok berupa leleh geser atau tekuk geser elastis.

Untuk panel web interior dengan pengaku melintang, resistensi geser disumbangkan oleh aksi balok (istilah pertama persamaan C_s pada Tabel 12.8) dan aksi medan tegangan (istilah kedua persamaan C_s pada Tabel 12.8). Untuk panel web ujung, aksi medan tarik tidak dapat dikembangkan karena batas yang tidak kontinu dan kurangnya jangkar. Perlu dicatat bahwa penguat melintang memberikan kekuatan tekuk geser inelastis yang signifikan melalui aksi medan tarik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.11. Tabel 12.8 mencantumkan rumus desain AASHTO-LRFD untuk kekuatan geser.

Contoh 12.2: Desain Kekuatan Geser — Kondisi Batas Kekuatan I

Diberikan

Untuk jembatan balok I yang ditunjukkan pada Contoh 12.1, geser terfaktor V_u = 2026 dan 1495 kN diperoleh di ujung kiri Bentang 1 dan 6,1 m dari ujung kiri di Bentang 1, masing-masing. Desain kekuatan geser untuk Kondisi Batas Kekuatan I untuk kedua lokasi tersebut.

Solusi

1. Resistensi Geser Nominal V_n

a. V_n untuk web yang tidak diperkuat (Tabel 12.8 atau Pasal AASHTO 6.10.7.2): Untuk D = 2440 mm dan t_w = 16 mm, kita memiliki

$$Q \quad \frac{D}{t_w} = \frac{2440}{16} = 152.5 > 3.07\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3.07\sqrt{\frac{200{,}000}{345}} = 73.9$$

$$\therefore V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} = \frac{4.55(16)^3(200{,}000)}{2440} = (1528)10^3 \text{ N} = 1528 \text{ kN}$$

$$C = \begin{cases} 1.0 & \text{For } \frac{D}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \\ \frac{1.1}{D/t_w}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} & \text{For } 1.1\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \le \frac{D}{t_w} \le 1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \backslash hfill \\ \frac{1.52}{(D/t_w)^2}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} & \text{For } \frac{D}{t_w} > 1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \end{cases} \tag{12.8}$$

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2}$$

Tabel 12.8 Rumus Desain AASHTO-LRFD untuk Ketahanan Geser Nominal pada Kondisi Batas Kekuatan

Jaringan homogen tanpa pengaku	$V_n = \begin{cases} V_p = 0.58F_{yw}Dt_w & \text{for } \frac{D}{t_w} \le 2.46\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ 1.48t_w^2\sqrt{EF_{yw}} & \text{for } 2.46\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \le 3.07\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ \frac{4.55t_w^3E}{D} & \text{for } \frac{D}{t_w} > 3.07\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \end{cases}$	- Geser menghasilkan - Tekuk inelastis - Tekuk elastis
Panel web interior yang diperkuat dengan penampang homogen yang kompak.	$V_n = \begin{cases} C_sV_p & \text{for } M_u \le 0.5\phi_f M_p \\ RC_sV_p \ge CV_p & \text{for } M_u > 0.5\phi_f M_p \end{cases}$ $R = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_f M_y}\right) \le 1.0$	$C_s = C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}}$
Panel web interior yang diperkuat dengan penampang homogen nonkompak	$V_n = \begin{cases} C_sV_p & \text{for } f_u \le 0.5\phi_f F_y \\ RC_sV_p \ge CV_p & \text{for } f_u > 0.5\phi_f F_y \end{cases}$	$R = 0.6 + 0.4\left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75\phi_f F_y}\right) \le 1.0$
Panel akhir dan bagian hibrida	$V_n = CV_p$	

d_o = jarak penguat (mm)
D = kedalaman web
F_r = faktor resistensi lentur flensa tekan (MPa)
f_u = faktor tegangan maksimum pada flensa tekan yang dipertimbangkan (MPa)

M_r = faktor resistensi lentur
M_u = faktor momen maksimum pada panel yang dipertimbangkan
ϕ_f = faktor resistensi lentur = 1,0 untuk kondisi batas kekuatan
C = rasio tegangan tekuk geser terhadap kekuatan luluh geser

b. V_n untuk panel web yang diperkuat di ujung (Tabel 12.8):

Cobalah jarak penguat melintang d_o = 6100 mm. Untuk memudahkan penanganan bagian panel web, jarak penguat melintang harus memenuhi (Pasal AASHTO 6.10.7.3.2) persyaratan berikut:

$$d_o \leq D\left[\frac{260}{(D/t_w)}\right]^2$$

$$d_o = 6100 \text{ mm} < D\left[\frac{260}{(D/t_w)}\right]^2 = 2440\left[\frac{260}{2440/16}\right]^2 = 7090 \text{ mm} \qquad \text{OK}$$

Dengan menggunakan rumus-rumus pada Tabel 12.8, peroleh

$$k = 5 + \frac{5}{(6100/2440)^2} = 5 + \frac{5}{(6100/2440)^2} = 5.80$$

$$\because \frac{D}{t_w} = 152.5 > 1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.38\sqrt{\frac{200{,}000(5.8)}{345}} = 80$$

$$\because C = \frac{1.52}{(152.5)^2}\sqrt{\frac{200{,}000(5.80)}{345}} = 0.379$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(345)(2440)(16) = 7812(10)^3 \text{ N} = 7812 \text{ kN}$$

$$V_n = CV_p = 0.379(7812) = 2960 \text{ kN}$$

2. Batas Kekuatan Keadaan I

AASHTO-LRFD mensyaratkan bahwa untuk Batas Kekuatan Keadaan I

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

di mana ϕ_v adalah faktor ketahanan geser = 1,0.

a. Ujung kiri Bentang 1:

$$V_u = 2026 \text{ kN} > \phi_v V_n \text{ (for unstiffened web)} = 1528 \text{ kN}$$

$\because$ Penguat diperlukan untuk meningkatkan kapasitas geser

$$\phi_v V_n = (1.0)2960 = 2960 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

b. Lokasi penguat tengah pertama, 6,1 m dari ujung kiri pada Bentang 1:

Karena V_u = 1459 kN kurang dari kapasitas geser web tanpa penguat $\phi_v V_n$ = 1528 kN, penguat melintang tengah dapat dihilangkan setelah penguat tengah pertama.

Tabel 12.9 Rumus Desain Penguat AASHTO-LRFD

Lokasi	Pengaku	Lebar dan Luas Proyek yang Diperlukan	Momen Inersia yang Diperlukan
Flensa kompresi	Membujur	$b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{yc}}$	$I_s \geq \begin{cases} 0.125k^3 \text{ for } n = 1 \\ 0.07k^3 n^4 \text{ for } n = 2,3,4 \text{ or } 5 \end{cases}$
	Melintang	Ukuran sama dengan penguat memanjang; setidaknya satu penguat melintang pada flensa tekan di dekat titik kontrafleksi beban mati	
Web	Membujur	$b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{yc}}$	$I_l \geq D t_w^3 [2.4(d_o/D)^2 - 0.13]$ $r \geq 0.234 d_o \sqrt{F_{yc}/E}$
	Perantara melintang	$50 + d/30 \leq b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{ys}}$ $16t_p \geq b_l \geq 0.25 b_f$ $A_s \geq \left[0.15BDt_w \frac{(1-C)V_v}{V_c} - 18t_w^2\right] \frac{F_{yw}}{F_{ys}}$ B = 1 untuk pasangan penguat, 1,8 untuk sudut tunggal dan 2,4 untuk pelat tunggal	$I_l \geq d_o t_w^3 J$ $J = 2.5\left(D_p/d_o\right)^2 - 2 \geq 0.5$
	Bantalan	$b_l \leq 0.48 t_p \sqrt{E/F_{ys}}$ $B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys}$	Gunakan penampang efektif (AASHTO-LRFD 6.10.8.2.4) untuk mendesain resistansi aksial

b_f = lebar flensa tekan

t_f = ketebalan flensa tekan

f_c= tegangan pada flensa tekan akibat pembebanan terfaktor

F_{ys} = kekuatan luluh minimum yang ditentukan dari penguat

ϕ_b = faktor resistensi penguat penahan beban = 1,0

A_{pn} = luas elemen penguat yang menonjol di luar las fillet web-ke-flensa, tetapi tidak melebihi tepi flensa

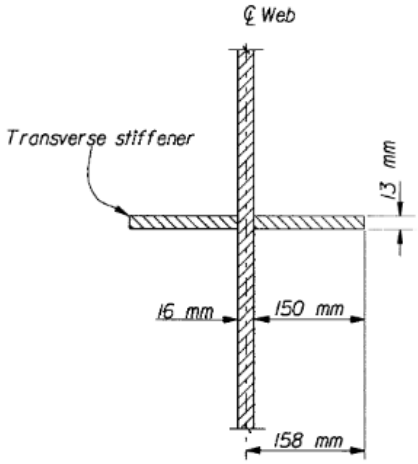
Penguat

Untuk penampang I yang dirakit, penguat memanjang dapat disediakan untuk meningkatkan resistensi lentur dengan mencegah tekuk lokal sementara penguat melintang biasanya disediakan untuk meningkatkan resistensi geser dengan aksi medan tarik. Tiga jenis penguat berikut biasanya digunakan untuk penampang I:

- *Penguat Perantara Melintang*: Ini berfungsi sebagai jangkar untuk gaya medan tarik sehingga resistensi geser pasca-tekuk dapat dikembangkan. Perlu dicatat bahwa tekuk geser web elastis tidak dapat dicegah oleh penguat melintang. Penguat melintang dirancang untuk (1) memenuhi persyaratan kelangsingan elemen yang menonjol untuk menghadirkan tekuk lokal, (2) memberikan kekakuan untuk memungkinkan web mengembangkan kapasitas pasca-tekuknya, dan (3) memiliki kekuatan untuk menahan

komponen vertikal dari tegangan diagonal pada web. Persyaratan ini tercantum dalam Tabel 12.9.

- *Penguat Penahan Beban*: Penguat ini berfungsi sebagai elemen tekan untuk menopang beban terpusat vertikal dengan menahan beban pada ujung penguat (lihat Gambar 12.2). Penguat ini merupakan penguat melintang dan terhubung ke web untuk menyediakan batas vertikal untuk menahan gaya geser dari aksi medan tarik. Penguat ini harus ditempatkan di semua lokasi penahan beban dan di semua lokasi yang menopang beban terpusat. Untuk balok gulung, penguat penahan beban mungkin tidak diperlukan ketika geser terfaktor kurang dari 75% dari kapasitas geser terfaktor. Penguat ini dirancang untuk memenuhi persyaratan kelangsingan, penahan beban, dan kompresi aksial seperti yang ditunjukkan pada Tabel 12.9.
- *Penguat Memanjang*: Penguat ini berfungsi sebagai batas penahan untuk elemen tekan sehingga tegangan tekuk lentur inelastis dapat berkembang di bagian web. Penguat ini terdiri dari pelat yang dilas memanjang ke salah satu sisi web, atau sudut yang dibaut. Penguat ini harus ditempatkan pada jarak $2D_c/5$ dari permukaan dalam flensa tekan, di mana D_c adalah kedalaman web dalam kondisi tekan pada penampang momen maksimum untuk memberikan desain yang optimal. Kelangsingan dan kekakuan perlu dipertimbangkan untuk menentukan ukuran penguat memanjang (Tabel 12.9).



Gambar 12.12 Penampang melintang web dan penguat melintang.

Contoh 12.3: Desain Penguat Transversal dan Penahan Beban

Diberikan

Untuk jembatan balok I yang ditunjukkan pada Contoh 12.1, gaya geser terfaktor V_u = 2026 dan 1495 kN diperoleh di ujung kiri Bentang 1 dan 6,1 m dari ujung kiri di Bentang 1, masing-masing. Rancang penguat transversal perantara pertama dan penguat penahan beban di penyangga kiri Bentang 1 menggunakan F_{ys} = 345 MPa untuk penguat.

Solusi

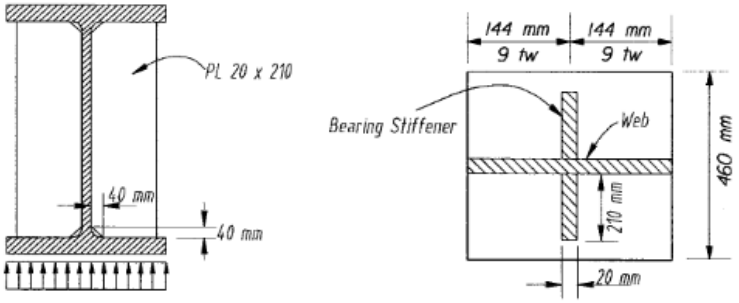
1. Desain Penguat Transversal Perantara

Cobalah dua pelat penguat transversal 150 × 13 mm seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.12 yang dilas ke kedua sisi web.

a. Persyaratan lebar proyeksi b_t (Tabel 12.9 atau Pasal AASHTO 6.10.8.1.2):

Untuk mencegah tekuk lokal pada penguat melintang, lebar setiap penguat yang menonjol harus memenuhi persyaratan yang tercantum dalam Tabel 12.9.

$$b_t = 150\ mm > \begin{cases} 50 + \dfrac{d}{30} = 50 + \dfrac{2510}{30} = 134\ \text{mm} \\ 0.25b_f = 0.25(460) = 115\ \text{mm} \end{cases} \qquad OK$$



Gambar 12.13 (a) Penguat bantalan; (b) luas kolom efektif.

$$b_t = 150\ mm < \begin{cases} 0.48t_p\sqrt{\dfrac{E}{F_{ys}}} = 0.48(13)\sqrt{\dfrac{200{,}000}{345}} = 150\ \text{mm} \\ 16t_p = 16(13) = 208\ \text{mm} \end{cases} \qquad OK$$

b. Persyaratan momen inersia (Tabel 12.9 AASHTO Pasal 6.10.8.1.3):

Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk memastikan kekakuan yang cukup dari penguat melintang untuk mengembangkan medan tegangan yang memadai pada web.

$$Q\,J = 2.5\left(\frac{2440}{6100}\right)^2 - 2.0 = -1.6 < 0.5 \quad \text{Q } \underline{\text{Use } J = 0.5}$$

$$I_t = 2\left(\frac{150^3(13)}{3}\right) = 29.3(10)^6\ \text{mm}^4 > d_o t_w^3 J = (6100)(16)^3(0.5) \qquad OK$$

$$= 12.5(10)^6\ \text{mm}^4$$

c. Persyaratan luas (Tabel 12.9 atau Pasal AASHTO 6.10.8.1.4):

Persyaratan ini memastikan bahwa penguat melintang memiliki luas yang cukup untuk menahan komponen vertikal medan tegangan, dan hanya diterapkan pada penguat melintang yang diperlukan untuk menahan gaya yang dikenakan oleh aksi medan tegangan. Dari Contoh 12.2, kita memiliki C = 0,379; F_{yw} = 345 MPa; V_u = 1460 kN; $\phi_v V_n$ = 1495 kN; t_w = 16 mm; B = 1,0 untuk pasangan penguat. Persyaratan luasnya adalah

$$A_{\text{sreqd}} = \left(0.15(1.0)(2440)(16)(1-0.379)\frac{1459}{1495} - 18(16)^2\right)\left(\frac{345}{345}\right) = -1060 \text{ mm}^2$$

Nilai negatif A_{sreqd} menunjukkan bahwa web memiliki luas yang cukup untuk menahan komponen vertikal dari medan tegangan.

2. Desain Penguat Bantalan

Cobalah dua pelat penguat 20 × 210 mm yang dilas ke setiap sisi web seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.13a.

a. Periksa persyaratan tekuk lokal (Tabel 12.9 atau Pasal AASHTO 6.19.8.2.2):

$$\frac{b_t}{t_p} = \frac{210}{20} = 10.5 \leq 0.48\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.48\sqrt{\frac{200{,}000}{345}} = 11.6 \qquad \text{OK}$$

b. Periksa daya tahan bantalan (Tabel 12.9 atau Pasal AASHTO 6.10.8.2.3):
Luas kontak penguat pada flensa A_{pn} = 2(210 – 40)20 = 6800 mm2

$$B_r = \phi_b\, A_{pn} F_{ys} = (1.0)(6800)(345) = 2346\,(10)^3 \text{ N} = 2346 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

c. Periksa hambatan aksial penampang kolom efektif (Tabel 12.9 atau AASHTO 6.10.8.2.4): Luas penampang kolom efektif ditunjukkan pada Gambar 12.13b:

$$A_s = 2[210(20) + 9(16)(16)] = 13{,}008 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{(20)(420+16)^3}{12} = 138.14(10)^6 \text{ mm}^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{A_s}} = \sqrt{\frac{138.14(10)^6}{13{,}008}} = 103.1 \text{ mm}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{0.75(2440)}{103.1\pi}\right)^2 \frac{345}{200{,}000} = 0.055$$

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_s = 0.66^{0.055}(345)(13{,}008) = 4386\,(10)^3 \text{ N}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(4386) = 3947 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

Oleh karena itu, penggunaan dua pelat 20 × 210 mm sudah memadai untuk penguat penahan beban pada abutmen.

Konektor Geser

Untuk memastikan aksi komposit penuh, konektor geser harus disediakan pada antarmuka antara pelat beton dan baja struktural untuk menahan geser antarmuka. Konektor geser biasanya disediakan di sepanjang jembatan. Jika tulangan memanjang pada pelat dek

tidak dipertimbangkan dalam penampang komposit, konektor geser tidak diperlukan di daerah lentur negatif.

Jika tulangan memanjang disertakan, konektor tambahan dapat ditempatkan di daerah titik kontrafleksi beban mati atau dapat dilanjutkan di atas daerah lentur negatif dengan jarak maksimum. Dua jenis konektor geser seperti stud geser dan kanal (lihat Gambar 12.4) paling umum digunakan pada jembatan modern. Kondisi batas kelelahan dan kekuatan harus dipertimbangkan dalam desain konektor geser. Persyaratan detail tercantum dalam Tabel 12.10.

Contoh 12.4: Desain Konektor Geser

Diberikan

Untuk jembatan balok I yang ditunjukkan pada Contoh 12.1, rancang konektor stud geser untuk daerah lentur positif Bentang 1. Rentang gaya geser V_{sr} diberikan pada Tabel 12.11 dan diasumsikan jumlah siklus N = 7,844(10)^7.

Solusi

1. Ukuran Stud (Tabel 12.10 AASHTO Pasal 6.10.7.4.1a)

Tinggi stud harus menembus setidaknya 50 mm ke dalam dek. Kedalaman selimut beton di atas stud geser tidak boleh kurang dari 50 mm. Coba

$$H_s = 180 \text{ mm} > 50 + (110 - 25) = 135 \text{ mm (min)} \qquad \text{OK}$$

$$\text{stud diameter } d_s = 25 \text{ mm} < H_s/4 = 45 \text{ mm} \qquad \text{OK}$$

2. Jarak Antar Baut Geser, p, untuk Kondisi Batas Kelelahan

a. Ketahanan lelah Z_r (Tabel 12.10 atau Pasal AASHTO 6.10.7.4.2):

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(7.844 \times 10^7) = 5.11$$

$$Z_r = 19d_s^2 = 19(25)^2 = 11{,}875 \text{ N}$$

Tabel 12.10 Rumus Desain AASHTO-LRFD untuk Konektor Geser

Jenis Konektor	Stud	Saluran
Persyaratan dasar	$\frac{h_s}{d_s} \geq 4.0$ $6d_s <$ jarak antar konektor $\quad p = (nZ_rI)/V_{sr}Q < 600$ mm Jarak melintang $\geq 4d_s$ Jarak bersih antara tepi flensa konektor terdekat ≥ 25 mm Lapisan beton di atas konektor ≥ 50 mm dan $d_s \geq 50$ mm	Pengelasan fillet di sepanjang tumit dan ujung kaki tidak boleh lebih kecil dari 5 mm
Persyaratan khusus	Untuk daerah lentur negatif nonkomposit, jumlah konektor tambahan: $n_{ac} = (A_r f_{sr})/Z_r$	
Resistensi kelelahan	$Z_r = \alpha d_s^2 \geq 19d_s^2$ $\alpha = 238 - 29.5 \log N$	
Ketahanan geser nominal	$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \leq A_{sc}F_u$	$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_c'E_c}$

Konektor geser yang dibutuhkan	$n = \frac{V_h}{\phi_{sc}}$; $V_h = lebih\ kecil \begin{cases} 0.85\ f_c' b_{eff} t_c \\ \sum A_{sf} F_{yf} \end{cases}$ Untuk bentang kontinu antara setiap momen nol yang berdekatan dari garis tengah penopang interior: $V_h = A_r F_{yr}$	

- A_{si} = luas komponen penampang baja
- b_{eff} = lebar flensa efektif
- h_s = tinggi stud
- d_s = diameter stud
- n = jumlah konektor geser dalam penampang
- E_c = modulus elastisitas beton
- f_c = tegangan pada flensa tekan akibat pembebanan terfaktor
- f_c' = kekuatan tekan beton yang ditentukan
- F_{yi} = kekuatan luluh minimum yang ditentukan dari komponen penampang baja
- f_{sr} = rentang tegangan pada tulangan memanjang (AASHTO-LRFD 5.5.3.1)
- F_u = kekuatan tarik minimum yang ditentukan dari sebuah stud
- L_c = panjang konektor geser kanal
- Q = momen pertama penampang yang ditransformasikan terhadap sumbu netral penampang komposit jangka pendek
- I = momen inersia penampang komposit jangka pendek
- N = jumlah siklus (AASHTO-LRFD 6.6.1.2.5)
- V_{sr} = rentang gaya geser pada kondisi batas kelelahan
- t_s = ketebalan pelat beton
- t_f = ketebalan flensa konektor geser kanal
- Z_r = ketahanan kelelahan geser dari geser individual Konektor

Tabel 12.11 Desain Konektor Geser untuk Daerah Lentur Positif pada Bentang 1

Menjangkau	Lokasi (x/L)	V_{sr} (kN)	p_{required} (mm)	p_{final} (mm)	$n_{\text{total-stud}}$
	0.0	267.3	253	245	3
	0.1	229.5	295	272	63
	0.2	212.6	318	306	117
	0.3	205.6	329	326	165
1	0.4	203.3	333	326	210
	0.4	203.3	333	326	144
	0.5	203.3	334	326	99
	0.6	212.6	318	306	51
	0.7	223.7	302	306	3

Catatan:

1. $V_{sr} = |+(V_{LL+IM})_u| + |-(V_{LL+IM})_u|$
2. $p_{\text{required}} = \frac{n_s Z_r I_{\text{com-n}}}{V_{sr} Q} = \frac{67\,634}{V_{sr}}$
3. $n_{\text{total-stud}}$ adalah penjumlahan jumlah baut geser antara lokasi momen nol dan lokasi tersebut.

b. Momen pertama Q dan momen awal I (Tabel 12.6):

$$Q = \left(\frac{b_{\text{eff}} t_s}{8}\right)\left(y_{st-n} + t_h + \frac{t_s}{2}\right)$$

$$= \left(\frac{3530(275)}{8}\right)\left(380 + 85 + \frac{275}{2}\right) = 73.11 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$I_{\text{com-n}} = 138.8 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

c. Jarak yang dibutuhkan untuk kondisi batas kelelahan:

Asumsikan bahwa stud geser berjarak 150 mm melintang di sepanjang flensa atas penampang baja (Gambar 12.9) dan menggunakan n_s = 3 untuk contoh ini dan diperoleh

$$p_{\text{reqd}} = \frac{n_s Z_r I}{V_{sr} Q} = \frac{3(11.875)(138.8)(10)^9}{V_{sr}(73.11)(10)^6} = \frac{67634}{V_{sr}}$$

Perhitungan rinci untuk daerah lentur positif pada Bentang 1 ditunjukkan pada Tabel 12.11.

3. Pemeriksaan Batas Kondisi Kekuatan

a. Gaya geser horizontal nominal (Pasal AASHTO 6.10.7.4.4b):

$$V_h = yang\ lebih\ kecil\ dari \begin{cases} 0.85 f_c' b_{\text{eff}} t_s \\ F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \end{cases}$$

$$V_{h\text{-concrete}} = 0.85 f_c' b_{\text{eff}} t_s = 0.85(28)(3530)(275) = 2.31(10)^6 \text{ N}$$

$$V_{h\text{-steel}} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} V_{h\text{-steel}}$$

$$= 345[(2440)(16) + (460)(45) + (460)(25)] = 2.458(10)^6 \text{ N}$$

$$\therefore V_h = 23\,100 \text{ kN}$$

b. Ketahanan geser nominal (Tabel 12.10 atau Pasal AASHTO 6.10.7.4.4c):

Gunakan kekuatan tarik minimum yang ditentukan F_u = 420 MPa untuk konektor geser stud

$$\because 0.5\sqrt{f_c' E_c} = 0.5\sqrt{28(25\,000)} = 418.3 \text{ MPa} < F_u = 420 \text{ MPa}$$

$$\therefore Q_n = 0.5 A_{sc}\sqrt{f_c' E_c} = 418.3\left(\frac{\pi(25)^2}{4}\right) = 205\,332 \text{ N} = 205 \text{ kN}$$

c. Periksa jumlah konektor stud geser yang dihasilkan (lihat Tabel 12.11):

$$n_{\text{total-stud}} = \begin{Bmatrix} 210\ dari\ ujung\ kiri\ 0.4\ L_1 \\ 144\ dari\ 0.4\ L_1\ sampai\ 0.7\ L_1 \end{Bmatrix} > \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n} = \frac{23\,100}{0.85(205)} = 133 \qquad \text{OK}$$

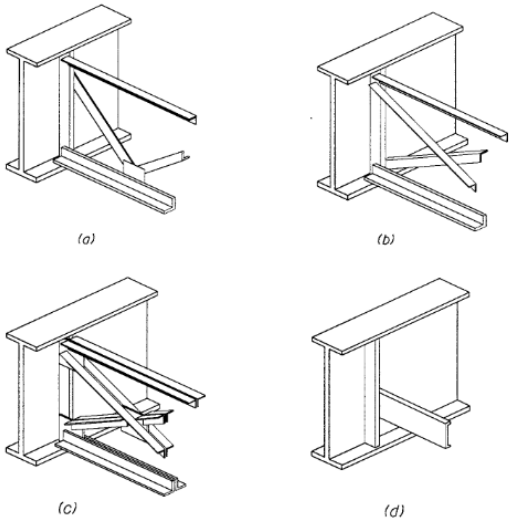
12.6 PERTIMBANGAN DESAIN LAINNYA

Ketahanan Lelah

Persyaratan desain kelelahan dasar membatasi rentang tegangan beban hidup terhadap ketahanan lelah untuk setiap detail sambungan. Perhatian khusus harus diberikan pada dua jenis kelelahan: (1) kelelahan akibat beban untuk tegangan tarik bersih berulang pada detail sambungan yang disebabkan oleh truk yang bergerak dan (2) kelelahan akibat distorsi untuk menghubungkan detail pelat rangka silang atau diafragma ke web balok.

Diafragma dan Rangka Silang

Diafragma dan rangka silang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.14, adalah komponen melintang untuk mentransfer beban lateral seperti beban angin atau gempa bumi dari bagian bawah balok ke dek dan dari dek ke bantalan, untuk memberikan stabilitas lateral jembatan balok, dan untuk mendistribusikan beban vertikal ke balok utama memanjang. Rangka silang biasanya terdiri dari sudut atau penampang WT dan bertindak sebagai rangka, sedangkan diafragma menggunakan kanal atau penampang I sebagai konektor balok lentur. Rangka silang ujung atau diafragma pada pilar dan abutmen disediakan untuk mentransmisikan beban angin lateral dan/atau beban gempa ke bantalan, dan rangka tengah dirancang untuk memberikan dukungan lateral pada balok.



Gambar 12.14 Rangka silang dan diafragma.

Pedoman umum berikut harus diikuti untuk diafragma dan rangka silang:

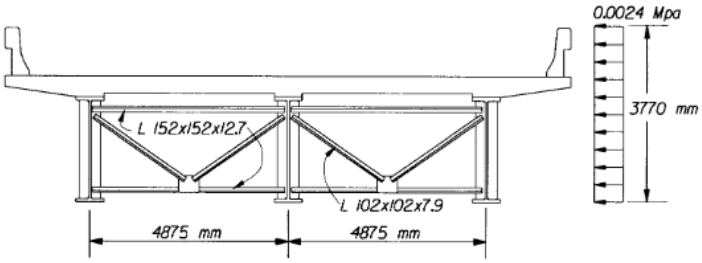
- Diafragma atau rangka silang harus sedalam mungkin untuk mentransfer beban lateral dan memberikan stabilitas lateral. Untuk balok gulung, kedalamannya harus minimal setengah dari kedalaman balok [AASHTO-LRFD 6.7.4.2].
- Ukuran elemen terutama dirancang untuk menahan beban angin lateral dan/atau beban gempa. Analisis rasional lebih disukai untuk menentukan gaya lateral aktual.
- Jarak harus sesuai dengan penguat melintang.
- Konektor melintang harus sesedikit mungkin untuk menghindari masalah kelelahan.

- Rasio kelangsingan efektif (KL/r) untuk diagonal tekan harus kurang dari 140 dan untuk elemen tarik (L/r) kurang dari 240.

Contoh 12.5: Desain Rangka Lintas Tengah

Diberikan

Untuk jembatan balok I yang ditunjukkan pada Contoh 12.1, rancang rangka lintas tengah untuk beban angin menggunakan sudut tunggal dan baja M270 Grade 250.



Gambar 12.15 Distribusi beban angin.

Solusi:

1. Hitung Beban Angin

Dalam contoh ini, kita mengasumsikan bahwa beban angin yang bekerja pada setengah bagian atas balok, dek, dan penghalang ditanggung oleh pelat dek dan beban angin pada setengah bagian bawah balok ditanggung oleh flensa bawah. Dari Tabel AASHTO 3.8.1.2, tekanan angin P_D = 0,0024 MPa, d = kedalaman elemen struktur = 2.510 mm, dan γ = faktor beban = 1,4 (Tabel AASHTO 3.4.1-1). Beban angin pada struktur (Gambar 12.15) adalah

$$W = 0.0024(3770) = 9.1\ \mathrm{kN/m} > 4.4\ \mathrm{kN/m}$$

Faktor gaya angin yang bekerja pada flensa bawah:

$$W_{bf} = \frac{\gamma p_D d}{2} = \frac{1.4(0.0024)(2510)}{2} = 4.21\ \mathrm{kN/m}$$

Gaya angin yang bekerja pada flensa atas (dengan mengabaikan diafragma dek beton):

$$W_{tf} = 1.4(0.0024)\left(3770 - \frac{2510}{2}\right) = 8.45\ \mathrm{kN/m}$$

2. Hitung gaya yang bekerja pada rangka silang

Untuk jarak antar rangka silang:

$$L_b = 6.1\ m$$

Faktor gaya yang bekerja pada penyangga bawah:

$$F_{bf} = W_{bf} L_b = 4.21(6.1) = 25.68 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada diagonal:

$$F_d = \frac{F_{tf}}{\cos \phi} = \frac{8.45(6.1)}{\cos 45^\circ} = 72.89 \text{ kN}$$

3. Desain penyangga bawah

$$\text{Try} \angle 152 \times 152 \times 12.7; A_s = 3710 \text{ mm}^2; r_{\min} = 30 \text{ mm}; L = 4875 \text{ mm}$$

Periksa kelangsingan anggota dan rasio lebar/ketebalan penampang:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75(4875)}{30} = 121.9 < 140 \qquad \text{OK}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{152}{12.7} = 11.97 < 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45\sqrt{\frac{200\,000}{250}} = 12.8 \qquad \text{OK}$$

Periksa kapasitas beban aksial:

$$\lambda = \left(\frac{0.75(4875)}{30.0\pi}\right)^2 \frac{250}{200\,000} = 1.88 < 2.25(ASSHTO 6.9.4.1 - 1)$$

$$P_n = 0.66^{\lambda} A_s F_y = 0.66^{1.88}(3710)(250) = 424{,}675 \text{ N} = 425 \text{ kN}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(425) = 382.5 \text{ kN} > F_{bf} = 25.68 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

4. Desain diagonal

$$\text{Try} \angle 102 \times 102 \times 7.9, A_s = 1550 \text{ mm}^2; r_{\min} = 20.1 \text{ mm}; L = 3450 \text{ mm}$$

Periksa kelangsingan anggota dan rasio lebar/ketebalan penampang:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75(3450)}{20.1} = 128.7 < 140 \qquad \text{OK}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{102}{7.9} = 12.9 \approx 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45\sqrt{\frac{200{,}000}{250}} = 12.8 \qquad \text{OK}$$

Periksa kapasitas beban aksial:

$$\lambda = \left(\frac{0.75(3450)}{20.1\pi}\right)^2 \frac{250}{200{,}000} = 2.1 < 2.25 \quad \text{(ASSHTO 6.9.4.1-1)}$$

$$P_n = 0.66^{\lambda} A_s F_y = 0.66^{2.1}(1550)(250) = 161{,}925 \text{ N} = 162 \text{ kN}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(162) = 145.8 \text{ kN} > F_d = 72.89 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

5. Penyangga Atas

Gaya angin pada penyangga atas diasumsikan nol karena diagonal akan mentransfer beban angin langsung ke pelat dek. Untuk memberikan stabilitas lateral pada flensa atas selama konstruksi, kita memilih sudut $\angle 152 \times 152 \times 12{,}7$ untuk penyangga atas.

Penguatan Lateral

Penguatan lateral mentransfer beban angin ke bantalan dan memberikan stabilitas lateral pada flensa tekan dalam bidang horizontal. Semua tahapan konstruksi harus diselidiki untuk kebutuhan penguatan lateral. Penguatan lateral harus ditempatkan sedekat mungkin dengan bidang flensa yang diperkuat. Desain penguatan lateral mirip dengan rangka silang.

Kemampuan Layanan dan Kemudahan Konstruksi

Desain kondisi batas layanan dimaksudkan untuk mengontrol defleksi permanen, yang akan memengaruhi kemampuan berkendara. AASHTO-LRFD [AASHTO-LRFD 6.10.3] mensyaratkan bahwa untuk kombinasi beban Layanan II, tegangan flensa pada lentur positif dan negatif harus memenuhi persyaratan berikut:

$$P_r = \begin{cases} 0.95 R_h F_{yf} & untuk\ flensa\ baja\ penampang\ komposit \\ 0.80 R_h F_{yf} & untuk\ kedua\ flensa\ bagian\ nonkomposit \end{cases} \quad (12.9)$$

di mana R_h adalah faktor hibrida, 1,0 untuk penampang homogen (AASHTO-LRFD 6.10.5.4), f_f adalah tegangan flensa elastis yang disebabkan oleh pembebanan terfaktor, dan F_{yf} adalah kekuatan luluh flensa.

Jembatan balok I yang dibangun dalam kondisi tanpa penyangga harus diselidiki kekuatan dan stabilitasnya untuk semua tahap konstruksi, menggunakan kombinasi beban kekuatan yang sesuai yang dibahas dalam Bab 5. Semua perhitungan harus didasarkan hanya pada penampang baja nonkomposit.

Lokasi sambungan harus ditentukan sesuai dengan kemampuan konstruksi dan integritas struktural. Sambungan untuk anggota utama harus dirancang pada kondisi batas kekuatan tidak kurang dari (AASHTO 10.13.1) yang lebih besar dari berikut ini:

- Rata-rata geser lentur akibat beban terfaktor pada titik sambungan dan resistensi anggota yang sesuai;
- 75% dari resistensi terfaktor anggota.

BAB 13
JEMBATAN BALOK KOTAK KOMPOSIT BAJA-BETON

13.1 BALOK KOTAK KOMPOSIT BAJA-BETON LURUS

Balok kotak banyak digunakan dalam konstruksi jalan raya perkotaan, jembatan lengkung horizontal, dan jembatan bentang panjang. Balok kotak memiliki kapasitas lentur dan kekakuan torsi yang lebih tinggi, dan bentuk tertutupnya mengurangi permukaan yang terpapar, sehingga kurang rentan terhadap korosi. Balok kotak juga memberikan struktur yang halus dan estetis.

Terdapat dua jenis balok kotak baja: balok kotak komposit baja-beton (yaitu, komposit kotak baja dengan dek beton) dan balok kotak baja dengan dek ortotropik. Balok kotak komposit umumnya digunakan pada jembatan bentang sedang hingga menengah (30 hingga 60 m), dan balok kotak baja dengan dek ortotropik sering digunakan untuk jembatan bentang yang lebih panjang. Bab ini akan berfokus pada jembatan balok kotak komposit baja-beton lurus. Balok kotak baja dengan dek ortotropik dan jembatan lengkung horizontal disajikan pada Bab 14 dan 15.

13.2 PENAMPANG KHAS

Jembatan balok kotak komposit biasanya memiliki satu atau beberapa kotak seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.1. Balok kotak sel tunggal (Gambar 13.1a) mudah dianalisis dan mengandalkan kekakuan torsi untuk menahan beban eksentrik. Kekakuan lentur yang dibutuhkan tidak bergantung pada kekakuan torsi. Balok kotak tunggal dengan banyak sel (Gambar 13.1b) ekonomis untuk bentang yang sangat panjang. Banyak web mengurangi kelambatan geser flensa dan juga membagi gaya geser. Flensa bawah menciptakan deformasi yang lebih merata dan distribusi beban yang lebih baik antara balok yang berdekatan. Kotak-kotak pada balok kotak ganda relatif kecil dan berdekatan, sehingga kekakuan lentur dan torsi biasanya sangat tinggi. Kekakuan torsi dari masing-masing kotak umumnya kurang penting daripada kekakuan lentur relatifnya. Untuk desain penampang kotak ganda (Gambar 13.1c), batasan yang ditunjukkan pada Gambar 13.2 harus dipenuhi saat menggunakan Spesifikasi AASHTO-LRFD karena rumus AASHTO dikembangkan dari batasan-batasan ini. Penggunaan kotak yang lebih sedikit dan lebih besar pada penampang tertentu menghasilkan efisiensi yang lebih besar baik dalam desain maupun konstruksi.

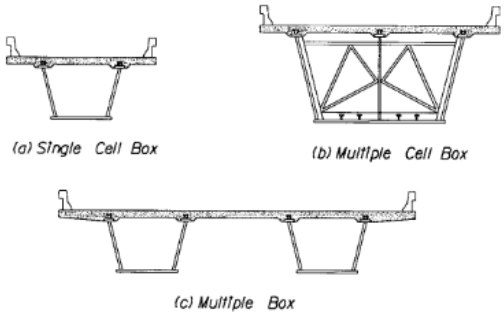
Penampang kotak komposit biasanya terdiri dari dua web, flensa bawah, dua flensa atas, dan konektor geser yang dilas ke flensa atas pada antarmuka antara dek beton dan penampang baja (Gambar 13.3). Flensa atas umumnya diasumsikan cukup ditopang oleh dek beton yang mengeras untuk kondisi batas kekuatan, dan diperiksa terhadap tekuk lokal sebelum pengerasan dek beton.

Flensa harus cukup lebar untuk memberikan daya dukung yang memadai untuk dek beton dan untuk memberikan ruang yang cukup untuk pengelasan konektor geser ke flensa. Flensa bawah dirancang untuk menahan lentur. Karena flensa bawah biasanya lebar, penguat

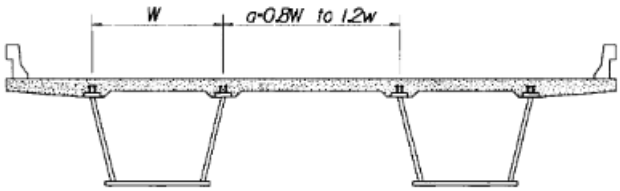
memanjang seringkali diperlukan di daerah lentur negatif. Pelat web dirancang terutama untuk menahan gaya geser dan dapat ditempatkan tegak lurus atau miring terhadap flensa bawah. Kemiringan pelat web tidak boleh melebihi 1 hingga 4. Penentuan awal luas flensa atas dan bawah dapat diperoleh dari persamaan (Tabel 13.1) yang dikembangkan oleh Heins dan Hua dan Heins.

13.3 PRINSIP DESAIN UMUM

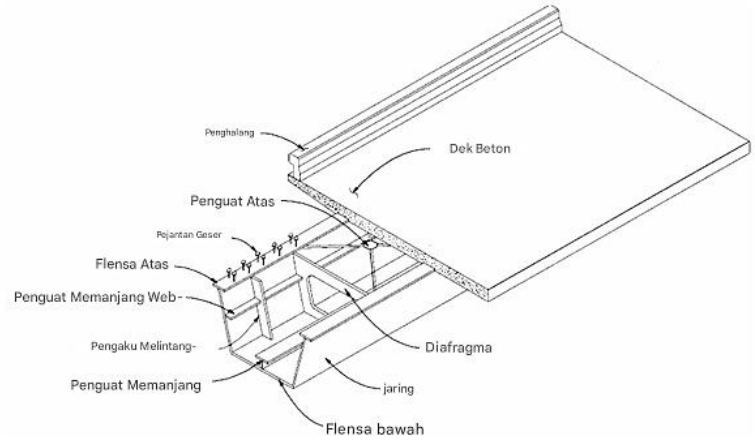
Jembatan jalan raya balok kotak harus dirancang untuk memenuhi spesifikasi AASHTO-LRFD untuk mencapai tujuan kemudahan konstruksi, keselamatan, dan kemampuan pelayanan. Bagian ini menyajikan secara singkat prinsip dan pedoman desain dasar. Untuk informasi yang lebih rinci, pembaca dianjurkan untuk merujuk pada beberapa teks tentang topik ini.



Gambar 13.1 Penampang melintang tipikal dari balok kotak komposit.



Gambar 13.2 Batasan jarak flensa.



Gambar 13.3 Komponen-komponen khas dari balok kotak komposit.

Dalam desain balok kotak ganda, pertimbangan utama harus diberikan pada lentur. Namun, dalam desain balok kotak tunggal, torsi dan lentur harus dipertimbangkan. Torsi yang signifikan pada balok kotak tunggal dapat terjadi selama konstruksi dan di bawah beban hidup. Tegangan lentur akibat distorsi harus dipertimbangkan untuk kelelahan tetapi dapat diabaikan pada kondisi batas kekuatan. Efek torsi dapat diabaikan ketika penguat internal dan diafragma yang kaku disediakan untuk mempertahankan geometri penampang kotak.

13.4 KETAHANAN LENTUR

Ketahanan lentur balok kotak komposit bergantung pada kekompakan elemen penampang. Ini terkait dengan kelangsingan flensa tekan, penguat lateral, dan kelangsingan web. Penampang yang "kompak" dapat mencapai kapasitas lentur plastis penuh. Penampang yang "tidak kompak" hanya dapat mencapai titik leleh pada serat terluar dari satu flensa.

Pada daerah lentur positif, penampang kotak ganda dirancang agar kompak dan penampang kotak tunggal dianggap tidak kompak dengan efek tegangan geser torsi yang ditanggung oleh flensa bawah (Tabel 13.2). Secara umum, pada balok kotak di daerah lentur non-negatif, rumus desain resistensi lentur nominal ditunjukkan pada Tabel 13.3.

Sebagai pengganti analisis yang lebih halus yang mempertimbangkan fenomena kelambatan geser atau distribusi tegangan lentur yang tidak seragam di seluruh flensa lebar penampang balok, konsep lebar flensa efektif di bawah tegangan lentur seragam telah banyak digunakan untuk desain penampang berflensa [AASHTO-LRFD 4.6.2.6]. Lebar flensa efektif merupakan fungsi dari ketebalan pelat dan panjang bentang efektif.

13.5 RESISTENSI GESER

Untuk web yang tidak diperkuat, resistensi geser nominal Vn didasarkan pada hasil geser atau tekuk geser tergantung pada kelangsingan web. Untuk panel web interior yang diperkuat dengan penampang homogen, resistensi pasca-tekuk akibat aksi medan tarik dipertimbangkan. Untuk penampang hibrida, aksi medan tarik tidak diperbolehkan dan leleh geser atau tekuk geser elastis membatasi kekuatan. Rumus desain AASHTO-LRFD yang terperinci ditunjukkan pada Tabel 12.8. Untuk kasus web miring, kedalaman web D harus diukur sepanjang kemiringan dan dirancang untuk geser proyeksi sepanjang web miring.

Untuk memastikan aksi komposit, konektor geser harus disediakan pada antarmuka antara pelat beton dan penampang baja. Untuk jembatan bentang tunggal, konektor harus disediakan di seluruh bentang jembatan. Meskipun tidak perlu menyediakan konektor geser di daerah lentur negatif jika tulangan longitudinal tidak dipertimbangkan dalam penampang komposit, disarankan agar konektor tambahan ditempatkan di daerah titik kontrafleksi beban mati. Persyaratan terperinci tercantum dalam Tabel 12.10.

Tabel 13.1 Pemilihan Awal Luas Flange Elemen Balok Kotak

Barang	Flensa Atas		Flensa Bawah	
	A_T^+	A_T^-	A_B^+	A_B^-
Rentang tunggal	$254d\left(1-\frac{26}{L}\right)$	-	$328d\left(1-\frac{28}{L}\right)$	-

Dua rentang	$0.64A_B^+$	$1.60A_B^+\frac{F_y^-}{F_y^+}$	$\frac{645}{k}(1.65L^2-0.74L+13)$	$1.17A_B^+\frac{F_y^-}{F_y^+}$
	$\frac{330n}{k}(L_1-22)$	$\frac{814n}{k}(L_1-31)$	$\frac{423n}{k}(L_1-16)$	$\frac{645}{kn}(3.16L_2-0.018L_2^2-70)$
Tiga rentang	$0.95A_T^- - \frac{A_T^{-2}}{58650}-\frac{3484}{k}$		$\frac{211.67n}{k}(L_2-14.63)$	

A_T^+, A_T^- = luas flensa atas (mm²) di wilayah positif dan negatif, masing-masing
A_B^+, A_B^- = masing-masing adalah luas flensa bawah (mm²) di wilayah positif dan negatif.
d = kedalaman balok (mm)
L, L_1, L_2 = panjang bentang (m); untuk rentang sederhana (27 ≤ L ≤ 61)
untuk dua bentang (30 ≤ L_2 ≤ 267)
untuk tiga rentang (27 ≤ L_1 ≤ 55)

W_R = lebar jalan (m)
N_b = jumlah kotak
n = L_2/L_1
k = W (344,750)
F_y = kekuatan luluh material (MPa)

Tabel 13.2 Rumus Desain AASHTO-LRFD untuk Ketahanan Lentur Nominal pada Rentang Lentur Negatif untuk Balok Kotak Komposit (Keadaan Batas Kekuatan)

Flensa tekan dengan penguat memanjang	$F_n = \begin{cases} R_bR_hF_{yc} & \text{untuk } \frac{w}{t} \le 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \\ 0.592R_bR_hF_{yc}\left(1+0.687\sin\frac{c\pi}{2}\right) & \text{untuk } 0.57\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t} \le 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \\ 181\,000R_bR_hk\left(\frac{t}{w}\right)^2 & \text{untuk } \frac{w}{t} > 1.23\sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \end{cases}$
	$c = \frac{1.23-\frac{w}{t}\sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66}$
	k = koefisien tekuk = $\begin{cases} \frac{8I_s}{wt^3} \le 4.0 & \text{untuk } n=1 \\ \frac{14.3I_x}{wt^3n^4} \le 4.0 & \text{untuk } n = 2,3,4 \text{ or } 5 \end{cases}$
Flensa tekan tanpa penguat memanjang	Gunakan persamaan di atas dengan substitusi lebar flensa tekan antara web, b untuk w dan koefisien tekuk k diambil sebagai 4.
Flensa tegangan	$F_n = R_bR_hF_{yt}$

E = modulus elastisitas baja
F_n = tegangan nominal pada flensa
F_{yc} = kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk flensa tekan
F_{yt} = kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk flensa tarik
n = jumlah penguat flensa tekan memanjang yang berjarak sama

I_s = momen inersia penguat memanjang terhadap sumbu yang sejajar dengan flensa bawah dan diambil di dasar penguat

R_b = faktor pengurangan beban, R_b = 1,0 — jika penguat memanjang disediakan atau $2D_c/t_w \leq \lambda_b\sqrt{E/f_c}$ terpenuhi

R_h = faktor hibrida; untuk penampang homogen, R_h = 1,0, lihat AASHTO-LRFD (6.10.5.4)

t_h = ketebalan penopang beton di atas flensa atas baja

t = ketebalan flensa tekan

w = yang lebih besar antara lebar flensa tekan di antara pengaku memanjang atau jarak dari web ke pengaku memanjang terdekat

Penguat Lateral Atas

Bangku kotak komposit baja (Gambar 13.3) biasanya dibangun dari tiga sisi baja dan dek beton komposit. Sebelum pengerasan dek beton, flensa atas dapat mengalami tekuk torsi lateral. Penguat lateral atas harus dirancang untuk menahan aliran geser dan gaya lentur pada penampang sebelum pengerasan dek beton. Kebutuhan akan penguat lateral atas harus diteliti untuk memastikan bahwa deformasi kotak dikendalikan secara memadai selama fabrikasi, pemasangan, dan penempatan dek beton. Penguat silang yang ditunjukkan pada Gambar 13.3 diinginkan. Untuk penguat 45°, luas penampang minimum (mm^2) penguat sebesar 0,76x (lebar kotak, dalam mm) diperlukan untuk memastikan aksi kotak tertutup. Rasio kelangsingan (L_b/r) anggota penguat harus kurang dari 140.

AASHTO-LRFD mensyaratkan bahwa untuk balok kotak lurus dengan bentang kurang dari sekitar 45 m, setidaknya satu panel penguat horizontal harus disediakan di setiap sisi titik pengangkatan; untuk bentang lebih besar dari 45 m, sistem penguat lateral sepanjang penuh mungkin diperlukan.

Diafragma Internal dan Rangka Silang

Diafragma internal atau rangka silang (Gambar 13.1) biasanya disediakan di ujung bentang dan penyangga interior di dalam bentang. Diafragma internal tidak hanya memberikan pengekangan lentur pada balok kotak, tetapi juga meningkatkan distribusi beban hidup, tergantung pada kekakuan aksialnya yang mencegah distorsi. Karena diafragma yang kaku dan berjarak lebar dapat menimbulkan gaya lokal yang besar dan tidak diinginkan, umumnya merupakan praktik yang baik untuk menyediakan sejumlah besar diafragma dengan kekakuan yang lebih rendah daripada beberapa diafragma yang sangat kaku.

Sebuah studi baru-baru ini menunjukkan bahwa penggunaan hanya dua diafragma perantara per bentang menghasilkan redistribusi tegangan beban hidup sebesar 18% dan diafragma tambahan tidak secara signifikan meningkatkan redistribusi beban hidup. Penguatan K terbalik memberikan akses inspeksi yang lebih baik daripada penguatan X. Diafragma harus dirancang untuk menahan beban angin, untuk menahan flensa tekan, dan untuk mendistribusikan beban mati dan beban hidup vertikal [AASHTO-LRFD 6.7.4].

Untuk balok kotak lurus, luas penampang yang dibutuhkan dari anggota diagonal penguat lateral A_b (mm^2) harus kurang dari 0,76x (lebar flensa bawah, dalam mm) dan rasio kelangsingan (L_b/r) anggota harus kurang dari 140. Untuk kotak melengkung horizontal per lajur dan pilar radial di bawah beban HS-20, Persamaan (13.1) memberikan jarak diafragma Ld, yang membatasi tegangan distorsi normal hingga sekitar 10% dari tegangan lentur:

$$L_d = \sqrt{\frac{R}{200L - 7500}} \leq 25 \tag{13.1}$$

di mana R adalah jari-jari jembatan, ft, dan L adalah panjang bentang sederhana, ft.

Untuk memberikan ketahanan distorsi relatif per milimeter lebih besar dari 40, luas penahan silang yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

$$A_b = 750\left[\frac{L_{ds}a}{h}\right]\left[\frac{t^3}{h+a}\right] \tag{13.2}$$

di mana t adalah nilai yang lebih besar antara ketebalan flensa dan web; L_{ds} adalah jarak diafragma; h adalah tinggi kotak, dan a adalah lebar atas kotak.

13.6 PERTIMBANGAN LAIN

Kelelahan dan Patah

Untuk struktur baja di bawah beban hidup berulang, kondisi batas kelelahan dan patah harus dipenuhi sesuai dengan AASHTO 6.6.1. Pembahasan komprehensif tentang masalah ini disajikan dalam Bab 53.

Torsi

Gambar 13.4 menunjukkan balok kotak tunggal di bawah gaya gabungan lentur dan torsi. Untuk balok kotak tertutup atau terbuka dengan penguat lateral atas, tegangan lentur torsi dapat diabaikan. Penelitian menunjukkan bahwa parameter ψ yang ditentukan oleh Persamaan (13.3) memberikan batasan untuk mempertimbangkan berbagai jenis tegangan torsi.

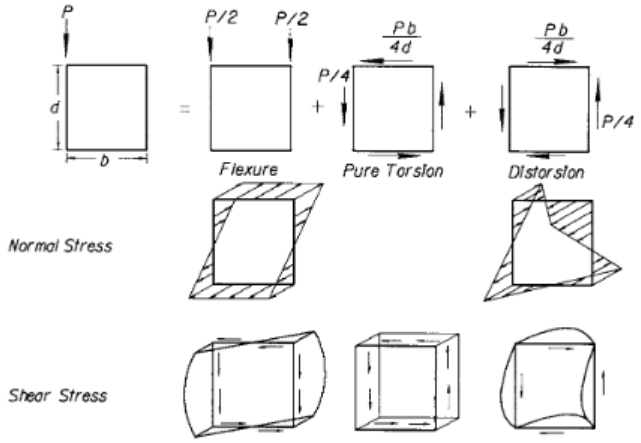
$$\psi = L\sqrt{GJ/EC_w} \tag{13.3}$$

di mana G adalah modulus geser, J adalah konstanta torsi, dan C_w adalah konstanta lentur.

Untuk balok kotak lurus (ψ kurang dari 0,4), torsi murni dapat diabaikan dan tegangan lentur harus dipertimbangkan; ketika ψ lebih besar dari 10, tegangan lentur yang dapat diabaikan dan torsi murni yang harus dipertimbangkan. Untuk balok kotak lengkung, ψ harus mengambil nilai-nilai berikut jika lentur torsi diabaikan:

$$\psi \geq \begin{cases} 10 + 40\theta \text{ untuk } 0 \leq \theta \leq 0.5 \\ 30 \text{ untuk } \theta > 0.5 \end{cases} \tag{13.4}$$

di mana θ adalah sudut (jari-jari) yang dibentuk antara pilar radial.



Gambar 13.4 Penampang kotak di bawah beban eksentrik.

Kemampuan Konstruksi

Jembatan balok kotak harus diperiksa kekuatan dan stabilitasnya selama berbagai tahap konstruksi. Penting untuk dicatat bahwa flensa atas penampang kotak terbuka harus dianggap ditopang di lokasi tempat rangka silang internal atau penopang lateral atas dipasang. Sambungan anggota mungkin diperlukan selama konstruksi. Pada kondisi batas kekuatan, sambungan pada anggota utama harus dirancang tidak kurang dari nilai yang lebih besar dari berikut ini:

- Rata-rata momen lentur, geser, atau gaya aksial akibat pembebanan terfaktor dan resistensi terfaktor yang sesuai dari anggota, dan
- 75% dari berbagai resistensi terfaktor anggota.

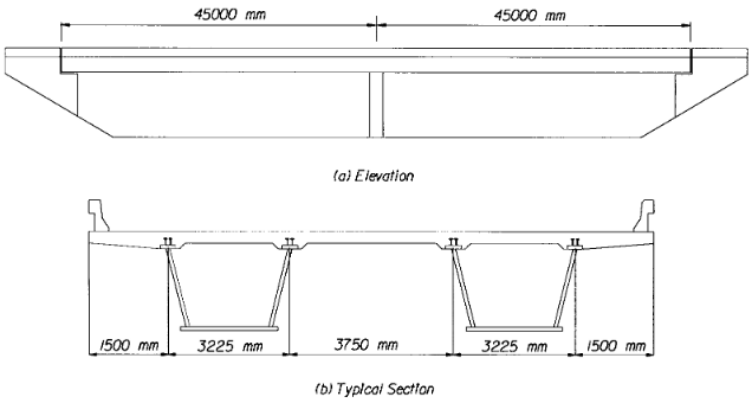
Kemampuan Layanan

Untuk mencegah defleksi permanen akibat beban lalu lintas, AASHTO-LRFD mensyaratkan bahwa pada daerah positif tegangan lentur flensa (f_f) pada kondisi batas layanan tidak boleh melebihi 0,95$R_h\ F_{yf}$.

13.7 CONTOH DESAIN JEMBATAN BALOK KOTAK KONTINU DUA BENTANG

Diberikan

Sebuah jembatan balok kotak komposit kontinu dua bentang yang memiliki dua bentang yang sama sepanjang 45 m. Struktur atas memiliki lebar 13,2 m. Tampak depan dan penampang melintang tipikal ditunjukkan pada Gambar 13.5.



Gambar 13.5 Jembatan balok kotak kontinu dua bentang.

- *Baja struktural*: AASHTO M270M, Grade 345W (ASTM A709 Grade 345W) baja tahan cuaca tanpa lapisan dengan F_y = 345 MPa
- *Beton*: $f_c' = 30.0$ MPa; $E_c = 22{,}400$ MPa; modular ratio $n = 8$
- *Beban*: Beban mati = berat sendiri + rel pembatas + lapisan permukaan jalan 75 mm di masa mendatang Beban hidup = Beban Kendaraan Desain AASHTO + tunjangan beban dinamis Rata-rata lalu lintas truk harian satu jalur (ADTT) dalam satu arah = 3600
- *Dek*: Pelat beton dengan ketebalan 200 mm
- *Spesifikasi*: AASHTO-LRFD dan Revisi Sementara 1996 (disebut sebagai AASHTO)
- *Persyaratan*: Rancang balok kotak untuk lentur, geser untuk Batas Kekuatan I, dan periksa persyaratan kelelahan untuk web.

Solusi

1. Hitung Beban

a. *Beban mati komponen — DC untuk balok kotak*:

Beban mati komponen DC mencakup semua beban mati struktural kecuali permukaan jalan di masa mendatang dan beban utilitas yang ditentukan. Untuk tujuan desain, anggap bahwa semua beban mati didistribusikan secara merata ke setiap balok oleh area pengaruh. Lebar area pengaruh untuk balok kotak adalah 6,60 m.

- $DC1$: bekerja pada bagian nonkomposit
  Pelat beton = (6,6)(0,2)(2400)(9,81) = 31,1 kN/m
  Batang penopang = 3,5 kN/m
  Balok (kotak baja), rangka silang, diafragma, dan penguat = 9,8 kN/m
- $DC2$: bekerja pada bagian komposit jangka panjang
  Berat setiap rel pembatas = 5,7 kN/m

b. *Beban permukaan aus — DW*:

Permukaan aus masa depan sebesar 75 mm diasumsikan didistribusikan secara merata ke setiap balok

- DW: bekerja pada bagian komposit jangka panjang = 10,6 kN/m

2. Hitung Faktor Distribusi Beban Hidup

a. *Faktor distribusi beban hidup untuk kondisi batas kekuatan [Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1]*:

$$LD_m = 0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L} = 0.05 + 0.85\frac{3}{2} + \frac{0.425}{3} = 1.5 \text{ lanes}$$

b. *Faktor distribusi beban hidup untuk kondisi batas kelelahan*:

$$LD_m = 0.05 + 0.85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L} = 0.05 + 0.85\frac{1}{2} + \frac{0.425}{1} = 0.9 \text{ lanes}$$

3. Menghitung Momen dan Gaya Geser yang Belum Difaktorkan

Selubung momen dan gaya geser yang belum difaktorkan ditunjukkan pada Gambar 13.8 hingga 13.11. Momen dan gaya geser untuk Kondisi Batas Kekuatan I dan Kondisi Batas Kelelahan tercantum dalam Tabel 13.3 hingga 13.5.

Tabel 13.3 Selubung Momen untuk Kondisi Batas Kekuatan I

Span (Bentang)	Lokasi (x/L)	M_{DC1} (kN-m); Beban Mati-1	M_{DC2} (kN-m); Beban Mati-2	M_{DW} (kN-m); Permukaan yang Aus	M_{LL+IM} (kN-m)		M_u (kN-m)	
					Positif	Negatif	Positif	Negatif
1	0.0	0	0	0	0	0	0	0
	0.1	3.058	372	681	338	−442	10.592	4.307
	0.2	5.174	629	1152	5708	−883	18.023	7.064
	0.3	6.350	772	1414	7174	−1326	22.400	8.268
	0.4	6.585	801	1466	7822	−1770	23.864	7.917
	0.5	5.880	715	1309	7685	−2212	22.473	6.018
	0.6	4.234	515	943	6849	−2653	18.369	2.571
	0.7	1.647	200	367	5308	−3120	11.540	−2.472
	0.8	−1.882	−299	−419	3170	−3822	2.168	−9.457
	0.9	−6.350	−772	−1414	565	−4928	−9.533	−18.745
	1.0	−11.760	−1430	−2618	−1727	−7640	−22.264	−32.095

Catatan:
1. Faktor distribusi beban hidup LD = 1,467.
2. Kelonggaran beban dinamis IM = 33%.
3. M_u = 0,95 [1,25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1,5 M_{DW} + 1,75 M_{LL+IM}].

Tabel 13.4 Kurva Geser untuk Batas Kondisi Kekuatan I

Span (Bentang)	Lokasi (x/L)	V_{DC1} (kN-m); Beban Mati-1	V_{DC2} (kN-m); Beban Mati-2	V_{DW} (kN-m); Permukaan yang Aus	V_{LL+IM} (kN-m)		V_u (kN-m)	
					Positif	Negatif	Positif	Negatif
1	0.0	784	95	87	877	−38	2626	1104
	0.1	575	70	64	782	−44	2158	784
	0.2	366	44	41	711	−58	1727	449
	0.3	157	19	18	601	−91	1233	83
	0.4	−53	6	−6	482	−138	724	−307
	0.5	−262	−32	−29	360	−230	208	−773
	0.6	−471	−57	−52	292	−354	−216	−1290
	0.7	−680	−83	−76	219	−482	−648	−1815
	0.8	−889	−108	−99	145	−612	−1083	−2342

	0.9	−1098	−133	−122	67	−750	−1524	−2882
	1.0	−1307	−159	−145	22	−966	−1910	−3553

Catatan:

1. Faktor distribusi beban hidup LD = 1,467.
2. Tunjangan beban dinamis IM = 33%.
3. V_u = 0,95 [1,25(V_{DC1} + V_{DC2}) + 1,5V_{DW} + 1,75V_{LL+IM}].

Tabel 13.5 Kurva Momen dan Geser untuk Kondisi Batas Kelelahan

Menjangkau	Lokasi	M_{LL+IM} (kN-m)		V_{LL+IM} (kN-m)		$(M_{LL+IM})_u$ (kN-m)		(V_{LL+IM})u (kN-m)	
	(x/L)	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif
	0.0	0	0	286	-31	0	0	214	-23
	0.1	1102	-137	245	-31	827	-102	184	-23
	0.2	1846	-274	205	-57	1385	-206	154	-38
	0.3	2312	-412	167	-79	1734	-309	125	-59
	0.4	2467	-550	130	-115	1851	-412	98	-86
1	0.5	2405	-687	97	-153	1804	-515	73	-115
	0.6	2182	-824	67	-190	1636	-618	50	-143
	0.7	1716	-962	45	-226	1287	-721	33	-169
	0.8	1062	-1099	25	-257	1796	-824	19	-193
	0.9	414	-1237	9	-286	311	-928	7	-215
	1.0	0	-1373	0	-309	0	-1030	0	-232

Catatan:

1. Faktor distribusi beban hidup LD = 0,900.
2. Tunjangan beban dinamis IM = 15%.
3. $(M_{LL+IM})_u$ = 0,75$(M_{LL+IM})_u$dan $(V_{LL+IM})_u$= 0,75$(V_{LL+IM})_u$.

4. Menentukan Faktor Beban untuk Kondisi Batas Kekuatan I dan Kondisi Batas Fraktur

Faktor beban dan kombinasi beban

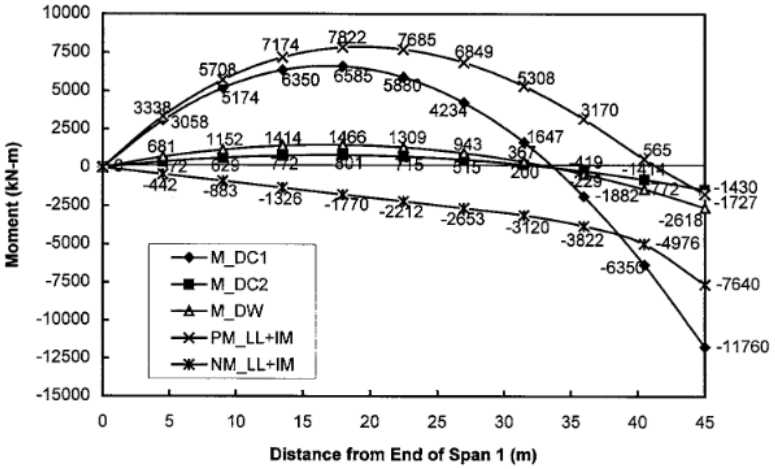
Faktor beban dan kombinasinya ditentukan sebagai [Tabel AASHTO 3.4.1-1]:

Kondisi Batas Kekuatan I: 1,25($DC1$ + $DC2$) + 1,5(DW) + 1,75(LL + IM)

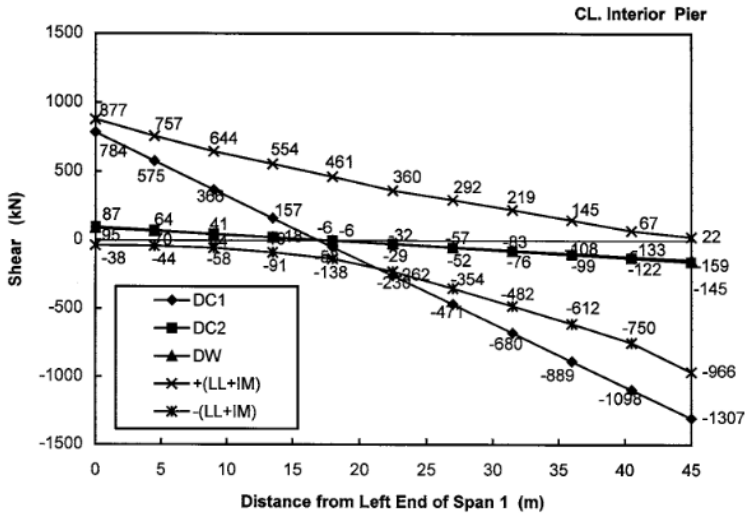
Kondisi Batas Kelelahan: 0,75(LL + IM)

a. Persamaan desain umum [Pasal AASHTO 1.3.2]:

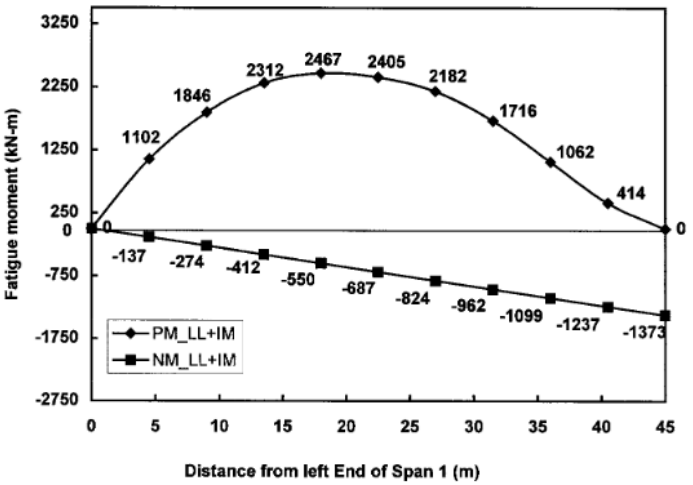
$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$



Gambar 13.6 Amplop momen tanpa faktor.



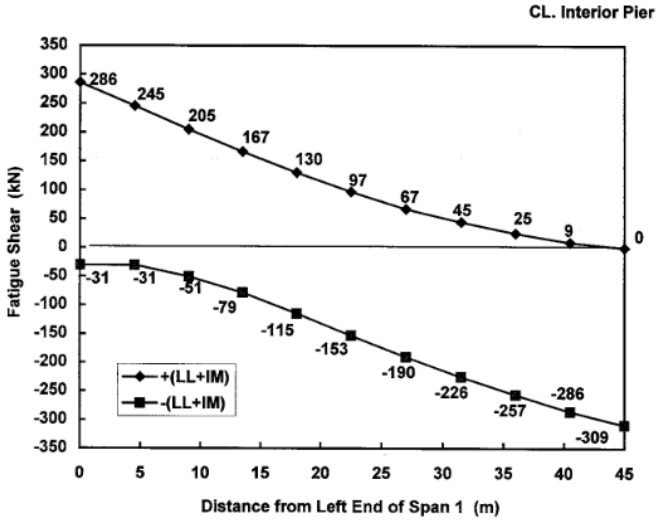
Gambar 13.7 Kurva geser tanpa faktor.



Gambar 13.8 Momen beban kelelahan tanpa faktor.

di mana γ_i adalah faktor beban dan ϕ adalah faktor resistensi; Q_i mewakili efek atau tuntutan gaya; R_n adalah resistensi nominal; η adalah faktor yang terkait dengan daktilitas η_D, redundansi η_R, dan kepentingan operasional η_I dari jembatan yang dirancang dan didefinisikan sebagai:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$



Gambar 13.9 Beban geser kelelahan tanpa faktor.

Untuk contoh ini, nilai-nilai berikut diasumsikan:

Batasi Negara	Daktilitas η_D	Redundansi η_R	Pentingnya η_I	η
Batas kekuatan	0.95	0.95	1.05	0.95
Batas kelelahan	1.0	1.0	1.0	1.0

5. Menghitung Sifat Penampang Komposit:

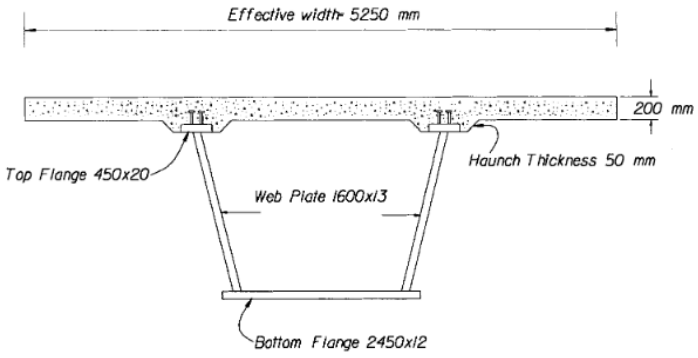
Lebar flensa efektif untuk daerah lentur positif [Pasal AASHTO 4.6.2.6]

a. Untuk web interior, lebar flensa efektif:

$$b_{\text{eff}} = \text{yang lebih kecil dari} \begin{cases} \dfrac{L_{\text{eff}}}{4} = \dfrac{33750}{4} = 8440 \text{ mm} \\ 12t_s + \dfrac{b_f}{2} = (12)(200) + \dfrac{450}{2} = 2625 \text{ mm} \quad (controls) \\ S = 3750 \text{ mm} \end{cases}$$

b. Untuk web eksterior, lebar flensa efektifnya adalah:

$$b_{\text{eff}} = \text{yang lebih kecil dari} \begin{cases} \dfrac{L_{\text{eff}}}{8} = \dfrac{33750}{8} = 4220 \text{ mm} \\ 6t_s + \dfrac{b_f}{4} = (6)(200) + \dfrac{450}{4} = 1310 \text{ mm} \quad (controls) \\ Lebar\ bagian\ yang\ menjorok = 1500 \text{ mm} \end{cases}$$



Gambar 13.10 Penampang tipikal untuk daerah lentur positif.

$$Lebar\ flensa\ efektif\ total\ untuk\ balok\ kotak = 1310 + \frac{2625}{2} + 2625 = 5250 \text{ mm}$$

di mana L_{eff} adalah panjang bentang efektif dan dapat dianggap sebagai panjang bentang sebenarnya untuk bentang yang ditopang sederhana dan jarak antara titik infleksi beban permanen untuk bentang kontinu; b_f adalah lebar flensa atas balok baja.

Sifat penampang komposit elastis untuk daerah lentur positif:

Untuk penampang tipikal (Gambar 13.10) di daerah lentur positif Bentang 1, sifat penampang elastisnya untuk nonkomposit, komposit jangka pendek ($n = 8$), dan komposit jangka panjang ($n = 24$) dihitung dalam Tabel 13.6 hingga 13.8.

Tabel 13.6 Sifat Penampang Nonkomposit untuk Daerah Lentur Positif

Komponen	$A(mm^2)$	$\gamma_i(mm)$	$A, \gamma_i(mm^3)$	$\gamma_i - \gamma_{sb}(mm)$	$A_i(\gamma_i - \gamma_{sb})^2$	$I_o(mm^4)$
2 flensa atas 450 x 20	18,000	7574.2	28.34 (10^6)	885	141 (10^9)	0.60 (10^6)
2 halaman 1600 x 13	41,600	788.1	32.79 (10^6)	99	0.41 (10^9)	8.35 (10^6)
Flensa bawah 2450 x 12	29,400	6.0	0.17 (10^6)	- 683	13.70 (10^9)	0.35 (10^6)
∑	89,000	-	61.30 (10^6)	-	28.23 (10^9)	8.35 (10^6)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{61.30(10^6)}{89{,}000} = 688.7 \text{ mm} \quad y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 688.7 = 895.5 \text{ mm}$$

$$I_{girder} = \sum I_o + \sum A_i(y_i - y_{sb})^2 = 8.35(10^9) + 28.23(10^9) = 36.58(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{girder}}{y_{sb}} = \frac{36.58(10^9)}{688.7} = 53.11(10^6) \text{ mm}^3 \quad S_{st} = \frac{I_{girder}}{y_{st}} = \frac{36.58(10^9)}{895.5} = 40.85(10^6) \text{ mm}^3$$

Lebar flensa efektif untuk daerah lentur negatif:

Lebar efektif dihitung menurut AASHTO 4.6.2.6 (perhitungan serupa dengan Langkah 5a) Total lebar flensa efektif untuk daerah lentur negatif adalah 5450 mm.

Tabel 13.7 Sifat Penampang Komposit Jangka Pendek ($n = 8$)

Komponen	$A(mm^2)$	$\gamma_i(mm)$	$A,\gamma_i(mm^3)$	$\gamma_i - \gamma_{sb}(mm)$	$A_i(\gamma_i - \gamma_{sb})^2(mm^4)$	$I_o(mm^4)$
Bagian baja	89,000	688.7	61.30 (10^6)	-611	33.24 (10^9)	36.58 (10^6)
Pelat Beton 5250/8 x 200	131,250	1714.2	225.0 (10^6)	414	22.54 (10^9)	0.43 (10^6)
∑	220,250	-	386.3 (10^6)	-	55.77 (10^9)	37.02 (10^6)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{92.79(10^6)}{220\,250} = 1299.8 \text{ mm} \quad y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 1299.8 = 284.4 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i(y_i - y_{sb})^2 = 37.02(10^9) + 55.77(10^9) = 92.79(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{92.79(10^9)}{1299.8} = 71.39(10^6) \text{ mm}^3 \quad S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{92.79(10^9)}{284.4} = 326.30(10^6) \text{ mm}^3$$

Tabel 13.8 Sifat-Sifat Penampang Komposit Jangka Panjang ($3n = 24$)

Komponen	$A(mm^2)$	$\gamma_i(mm)$	$A,\gamma_i(mm^3)$	$\gamma_i - \gamma_{sb}(mm)$	$A_i(\gamma_i - \gamma_{sb})^2(mm^4)$	$I_o(mm^4)$
Bagian baja	89,000	688.7	61.3 (10^6)	-338	10.2 (10^9)	36.58 (10^6)
Pelat Beton 5250/24 x 200	43,750	1714.2	75.0 (10^6)	688	20.7 (10^9)	5.40 (10^6)
∑	132,750	-	136.0 (10^6)	-	30.85 (10^9)	36.59 (10^6)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{136.0(10^6)}{132\,750} = 1026.7 \text{ mm} \quad y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 1026.7 = 557.5 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i(y_i - y_{sb})^2 = 36.59(10^9) + 136.0(10^9) = 67.43(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{67.43(10^9)}{1026.7} = 65.68(10^6) \text{ mm}^3 \qquad S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{67.43(10^9)}{557.5} = 121.0(10^6) \text{ mm}^3$$

Sifat penampang komposit elastis untuk daerah lentur negatif:

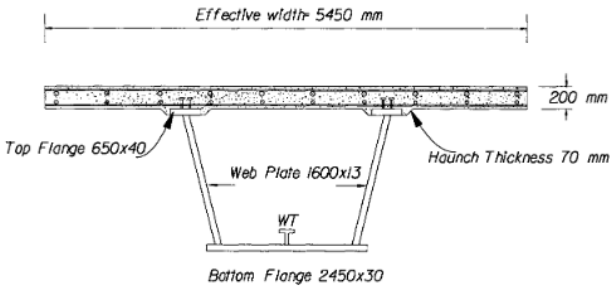
AASHTO (6.10.1.2) mensyaratkan bahwa untuk setiap bentang kontinu, total luas penampang tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 1% dari total luas penampang pelat. Tulangan yang dibutuhkan harus ditempatkan dalam dua lapisan yang terdistribusi secara merata di sepanjang lebar pelat dan dua pertiga harus ditempatkan di lapisan atas. Jarak antar batang tulangan tidak boleh melebihi 150 mm di setiap baris.

$$A_{s\,\text{reg}} = 0.01(200) = 2.00 \text{ mm}^2/\text{ mm}$$

$$A_{s\,\text{top--layer}} = \frac{2}{3}(0.01)(200) = 1.33 \text{ mm}^2/\text{ mm} \quad (\#16 \text{ at } 125 \text{ mm } = 1.59 \text{ mm}^2/\text{ mm})$$

$$A_{s\,\text{bot--layer}} = \frac{1}{3}(0.01)(200) = 0.67 \text{ mm}^2/\text{ mm} \quad (\text{alternate } \#10 \text{ and } \#13 \text{ at } 125 \text{ mm } = 0.80 \text{ mm}^2/\text{ mm})$$

Gambar 13.11 menunjukkan penampang tipikal untuk daerah lentur negatif. Sifat elastis untuk nonkomposit dan komposit jangka panjang ($3n = 24$) dihitung dan ditunjukkan pada Tabel 13.9 dan 13.10.



Gambar 13.11 Penampang tipikal untuk daerah lentur negatif.

Tabel 13.9 Sifat Penampang Nonkomposit untuk Daerah Lentur Negatif

Komponen	$A(mm^2)$	$\gamma_i(mm)$	$A,\gamma_i(mm^3)$	$\gamma_i - \gamma_{sb}(mm)$	$A_i(\gamma_i - \gamma_{sb})^2$	$I_o(mm^4)$
2 flensa atas 650 x 40	52,000	1602	83.32 (10^6)	911	43.20 (10^9)	6.93 (10^6)
2 web 1600 x 13	41,600	806	33.53 (10^6)	115	0.55 (10^9)	8.35 (10^6)
Penguat WT	5,400	224.3	1.21 (10^6)	-466	1.18 (10^9)	37.63 (10^6)
Flensa bawah 2450 x 30	73,500	15	1.10 (10^6)	-676	33.57 (10^9)	5.51 (10^6)
∑	172,500	-	119.2 (10^6)		78.49 (10^9)	8.40 (10^6)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{119.2(10^6)}{172500} = 690.8 \text{ mm} \qquad y_{st} = (30 + 1552.5 + 40) - 690.8 = 931.4 \text{ mm}$$

$$I_{girder} = \sum I_o + \sum A_i(y_i - y_{sb})^2 = 8.40(10^9) + 78.50(10^9) = 86.90(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{girder}}{y_{sb}} = \frac{86.90(10^9)}{690.8} = 125.8(10^6) \text{ mm}^S_{st} = \frac{I_{girder}}{y_{st}} = \frac{86.90(10^9)}{931.4} = 93.29(10^6) \text{ mm}^3$$

Tabel 13.10 Sifat Penampang Komposit untuk Daerah Lentur Negatif

Komponen	$A(mm^2)$	$\gamma_i(mm)$	$A,\gamma_i(mm^3)$	$\gamma_i - \gamma_{sb}(mm)$	$A_i(\gamma_i - \gamma_{sb})^2(mm^4)$	$I_o(mm^4)$
Bagian baja	172,500	690.8	119.2 (10^6)	73.2	0.92 (10^9)	86.90 (10^9)
Penguatan teratas	8,665	1762.2	15.27 (10^6)	998.2	8.63 (10^9)	-
Penguatan bagian bawah	4,360	1677.2	7.31 (10^9)	913.2	3.64 (10^9)	-
∑	185,525	-	141.7 (10^6)	-	13.19 (10^9)	86.90 (10^9)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{141.7(10^6)}{185525} = 764 \text{ mm} y_{st} = (30 + 1552.5 + 40) - 764 = 858.2 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i(y_i - y_{sb})^{=} 86.90(10^9) + 13.19(10^9) = 100.09(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{100.09(10^9)}{764} = 131.00(10^6) \text{ mm}^S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{100.09(10^9)}{858.2} = 116.63(10^6) \text{ mm}^3$$

6. Menghitung Momen Leleh M_y dan Kapasitas Momen Plastik M_p

a. Momen leleh M_y [Pasal AASHTO 6.10.5.1.2]:

Momen leleh M_y sesuai dengan leleh pertama dari salah satu flensa baja. Momen leleh diperoleh dengan rumus berikut

$$M_y = M_{D1} + M_{D1} + M_{AD}$$

di mana M_{D1}, M_{D1}, dan M_{AD} adalah momen akibat beban terfaktor yang diterapkan pada baja, penampang komposit jangka panjang, dan penampang komposit jangka pendek, secara berturut-turut. M_{AD} dapat diperoleh dengan menyelesaikan persamaan:

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} + \frac{M_{AD}}{S_n}$$

$$M_{AD} = S_n\left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}}\right)$$

di mana S_s, S_n dan S_{3n} adalah modulus penampang untuk baja nonkomposit, penampang komposit jangka pendek, dan penampang komposit jangka panjang, secara berturut-turut.

$$M_{D1} = (0.95)(1.25)(M_{DC1}) = (0.95)(1.25)(6585) = 7820 \text{ kN-m}$$

$$M_{D2} = (0.95)(1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW})$$

$$= (0.95)[1.25(801) + 1.5(1466)] = 3040 \text{ kN-m}$$

Untuk flensa atas:

$$M_{AD} = (329.3)10^{-3}\left((345)10^3 - \frac{7.820}{40.85(10)^{-3}} - \frac{3.040}{120(10)^{-3}}\right)$$

$$= 41.912(10)^3 \text{ kN-m}$$

Untuk flensa bawah:

$$M_{AD} = (71.39)10^{-3}\left((345)10^3 - \frac{7.820}{53.11(10)^{-3}} - \frac{3.040}{64.68(10)^{-3}}\right)$$

$$= 10.814(10)^3 \text{ kN-m} \qquad \text{(control)}$$

$$M = 7820 + 3040 + 10814 = 21{,}674 \text{ kN-m}$$

b. Momen plastis M_p [Pasal 6.1 AASHTO]:

Momen plastis M_p ditentukan menggunakan persamaan keseimbangan. Tulangan pada pelat beton diabaikan dalam contoh ini.

- Tentukan lokasi sumbu netral plastis (PNA), $\bar{Y}$
  Dari Persamaan yang tercantum dalam Tabel 12.4 dan Gambar 12.7.

$$P_s = 0.85 f_c' b_{eff} t_s = 0.85(30)(5250)(200) = 26{,}775 \text{ kN}$$

$$P_c = A_{fc} F_{yc} = 2(450)(20)(345) = 6{,}210 \text{ kN}$$

$$P_w = A_w F_{yw} = 2(1600)(13)(345) = 14{,}352 \text{ kN}$$

$$P_t = A_{ft} F_{yt} = 2450(12)(345) = 10{,}143 \text{ kN}$$

$$\therefore P_t + P_w + P_c = 10{,}143 + 14{,}352 + 6{,}210 = 30{,}705 \text{ kN} > P_s = 26{,}755 \text{ kN}$$

∴ PNA terletak di dalam flensa atas balok baja dan jarak dari bagian atas flensa tekan ke PNA adalah

$$\bar{Y} = \frac{t_{fc}}{2}\left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1\right)$$

$$\bar{Y} = \frac{20}{2}\left(\frac{14{,}352 + 10{,}143 - 26{,}775}{6{,}210} + 1\right) = 6.3 \text{ mm}$$

- *Hitung M_p:*
  Dengan menjumlahkan semua gaya di sekitar PNA, diperoleh:

$$M_p = \sum M_{\text{PNA}} = \frac{P_c}{2t_c}\left(\overline{Y^2} + (t_c - \bar{Y})^2\right) + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

Di mana

$$d_s = \frac{200}{2} + 50 - 20 + 6.3 = 136.3 \text{ mm}$$

$$d_w = \frac{1552.5}{2} + 20 - 6.3 = 789.8 \text{ mm}$$

$$d_t = \frac{12}{2} + 1552.5 + 20 - 6.3 = 1571.9 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{6210}{2(20)}(6.3^2 + (20 - 6.3)^2) + (26{,}775)(136.3) + (14{,}352)(789.8) + (10{,}143)(1571.9)$$

$$M_p = 30{,}964 \text{ kN-m}$$

7. Desain Kekuatan Lentur — Batas Kekuatan I:

a. Daerah lentur positif:

- *Kekompakan balok kotak baja*

Kekompakan beberapa kotak baja hanya dikendalikan oleh kelangsingan web. Tujuan dari persyaratan daktilitas adalah untuk mencegah hancurnya pelat beton secara permanen ketika penampang komposit mendekati kapasitas momen plastiknya. Untuk contoh ini, dengan merujuk pada Gambar 13.2 dan 13.4, diperoleh:

$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{f_c}}$ PNA berada di dalam flensa atas D_{cp} = 0, persyaratan kelangsingan web terpenuhi.

D_p = 200 + 50 – 20 + 6.3 = 236.3 mm

(kedalaman dari bagian atas dek beton ke PNA)

$$D' = \beta\left[\frac{d + t_s + t_h}{7.5}\right] \quad \beta = 0.7 \text{ for } F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$D' = 0.7\left(\frac{1552.5 + 12 + 200 + 50}{7.5}\right) = 169.3 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{D_p}{D'}\right) = \left(\frac{236.3}{169.3}\right) = 1.4 \leq 5 \quad \text{OK}$$

- *Hitung resistensi lentur nominal, M_n (lihat Tabel 12.2)*

$$1 < \left(\frac{D_p}{D'}\right) = 1.4 < 5$$

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right)$$

$$M_n = \frac{5(30{,}964) - 0.85(21{,}674)}{4} + \frac{0.85(21{,}674) - (30{,}964)}{4}(1.4)$$

$$M_n = 28{,}960 \text{ kN-m} \geq 1.3(1.0)(21674) = 28{,}176 \text{ kN-m}$$

$$\therefore M_n = 28{,}176 \text{ kN-m}$$

Berdasarkan Tabel 13.3, momen positif terfaktor maksimum pada Bentang 1 terjadi di lokasi $0{,}4L_1$.

$$\eta\sum\gamma_i M_i \leq \phi_f M_n$$

$$23{,}864 \text{ kN-m} < 1.0(28{,}176) \text{ kN-m} \qquad \text{OK}$$

b. Daerah lentur negatif:

Untuk penampang kotak ganda dan tunggal, resistensi lentur nominal harus dirancang untuk memenuhi ketentuan AASHTO 6.11.2.1.3a (lihat Tabel 13.2)

i. Persyaratan penguat [AASHTO 6.11.2.1-1]:
   Gunakan satu penguat memanjang (Gambar 13.11), coba WT 10,5 × 28,5.

Lebar proyeksi, b_ℓ dari penguat harus memenuhi:

$$b_\ell \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Di mana

$t_p = ketebalanpenguat(mm)$

$b_\ell = lebarproyeksi(mm)$

$$b_1 = \frac{267}{2} = 133.5 \text{ mm}$$

$$I_s = 33.4 \times 10^6 + 4748(190.1)^2 = 20.5 \times 10^6 \text{ mm}$$

$$133.5 \leq 0.48(16.5)\sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 190 \text{ mm} \qquad \text{OK}$$

ii. Hitung koefisien tekuk, k:

$For\ n = 1$

$$k = \left(\frac{8I_s}{Wt^3}\right)^{1/3} = \left(\frac{8(20.5 \times 10^6)}{1225(24)^3}\right)^{1/3} = 2.13 < 4.0$$

iii. Hitung tegangan flensa nominal (lihat Tabel 13.2):

$$0.57\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} = 0.57\sqrt{\frac{(2.13)(2)10^5}{345}} = 20.03$$

$$1.23\sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} = 1.23\sqrt{\frac{(2.13)(2)10^5}{345}} = 43.22$$

$$20.03 < \frac{w}{t} = \frac{1225}{30} = 40.83 < 43.22$$

Ketahanan lentur nominal flensa tekan dikendalikan oleh tekuk inelastis:

$$F_{nc} = 0.592\, R_b R_h F_{yc}\left(1 + 0.687 \sin\frac{c\pi}{2}\right)$$

$$c = \frac{1.23 - \frac{w}{t}\sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66} = \frac{1.23 - 40.8\sqrt{\frac{345}{(3.9)2(10^5)}}}{0.66} = 0.56$$

Penguat memanjang disediakan, R_b = 1.0, untuk balok pelat homogen R_h = 1.0:

$$F_{nc} = 0.592.(1.0)(1.0)(345)\left(1 + 0.687\sin\frac{(0.56)\pi}{2}\right) = 313.4 \text{ MPa}$$

Untuk flensa penegang:

$$F_{nt} = R_b R_h R_{yt} = (1.0)(1.0)(345) = 345 \text{ MPa}$$

iv. Hitung M_{AD} pada Dukungan Interior

$$M_{D1} = (0.95)(1.25)(M_{DC1}) = (0.95)(1.25)(11760) = 13{,}965 \text{ kN-m}$$

$$M_{D2} = (0.95)(1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW})$$

$$= (0.95)[1.25(1430) + 1.5(2618)] = 5428 \text{ kN-m}$$

$$M_{AD} = S_n\left(F_n - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_n}\right)$$

$$M_{AD\text{-comp}} = (0.131)\left(312.4 \times 10^3 - \frac{13\,965}{0.1258} - \frac{5428}{0.131}\right)$$

$$= 20\,954 \text{ kN-m}$$

$$M_{AD\text{-tension}} = (0.1166)\left(345 \times 10^3 - \frac{13\,965}{9.33(10)^{-2}} - \frac{5428}{0.1166}\right)$$

$$= 17\,346 \text{ kN-m} \quad \text{(control)}$$

• Hitung resistensi lentur nominal, M_n:

$$M_n = 13{,}965 + 5{,}428 + 17{,}346 = 36{,}739 \text{ kN-m}$$

Berdasarkan Tabel 13.3, momen negatif terfaktor maksimum terjadi pada penyangga bagian dalam.

$$\eta\sum\gamma_i M_i \le \phi_f M_n$$

$$32{,}095 \text{ kN-m} < 1.0(36{,}739) \text{ kN-m} \qquad \text{OK}$$

8. Desain Kekuatan Geser — Batas Kekuatan I

a. Beban ujung Bentang 1

- Resistensi geser nominal V_n:

Untuk web miring, setiap web harus dirancang untuk geser, V_{ui} karena beban terfaktor yang diambil sebagai [Pasal AASHTO 6.11.2.2.1]

$$\therefore V_{ui} = \frac{V_u}{\cos\theta} = \frac{2626}{2\cos(14)} = 1353 \text{ kN} \quad \text{(per web)}$$

di mana θ adalah sudut web terhadap vertikal.

$$\therefore \frac{D}{t_w} = \frac{1600}{13} = 123.1 > 3.07\sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3.07\sqrt{\frac{(2.0)10^5}{345}} = 73.9$$

$$\therefore V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} = \frac{4.55(13)^3(2.0)10^5}{1600} = 1249.5 \text{ kN}$$

$$\because V_{ui} = 1353 \text{ kN} > \phi_v V_n = (1.0)(1249.5) \text{ kN}$$

$$\therefore \text{Penguat diperlukan}$$

- V_n untuk panel web yang diperkuat ujungnya [AASHTO 6.10.7.3.3c]

$$V_n = CV_p$$

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2}$$

yang mana jarak antar penguat melintang

$$\text{Untuk } d_o = 2400 \text{ mm dan } k = 5 + \frac{5}{(2400/1600)^2} = 7.22$$

$$\because \frac{D}{t_w} = 123.1 > 1.38\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.38\sqrt{\frac{200{,}000(7.22)}{345}} = 89.3$$

$$\because C = \frac{152}{(123.1)^2}\sqrt{\frac{200{,}000(7.22)}{345}} = 0.65$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58(345)(1600)(13) = 4162 \text{ kN}$$

$$V_n = CV_p = 0.65(4162) = 2705 \text{ kN} > V_{ui} = 1353 \text{ kN} \qquad \text{OK}$$

b. Dukungan internal:

- Gaya geser maksimum akibat beban terfaktor ditunjukkan pada Tabel 13.4

$$V_u = \frac{3553}{2} = 1776.5 \text{ kN (per web)} \quad > \quad \phi_v V_n = (1.0)(1249.5) \text{ kN}$$

∴ Penguat diperlukan untuk web pada penyangga interior.

c. Desain penguat melintang perantara

Penguat melintang perantara terdiri dari pelat yang dilas ke salah satu web. Desain penguat melintang perantara pertama dibahas berikut ini.

- Persyaratan Lebar Proyeksi b_t [Pasal AASHTO 6.10.8.1.2]

  Untuk mencegah tekuk lokal pada penguat melintang, lebar setiap penguat proyeksi harus memenuhi persyaratan berikut:

$$\begin{Bmatrix} 50 + \dfrac{d}{30} \\ 0.25b_f \end{Bmatrix} \leq b_t \leq \begin{Bmatrix} 0.48t_p\sqrt{\dfrac{E}{F_{ys}}} \\ 16t_p \end{Bmatrix}$$

  di mana b_f adalah lebar penuh flensa baja dan F_{ys} adalah kekuatan luluh minimum yang ditentukan dari penguat. Coba lebar penguat, b_t = 180,0 mm.

$$b_t = 180 > \begin{cases} 50 + \dfrac{d}{30} = 50 + \dfrac{1600}{30} = 103.3 \text{ mm} \\ 0.25b_f = 0.25(450) = 112.5 \text{ mm} \end{cases} \qquad OK$$

  Coba t_p = 16 mm

$$b_t = 180 < \begin{cases} 0.48t_p\sqrt{\dfrac{E}{F_{ys}}} = 0.48(16)\sqrt{\dfrac{200\,000}{345}} = 185 \text{ mm} \\ 16t_p = 16(14) = 224 \text{ mm} \end{cases} \qquad OK$$

  <u>Gunakan pelat penguat melintang berukuran 180 mm × 16 mm.</u>

- Persyaratan momen inersia [Pasal AASHTO 6.10.8.1.3]

  Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk memastikan kekakuan yang cukup dari penguat melintang untuk mengembangkan medan tegangan pada web secara memadai.

$$I_t \geq d_o t_w^3 J$$

$$J = 2.5\left(\frac{D_p}{d_o}\right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

- di mana I_t adalah momen inersia untuk penguat melintang yang diambil terhadap tepi yang bersentuhan dengan web untuk penguat tunggal dan terhadap titik tengah ketebalan web untuk pasangan penguat dan D_p adalah kedalaman web untuk web tanpa penguat memanjang.

$$\because J = 2.5\left(\frac{1600}{2400}\right)^2 - 2.0 = -0.89 < 0.5 \quad \therefore \underline{\text{Use } J = 0.5}$$

$$I_t = \frac{(180)^3(16)}{3} = 31.1(10)^6 \text{ mm}^4 > d_o t_w^2 J = (2400)(16)^3(0.5) = 4.9(10)^6 \text{ mm}^4 \quad \text{OK}$$

- Persyaratan Luas [Pasal AASHTO 6.10.8.1.4]:
  Persyaratan ini memastikan bahwa penguat melintang memiliki luas yang cukup untuk menahan komponen vertikal dari medan tegangan, dan hanya diterapkan pada penguat melintang yang diperlukan untuk menahan gaya yang dikenakan oleh aksi medan tegangan.

$$A_s \geq A_{smin} = \left(0.15BDt_w(1 - C)\frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18t_w^2\right)\left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}}\right)$$

- di mana B = 1,0 untuk pasangan penguat. Dari perhitungan sebelumnya:

$$C = 0.65 \qquad F_{yw} = 345 \text{ MPa} \qquad F_{ys} = 345 \text{ MPa}$$
$$V_u = 1313 \text{ kN (per web)} \qquad \phi_f V_n = 1249.5 \text{ kN} \qquad t_w = 13 \text{ mm}$$

$$A_s = (180)(16) = 2880\text{in}^2$$

$$> A_{smin} = \left(0.15(2.4)(1600)(13)(1 - 0.65)\frac{1313}{1249.5} - 18(13)^2\right)\left(\frac{345}{345}\right) = -288 \text{ mm}^2$$

Nilai negatif A_{smin} menunjukkan bahwa web memiliki luas yang cukup untuk menahan komponen vertikal dari medan tegangan.

9. Desain Kelelahan — Batas Kelelahan dan Patah Tulang

a. Persyaratan kelelahan untuk web di wilayah lentur positif [Pasal AASHTO 6.10.4]:

Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk mengontrol lentur di luar bidang web karena lentur dan geser di bawah beban hidup berulang. Beban hidup berulang diambil sebagai dua kali beban kelelahan terfaktor.

$$D_c = \frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}}{\frac{f_{DC1}}{y_{st}} + \frac{f_{DC2} + f_{DW}}{y_{st-3n}} + \frac{f_{LL+IM}}{y_{st-n}}} - t_{fc}$$

$$= \frac{\frac{M_{DC1}}{S_{st}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{st-3n}} + \frac{2(M_{LL+IM})_u}{S_{st-n}}}{\frac{M_{DC1}}{I_{girder}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{I_{com-3n}} + \frac{2(M_{LL+IM})_u}{I_{com-n}}} - t_{fc}$$

$$D_c = \frac{\frac{6585}{40.9(10)^6} + \frac{(801+1466)}{121(10)^6} + \frac{2(2467)}{326.3(10)^6}}{\frac{6585}{36.58(10)^9} + \frac{(801+1466)}{67.43(10)^9} + \frac{2(2467)}{92.79(10)^9}} - 20$$

$$D_c = 710 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(710)}{13(\cos 1\,4)} = 113 < 5.76\sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5.76\sqrt{\frac{2(10)^5}{345}} = 137.2$$

$$\therefore f_{cf} = F_{yw}$$

f_{cf} = tegangan lentur tekan maksimum pada flensa akibat beban permanen yang tidak difaktorkan dan dua kali beban kelelahan.

$$f_{cf} = \frac{M_{DC1}}{S_{st}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{st-3n}} + \frac{2(M_{LL+IM})_u}{S_{st-n}} = 161 + 18.7 + 15.3$$

$$= 195 \text{ MPa} < F_{yw} = 435 \text{ MPa} \qquad \text{OK}$$

BAB 14
JEMBATAN DEK ORTOTROPIK

14.1 DESAIN UTAMA DEK BAJA ORTOTROPIK

Bab ini akan membahas isu-isu desain utama Sistem dek baja ortotropik. Penekanan akan diberikan pada desain sistem rusuk tertutup, yang praktis merupakan satu-satunya sistem yang dipilih untuk dek baja ortotropik oleh para insinyur di seluruh dunia. Contoh bentang pendek hingga beberapa jembatan bentang panjang di dunia yang menggunakan rusuk trapesium akan disajikan. Subjek detail fabrikasi dan detail tahan lelah yang diperlukan untuk menyiapkan serangkaian rencana jembatan kontrak untuk konstruksi berada di luar cakupan bab ini. Namun, masalah dasar kelelahan dan detail disajikan. Untuk diskusi yang lebih rinci, referensi terbaik adalah empat buku komprehensif tentang sistem dek baja ortotropik oleh Wolchuk, Troitsky, dan British Institution of Civil Engineers.

14.2 KEPUTUSAN KONSEPTUAL

Penampang Khas

Sistem rusuk jembatan dek baja las ortotropik modern dikembangkan oleh para insinyur Jerman pada tahun 1950-an. Mereka menciptakan kata ortotropik yang berasal dari ortogonal untuk orto dan anisotropik untuk tropik. Oleh karena itu, dek ortotropik memiliki sifat struktural anisotropik pada sudut 90°. Baja struktural digunakan oleh sebagian besar insinyur meskipun logam lain seperti aluminium dapat digunakan, serta material komposit canggih (fiberglass).

Sistem rangka rusuk terbuka (lunak secara torsional) dan tertutup (kaku secara torsional) untuk jembatan dek ortotropik yang dikembangkan oleh Jerman ditunjukkan pada Gambar 14.1. Sistem rusuk terbuka dan rusuk tertutup adalah dua jenis rusuk dasar yang sejajar dengan bentang utama jembatan. Rusuk-rusuk ini juga digunakan untuk memperkuat komponen pelat jembatan lainnya. Pelat datar, siku, T terbelah, atau balok setengah adalah jenis rusuk terbuka yang selalu dilas ke pelat dek hanya di satu lokasi. Sepotong pelat baja yang dibengkokkan atau digulung dilas ke pelat dek untuk membentuk ruang tertutup. Siku baja biasa dapat digunakan sebagai rusuk terbuka atau tertutup tergantung pada bagaimana ia dilas ke pelat dek baja.

Jika siku dilas hanya pada satu kaki, maka itu adalah rusuk terbuka. Namun, jika siku diputar 45° dan kedua kaki dilas ke pelat dek membentuk ruang atau rusuk segitiga, itu adalah rusuk tertutup. Para insinyur telah bereksperimen dengan berbagai konsep untuk membentuk, menggulung, atau membengkokkan pelat baja datar menjadi rusuk tertutup yang optimal. Rusuk trapesium telah terbukti paling praktis oleh para insinyur dan industri baja di seluruh dunia. Baru-baru ini, Jepang membangun jembatan gantung bentang rekor dan jembatan kabel bentang rekor dengan konstruksi rusuk trapesium.

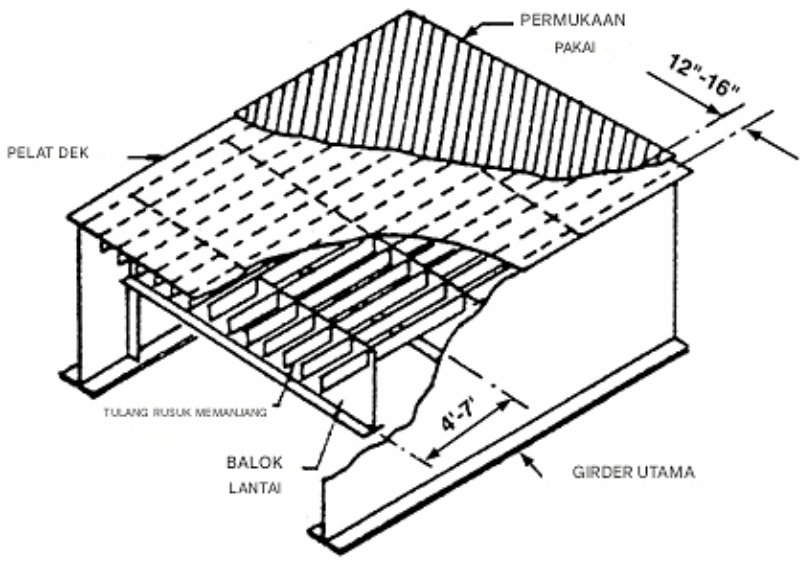
Rusuk biasanya dihubungkan dengan pengelasan ke balok lantai melintang, yang dapat berupa bentuk baja canai panas, balok pelat kecil, balok kotak, atau pelat diafragma

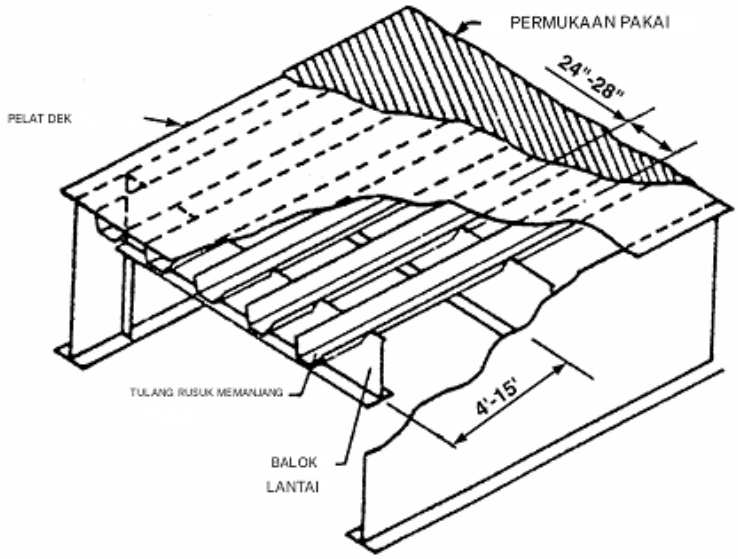
kedalaman penuh. Pada Gambar 14.1, balok pelat las kecil digunakan sebagai balok lantai melintang. Pelat dek dilas ke web balok lantai melintang. Ketika diafragma kedalaman penuh digunakan, diperlukan lubang akses untuk keperluan pemeliharaan jembatan. Lubang-lubang tersebut juga mengurangi berat mati dan menyediakan jalur untuk utilitas mekanik atau listrik. Karena pelat dek dilas ke setiap komponen, pelat dek merupakan flensa atas untuk rusuk, balok lantai melintang, dan balok pelat memanjang atau balok kotak. Semua pilihan rusuk, balok lantai, dan balok utama ini dapat dipertukarkan, menghasilkan berbagai macam struktur atas jembatan dek ortotropik.

Rusuk Terbuka vs. Rusuk Tertutup

Rusuk tertutup kaku secara torsi dan pada dasarnya merupakan balok kotak miniatur. Dek rusuk tertutup lebih efektif untuk distribusi lateral beban roda individual daripada sistem rusuk terbuka. Rusuk terbuka pada dasarnya tidak memiliki kapasitas torsi. Jenis rusuk terbuka awalnya sangat populer pada periode pra-komputer karena analisis dan detail yang lebih sederhana. Setelah insinyur, fabrikator, dan kontraktor terbiasa dengan sistem rusuk pelat datar yang ditunjukkan pada Gambar 14.1 dan Tabel 14.1, peralihan ke rusuk tertutup terjadi untuk mengurangi berat mati struktur atas, ditambah 50% lebih sedikit luas permukaan rusuk untuk melindungi dari korosi. Para insinyur menemukan keuntungan ini seiring dengan semakin banyaknya dek ortotropik yang dibangun.

Kekurangan dan mahalnya baja setelah Perang Dunia II memaksa adopsi rusuk tertutup di Eropa. Detail struktural sambungan baut untuk rusuk tertutup memerlukan pegangan tangan yang terletak di flensa bawah rusuk trapesium untuk memungkinkan pekerja mengakses dan memasang mur ke baut. Untuk pembahasan yang lebih rinci tentang geometri pegangan tangan dan studi kasus untuk solusi penyambungan baut di lapangan, lihat empat buku komprehensif.





Gambar 14.1 Komponen-komponen tipikal jembatan dek ortotropik. (Dari Troitsky, M. S., Jembatan Dek Baja Ortotropik, edisi ke-2, JFL Arch Welding Foundation, Cleveland, OH, 1987. Atas izin dari The James F. Lincoln Arc Welding Foundation.)

Tegangan tekan terjadi di atas pilar penyangga ketika rusuk digunakan sebagai penguat interior longitudinal untuk flensa bawah balok kotak kontinu dan dapat dijelaskan secara grafis. Rusuk biasanya hanya ditempatkan di sisi dalam kotak untuk mencapai estetika yang lebih baik dan untuk meminimalkan area permukaan korosi eksterior yang juga harus dicat atau dilindungi. Tekanan juga terjadi ketika rusuk digunakan sebagai penguat interior longitudinal untuk kolom, penyangga menara, dan komponen lainnya. Sistem rusuk trapesium cukup sering dilas di lapangan secara menyeluruh di sekitar penampang struktur atas untuk mencapai kontinuitas struktural penuh, daripada dibaut di lapangan.

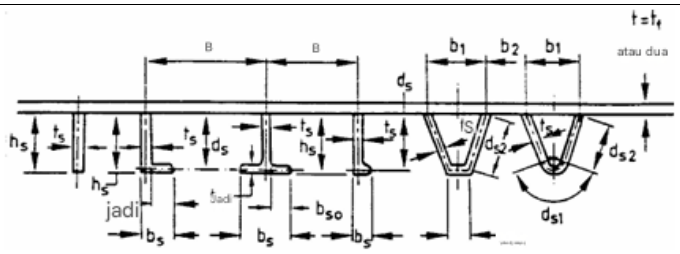
Tabel 14.2 menunjukkan efisiensi pembengkokan yang lebih besar dalam kapasitas menahan beban dan kekakuan yang dicapai oleh rusuk trapesium (tertutup). Jelas terlihat bahwa serangkaian balok kotak miniatur yang ditempatkan berdampingan jauh lebih efisien daripada serangkaian balok T miniatur yang ditempatkan berdampingan. Di zona tarik, bentuk rusuk dapat terbuka atau tertutup tergantung pada preferensi perancang. Rusuk trapesium dapat dengan cepat dibengkokkan dari sepotong baja seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.2. Mesin press rem digunakan untuk membengkokkan bentuk dalam jig dalam beberapa menit. Rol juga dapat digunakan untuk membentuk rusuk trapesium ini.

Salah satu perusahaan baja Amerika mengembangkan Tabel 14.3 untuk mendorong penggunaan konstruksi dek ortotropik. Alat bantu desain ini dikembangkan menggunakan komputer mainframe pada tahun 1970, tetapi karena kurangnya minat pada dek ortotropik oleh para insinyur jembatan, alat bantu desain ini akhirnya tidak lagi dicetak; dan juga tidak diperbarui untuk mencerminkan perubahan dalam Kode Jembatan AASHTO.

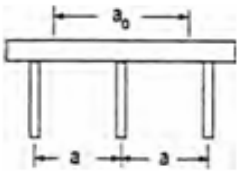
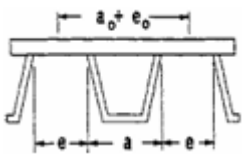
Tabel 14.4 dan 14.5 adalah kutipan dari buku kecil ini yang dimaksudkan untuk membantu seorang insinyur dengan cepat merancang sistem dek ortotropik dan mematuhi persyaratan ketebalan pelat dek minimum; bentang rusuk maksimum; dan jarak antar rusuk dari AASHTO. Standardisasi rusuk AASHTO belum terjadi, tetapi banyak jembatan yang

dibangun di Amerika Serikat menggunakan rusuk dari Tabel 14.3 diidentifikasi di seluruh bab ini. Perusahaan baja Jerman dan Jepang telah mengembangkan rusuk standar (lihat Tabel 14.3)

Tabel 14.1 Batasan Kelangsingan untuk Berbagai Jenis Rusuk

Flensa dan Penguat Web	 d, h = kedalaman penguat b_s = lebar sudut t_w, t', t_s = ketebalan penguat t = ketebalan pelat w, b = jarak penguat l_s = rentang penguat di antara anggota penopang r_y = jari-jari girasi penguat (tanpa pelat) terhadap sumbu yang tegak lurus terhadap pelat F_y = tegangan luluh pelat,, N/mm^2 F_{ys} = tegangan luluh penguat, N/mm^2 F_{max} = tegangan kompresi terfaktor maksimum, N/mm^2
Draf peraturan AS	Koefisien kelangsingan efektif C_s harus memenuhi persyaratan $C_s = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{d}{15t_o} + \frac{w}{12t} & untuk\ flat \\ \frac{d}{1.35t_o + 0.56r_y} + \frac{w}{12t} & untuk\ huruf\ Ts\ atau\ sudut \end{array} \right\}$ $\leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.4}{\sqrt{F_y/E}} \text{ for } f_{max} \geq 0.5F_y \\ \frac{0.65}{\sqrt{F_y/E}} \text{ for } f_{max} \leq 0.5F_y \end{array} \right\}$ Untuk setiap tonjolan penguat $\frac{b'}{t'} \leq \frac{0.48}{\sqrt{F_{ys}/E}}$
Standar Inggris 5400	Untuk apartemen: $\frac{h_s}{t_s}\sqrt{\frac{F_{ys}}{355}} \leq 10$ Untuk sudut: $b_s \leq h_s; \frac{b_s}{t_s}\sqrt{\frac{F_{ys}}{355}} \leq 11; \frac{h_s}{t_s}\sqrt{\frac{F_{ys}}{355}} \leq 7$

Tabel 14.2 Lebar Efektif Pelat Dek AASHTO yang Berinteraksi dengan Rusuk

Perhitungan		
Sifat penampang rusuk untuk perhitungan kekakuan dek dan efek lentur akibat beban mati	$a_o = a$	$a_o + e_o = a + e$

Sifat penampang rusuk untuk perhitungan efek lentur akibat beban roda	$a_o = 1.1a$	$a_o + e_o = 1.3(a + e)$

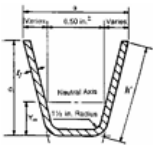
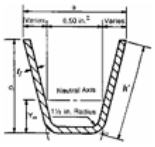
Gambar 14.2 Bagian penguat rusuk yang dibentuk dengan mesin press brake. (Foto oleh Lawrence Lowe dan atas izin Universal Structural, Inc.)

Ekonomi

Jembatan dek ortotropik menjadi alternatif ekonomis ketika hal-hal berikut menjadi penting: massa yang lebih rendah, daktilitas, penampang yang lebih tipis atau lebih dangkal, pemasangan jembatan yang cepat, dan konstruksi cuaca dingin.

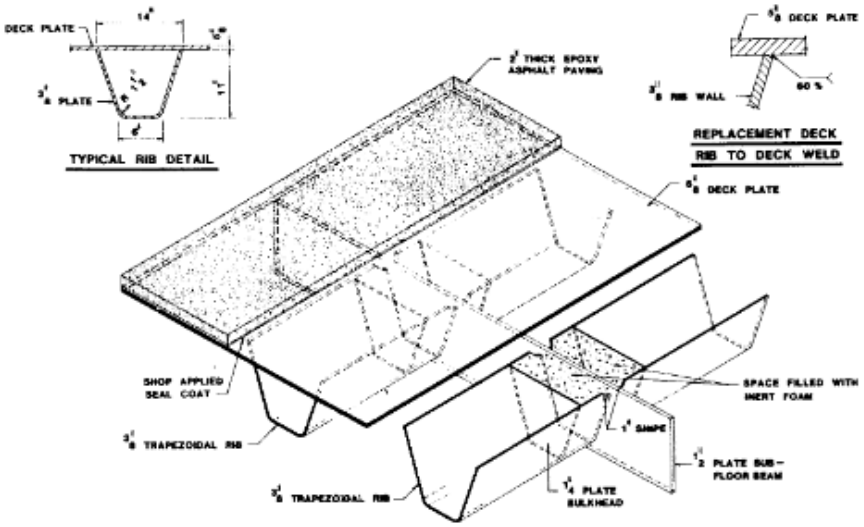
Massa superstruktur yang lebih rendah adalah alasan utama penggunaan dek ortotropik pada jembatan bentang panjang. Tabel 14.6 menunjukkan massa yang dicapai dengan meninggalkan dek beton bertulang yang ada dan beralih ke sistem dek ortotropik pengganti. Massa dikurangi dari 18 hingga 25% untuk jembatan bentang panjang, seperti jembatan gantung. Ini sangat penting karena beban mati menyebabkan 60 hingga 70% tegangan pada kabel dan menara. Massa juga penting untuk respons jembatan selama gempa bumi. Semakin besar massa, semakin besar gaya seismik. Jembatan Golden Gate, San Francisco, California, direnovasi dari dek beton bertulang yang dibangun pada tahun 1937 menjadi dek ortotropik yang dibangun pada tahun 1985 (lihat Gambar 14.3). Renovasi ini mengurangi gaya seismik pada menara jembatan gantung dan komponen jembatan lainnya. Statistik teknik renovasi dek ditunjukkan pada Tabel 14.6. Jembatan Lions Gate di Vancouver, Kanada, direnovasi pada tahun 1975 dari dek beton bertulang menjadi dek ortotropik, yang meningkatkan daya tahan seismiknya. Ekonomi atau biaya material dapat dikalikan dengan material yang dihemat untuk menghitung uang yang dihemat dengan mengurangi berat.

Tabel 14.3 Sifat-sifat Rusuk Trapesium

Iga Amerika (Satuan Inggris)					Iga Jepang (Metrik)	
Kedalaman Tulang Rusuk d (in)	Lebar di Atas, a (in)	Ketebalan Dinding Rusuk t_f (in)	Berat per Kaki, w (lb)	Momen Inersia, l_{xx} (in^4)	Sumbu Netral Lokasi, Y_{xx} (in)	Permukaan Miring Panjang, h' (in)

8.0	11.50	5/16	23.43	46.3	3.09	8.382
		3/8	27.95	54.6	3.12	
		7/16	32.40	62.7	3.14	
9.0	12.12	5/16	25.64	63.8	3.56	9.428
		3/8	30.60	75.5	3.59	
		7/16	35.53	86.8	3.61	
10.0	12.75	5/16	27.88	85.1	4.04	10.477
		3/8	33.29	100.8	4.06	
		7/16	38.66	116.1	4.09	
11.0	13.38	5/16	30.09	110.4	4.52	11.525
		3/8	35.94	131.0	4.54	
		7/16	41.57	151.0	4.57	
12.0	14.00	5/16	32.33	140.2	5.00	12.572
		3/8	38.62	166.4	5.02	
		7/16	44.88	192.1	5.05	
13.0	14.63	5/16	34.53	174.7	5.48	13.621
		3/8	41.31	207.6	5.51	
		7/16	48.01	239.7	5.53	
14.0	15.25	5/16	36.75	214.4	5.97	14.668
		3/8	43.96	254.8	5.99	
		7/16	51.10	294.4	6.02	

Kedalaman Tulang Rusuk d (mm)	Lebar di Atas, a (mm)	Ketebalan Dinding Rusuk t_f (mm)	Berat per Kaki, w (Kg/m)	Momen Inersia, l_{xx} (cm⁴)	Sumbu Netral Lokasi, Y_{xx} (mm)	Permukaan Miring Panjang, h' (mm)
240	320	6	31.6	2460	88.6	246
260	320	6	33.1	3011	99.1	266
242	324	8	42.3	3315	89.9	248
262	324	8	44.3	4055	100.3	268



Gambar 14.3 Detail dek ortotropik Golden Gate. (Dari Troitsky, M. S., Jembatan Dek Baja Ortotropik, edisi ke-2, JFL Arc Welding Foundation, Cleveland, OH, 1987. Atas izin James F. Lincoln Arc Welding Foundation.)

Struktur dek yang sangat tipis dapat dibangun menggunakan sistem struktural ini, seperti yang ditunjukkan oleh Pemisahan Tingkat Jalan Creitz pada Gambar 14.4 atau Jembatan Kereta Api Jerman pada Gambar 14.5. Dek ortotropik mungkin merupakan sistem dek termahal per meter persegi pada jembatan bentang pendek. Jadi mengapa dek termahal menjadi standar untuk kereta api Jerman? Komponen kunci dalam mendapatkan struktur atas yang paling tipis adalah ketebalan dek. Dek ortotropik tipis karena rusuk-rusuknya bersarang di antara balok lantai. Dek beton dicor di atas balok baja. Struktur atas yang tipis sangat penting untuk situasi perlintasan sebidang karena penghematan biaya total proyek.

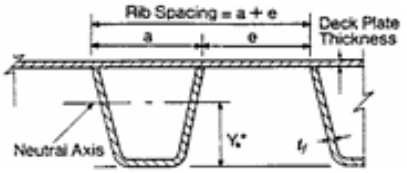
Dua komponen tersebut adalah biaya jembatan ditambah biaya jalan raya atau lokasi. Kereta api berkecepatan tinggi membutuhkan perubahan kemiringan minimal. Oleh karena itu, uang yang dihabiskan untuk pengurugan jalan raya atau jalur kereta api dapat jauh melebihi biaya jembatan bentang kecil. Struktur atas yang lebih mahal akan sangat mengurangi pekerjaan dan biaya pengurugan. Dalam situasi perkotaan, pengurugan jalan mungkin tidak memungkinkan. Jalan lokal mungkin perlu digali di bawah jembatan kereta api; oleh karena itu, sistem dek-lantai ortotropik tipis yang lebih mahal dapat menghasilkan total biaya terendah untuk keseluruhan proyek.

14.3 PENGAPLIKASIAN JEMBATAN DEK ORTOTROPIK

Beberapa jembatan paling terkenal di dunia dibangun menggunakan dek baja ortotropik dengan konstruksi rusuk trapesium. Hanya ada sekitar 50 jembatan di Amerika Utara yang menggunakan dek ortotropik, dan delapan di antaranya telah dibangun dan dua lainnya sedang dirancang di California.

Tabel 14.4 Sifat Desain Dek Ortropik — Balok Lantai Kaku

H = kekakuan torsi efektif pelat ortotropik (kip-in.$^{2/\text{in.}}$)
D_y
= kekakuan lentur pelat ortotropik pada arah y (kip-in.$^{2/\text{in.}}$)
H/D_y = rasio kekakuan (tanpa satuan)
I_r = momen inersia (in.$^{4)}$
Y_b = titik pusat (in.)
t_p = ketebalan pelat dek (in.)



Pelat Dek t_p (in)	$a + e$ (in)	Dinding Rusuk (in)	Nilai	Span (ft)	Kedalaman Rusuk 8 in	9 in	10 in	Span (ft)	Kedalaman Rusuk 11 in	12 in	13 in	14 in
9/16	22	5/16	H/D_y	7	0.039	0.034	0.030	10	0.048	0.045	0.042	0.040
			I_r		165	217	278		351	431	520	620
			Y_b		6.45	7.14	7.81		8.54	9.20	9.85	10.49
9/16	26	3/8	H/D_y	11	0.057	0.049	0.043	14	0.056	0.051	0.047	0.044
			I_r		197	259	331		417	512	620	740
			Y_b		6.48	7.18	7.86		8.56	9.23	9.88	10.53
9/16	30	7/16	H/D_y	15	0.066	0.056	0.049	18	0.057	0.051	0.047	0.043
			I_r		226	298	382		480	591	716	855
			Y_b		6.50	7.19	7.88		8.57	9.24	9.89	10.54
5/8	22	5/16	H/D_y	7	0.044	0.038	0.033	10	0.053	0.049	0.046	0.043

			I_r		171	225	288		364	446	539	643
			Y_b		6.59	7.30	7.99		8.73	9.41	10.07	10.72
5/8	30	7/16	H/D_y	15	0.079	0.067	0.058	18	0.067	0.061	0.055	0.051
			I_r		234	309	396		498	612	742	886
			Y_b		6.64	7.35	8.05		8.76	9.44	10.11	10.77
11/16	22	5/16	H/D_y	7	0.048	0.041	0.036	10	0.056	0.052	0.048	0.045
			I_r		177	232	297		375	460	557	664
			Y_b		6.72	7.44	8.14		8.90	9.59	10.27	10.93
11/16	30	7/16	H/D_y	15	0.090	0.078	0.068	18	0.077	0.070	0.064	0.059
			I_r		242	318	408		513	632	765	915
			Y_b		6.76	7.49	8.21		8.93	9.62	10.31	10.98
3/4	22	5/16	H/D_y	7	0.052	0.044	0.038	10	0.059	0.054	0.050	0.047
			I_r		182	239	305		386	474	573	683
			Y_b		6.84	7.57	8.29		9.06	9.76	10.45	11.13
3/4	26	3/8	H/D_y	11	0.084	0.073	0.064	14	0.079	0.072	0.067	0.063
			I_r		216	284	364		458	563	682	815
			Y_b		6.87	7.61	8.34		9.08	9.78	10.48	11.16
3/4	30	7/16	H/D_y	15	101	0.087	0.077	18	0.086	0.078	0.081	0.067
			I_r		248	327	420		528	650	787	941
			Y_b		6.88	7.62	8.35		9.08	9.79	10.49	11.17

Namun, terdapat beragam jenis jembatan yang menggunakan dek ortotropik, mulai dari yang sangat kecil hingga beberapa jembatan bentang bebas terpanjang di dunia. Beberapa jembatan dek ortotropik memiliki sistem rangka yang unik. Jembatan yang ditampilkan dan dibahas pada bagian berikut dipilih untuk menunjukkan luasnya alasan pemilihan struktur atas dek ortotropik.

Semua jembatan ini menggunakan rusuk trapesium di area dek atau zona tekan struktur atas. Jenis-jenis jembatan tersebut adalah: bentang sederhana dengan dua balok pelat atau balok kotak, balok pelat ganda, balok kotak sel tunggal, balok kotak multisel, jembatan lebar yang memiliki balok lantai kantilever yang ditopang oleh penyangga, jembatan lengkung tunggal, jembatan lengkung ganda, jembatan rangka tembus, jembatan rangka dek, jembatan kabel pancang bidang tunggal, jembatan kabel pancang bidang ganda, jembatan gantung kabel tunggal, dan jembatan gantung kabel ganda.

Jembatan Pelat-Girder

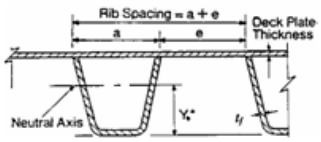
Pada tahun 1960-an, jembatan dek baja ortotropik kecil dibangun di California, Michigan, dan untuk Jembatan Poplar Street sebagai prototipe untuk memeriksa sistem konstruksi baja serta berbagai material permukaan aus. Setiap jembatan menggunakan rusuk trapesium dengan penampang balok terpisah sebagai balok lantai dan dua pelat girder sebagai girder utama. Departemen Transportasi California (*Caltrans*) membangun jembatan I-680 di atas U.S. 580 sebagai struktur uji mereka pada tahun 1968. Jembatan ini memiliki dua sistem rusuk/dek yang sama sekali berbeda termasuk dua permukaan aus yang berbeda. Penampang melintang dua jalur jembatan dan yang sangat mirip dibangun oleh Departemen Transportasi Michigan. Jembatan Creitz Road adalah penyeberangan sebidang tipikal yang dibangun di atas I-496 dekat Lansing, Michigan (lihat Gambar 14.4).

Ini adalah jembatan dua jalur tipikal yang mengangkut lalu lintas lokal di atas jalan bebas hambatan antar negara bagian, dengan dua bentang simetris sepanjang 29 m. Jembatan ini menggunakan rusuk setebal 5⁄16 inci, sedalam 9 inci, dan 25,64 plf seperti yang ditunjukkan pada Tabel 14.3. Rangka baja kaku terdiri dari tiga anggota kotak baja las yang dibentuk secara estetis. Caltrans membangun stasiun timbang sebagai prototipe dek ortotropik untuk Jembatan Hayward–San Mateo. Semua jembatan dek ortotropik bentang pendek ini masih digunakan setelah 30 tahun beroperasi, tetapi permukaan lapisan aus telah diganti pada banyak jembatan ini.

Jembatan kereta api jalur tunggal melalui pelat baja adalah jenis yang paling umum untuk bentang pendek. Jembatan dua balok yang ditunjukkan pada Gambar 14.5 adalah jembatan kritis retak AASHTO karena, jika satu balok retak, jembatan akan runtuh. Kedua versi kode AASHTO saat ini mengharuskan perancang untuk memberi label komponen kritis retak, yang memiliki persyaratan fabrikasi yang lebih ketat. Jembatan ortotropik dapat didirikan dengan cepat ketika seluruh struktur atas difabrikasi sebagai komponen lebar penuh. Banyak perusahaan kereta api lebih menyukai baja tahan cuaca karena pengecatan perawatan tidak diperlukan. Perusahaan Kereta Api Federal Jerman memiliki standar, klasik, balok dua pelat dengan sistem dek ortotropik untuk jembatan kereta api bentang pendek mereka yang umum. Pelat tepi digunakan untuk menjaga pemberat kerikil tetap di tempatnya di atas struktur atas (Gambar 14.5).

Tabel 14.5 Sifat Desain Dek Ortropik — Balok Lantai Fleksibel

Wt = berat (PSF)
I_r = momen inersia (in.$^{4)}$
Y_b = titik pusat (in.)
t_p = ketebalan pelat dek (in.)



Pelat Dek t_p (in)	$a + e$ (in)	Dinding Rusuk (in)	Nilai	Kedalaman Rusuk						
				8 in	9 in	10 in	11 in	12 in	13 in	14 in
9/16	22	5/16	Wt	35.7	36.9	38.1	39.4	40.6	41.8	43.0
			I_r	169	222	284	355	437	528	630
			Y_b	6.54	7.24	7.94	8.62	9.29	9.95	10.60
9/16	26	3/8	Wt	35.8	37.1	38.3	39.5	40.8	42.0	43.2
			I_r	199	262	335	420	517	625	747
			Y_b	6.54	7.24	7.93	8.61	9.28	9.94	10.59
9/16	30	7/16	Wt	35.9	37.2	38.4	39.7	40.9	42.1	43.4
			I_r	228	301	386	484	595	721	861
			Y_b	6.54	7.24	7.93	8.61	9.28	9.93	10.58
5/8	22	5/16	Wt	38.3	39.5	0.033	41.9	43.1	44.3	45.6
			I_r	175	230	288	368	452	547	653
			Y_b	6.68	7.40	8.11	8.80	9.49	10.17	10.83
5/8	30	7/16	Wt	38.5	39.7	41.0	42.2	43.5	44.7	45.9
			I_r	236	311	399	501	616	745	892
			Y_b	6.68	7.40	8.10	8.80	9.48	10.15	10.82
11/16	22	5/16	Wt	40.8	42.0	43.2	44.5	45.7	46.9	48.1
			I_r	180	237	303	379	466	564	674

			Y_b	6.81	7.54	8.26	8.97	9.67	10.36	11.04
11/16	30	7/16	Wt	41.0	42.3	43.5	44.8	46.0	47.2	48.5
			I_r	244	321	412	516	636	770	920
			Y_b	6.81	7.54	8.26	8.96	9.66	10.35	11.03
3/4	22	5/16	Wt	43.4	44.6	45.8	47.0	48.2	49.4	50.7
			I_r	185	243	311	390	479	580	693
			Y_b	6.92	7.67	8.40	9.13	9.84	10.54	11.24
3/4	26	3/8	Wt	43.5	44.7	46.0	47.2	48.4	49.7	50.9
			I_r	218	287	368	461	567	687	821
			Y_b	6.92	7.66	8.40	9.12	9.83	10.53	11.22
3/4	30	7/16	Wt	43.6	44.8	46.1	47.3	48.6	49.8	51.0
			I_r	250	330	423	531	653	792	947
			Y_b	6.92	7.67	8.40	9.12	9.83	10.53	11.22

Jembatan Balok Kotak

Jembatan balok kotak dapat dibagi menjadi tiga kategori dasar: kotak sel tunggal, kotak multisel, dan kotak dengan penyangga yang menopang dek kantilever. Pada Gambar 14.6, penampang melintang tipikal Jembatan Transfer Dermaga Kota Terapung Valdez ditunjukkan. Seluruh jembatan, hanya sekitar 3 hingga 6 m di atas permukaan air, selesai dibangun pada tahun 1981 menggunakan dek ortotropik dengan rusuk trapesium.

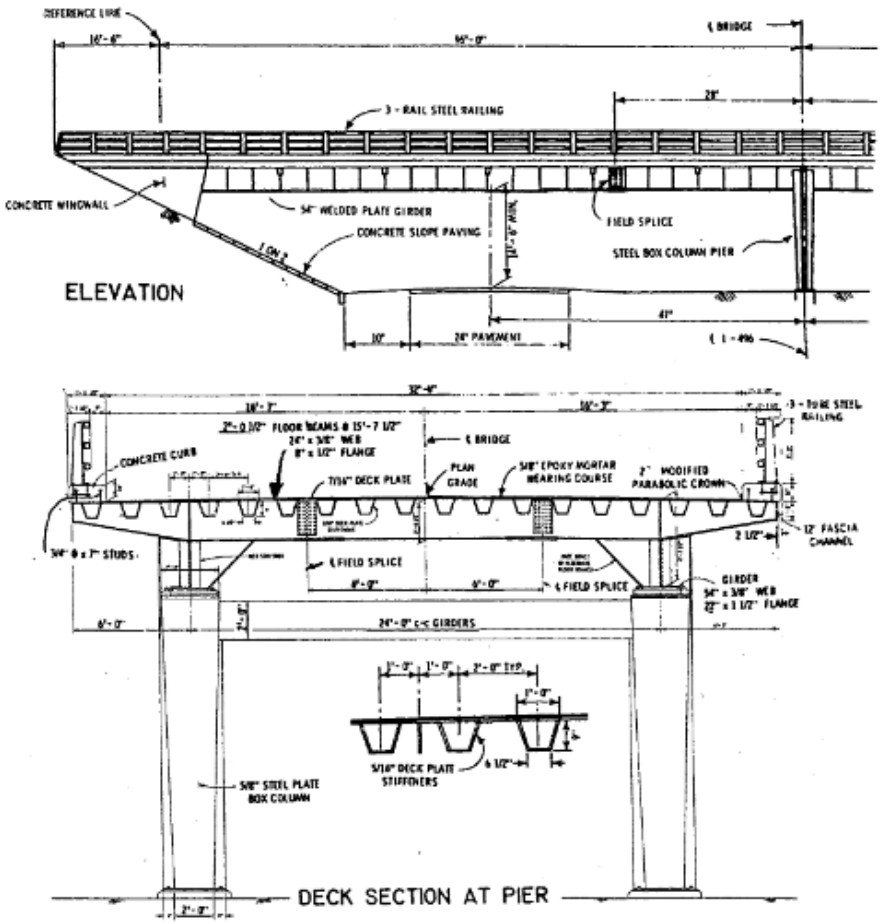
Tabel 14.6 Tabel Statistik Penggantian Dek Ortropik (berat, luas dek, dll.) Metrik

Jembatan	Lions Gate, Vancouver, BC, Kanada	George Washington, New York, NY, AS	Golden Gate, San Francisco, CA, USA	Throngs Neck Viaduct, New York, NY, USA	Ben Franklin, Philadelphia, PA, USA	Champlain, Montreal, PQ, Canada
Tipe jembatan Menghiasi ulang Rentang Utama	Balok Selesai tahun 1975 13 ke 38	Penangguhan Selesai tahun 1978 186 1,067 186	Penangguhan + Pendekatan Selesai tahun 1985 343 1,280 343	Balok Selesai tahun 1986 42 ke 58	Penangguhan + Pendekatan Selesai tahun 1987 219 534 219	Gulungan Selesai tahun 1992 118 215 118
Luas dek ulang (m²) Tipe tulang rusuk Rentang tulang rusuk (m) Permukaan aus	8600 Tertutup 4.12 Aspal epoksi 40 mm	40,320 Buka (Ts) 1.60 Aspal bitumen 40 mm.	52,680 Tertutup 7.62 Aspal epoksi 50 mm	45,800 Tertutup 6.10 hingga 8.50 Aspal bitumen 40 mm.	55,740 Terbuka (bagian bohlam) 5,80 hingga 6,70 Aspal epoksi 32 mm + Aspal bitumen 32 mm.	18,620 Tertutup 6,40 hingga 9,80 Aspal epoksi 50 mm
Berat dek beton asli Berat total dek baru Penghematan berat badan	N/A 300 (kg/m²)	517 (kg/m²) 293 (kg/m²)	508 (kg/m²) 386 (kg/m²)	522 (kg/m²) 406 (kg/m²)	601 (kg/m2) 435 (kg/m²)	N/A 402 (kg/m2)

Dek baru + anggota utama	N/A	224 (kg/m²)	122 (kg/m²)	116 (kg/m²)	166 (kg/m2)	N/A
Biaya/m^{2b} Redeck	Ya, integral	Tidak, integral	Tidak, integral	Tidak, integral	Ya, integral	Ya, integral
	Rp 5.000.000 Waktu malam	Rp 4.600.000 Waktu malam	Rp 10.700.000 Waktu malam	Rp 7.700.000 Waktu malam	Rp 10.100.000 Siang hari	Rp 4.020.000 Waktu malam

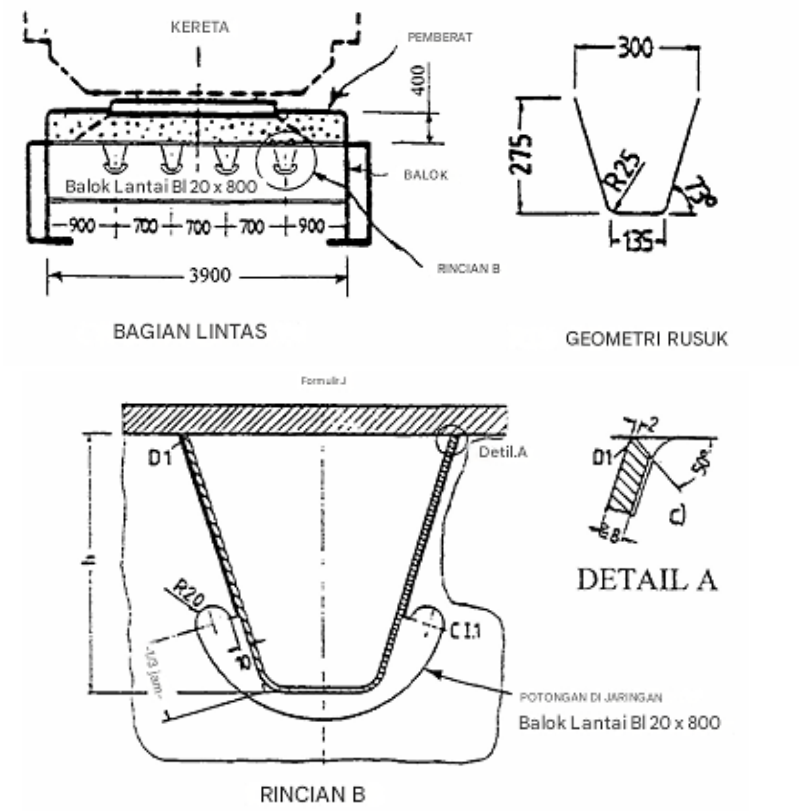
a. Termasuk permukaan, parapet, konektor geser;
b. Total harga penawaran/luas dek. Perhatikan bahwa harga penawaran mencerminkan faktor-faktor variabel seperti karakteristik proyek tertentu, margin keuntungan kontraktor, dll.

Dua jembatan identik dibangun di setiap ujung dermaga terapung. Setiap jembatan hanya memiliki dua balok kotak dan memiliki bentang sederhana 61 m. Jembatan transfer menyediakan akses lalu lintas ke dan dari dermaga apung dan berfungsi sebagai pengikat tambat utama untuk gaya dermaga yang tegak lurus terhadap garis pantai. Fender laut karet trapesium menyerap energi kinetik saat dermaga apung bergerak bersama gelombang. Bumper ini berada di setiap ujung jembatan.

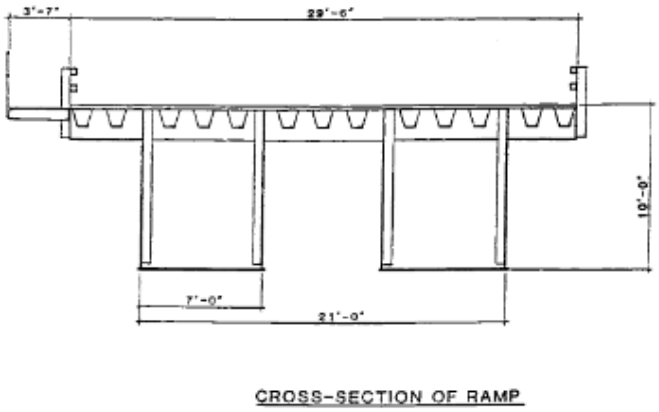


Gambar 14.4 Pemisahan tingkat tipikal — Jalan Creitz, Lansing, Michigan. (Dari Struktur Baja Las Modern, III, JFL Arc Welding Foundation, Cleveland, OH, 1970, B-10. Atas izin dari James F. Lincoln Arc Welding Foundation.)

Balok kotak lebih efisien dalam mentransmisikan gaya tekan daripada balok pelat. Baja ASTM A-36 digunakan untuk memenuhi persyaratan impak Charpy sebesar 15 foot-pounds pada –15°F. Pengelasan inti fluks otomatis digunakan, dan semua lasan penetrasi penuh diperiksa secara radiografi atau ultrasonik. Jembatan menggunakan rusuk setebal ⅜ inci, sedalam 12 inci, 38,62 plf seperti yang ditunjukkan pada Tabel 14.3. Balok lantai berupa pelat setebal ⅜ inci dengan kedalaman 2 kaki dan lebar 1 kaki yang dibengkokkan dalam pola bentuk U. Rusuk-rusuk tersebut melewati balok lantai.

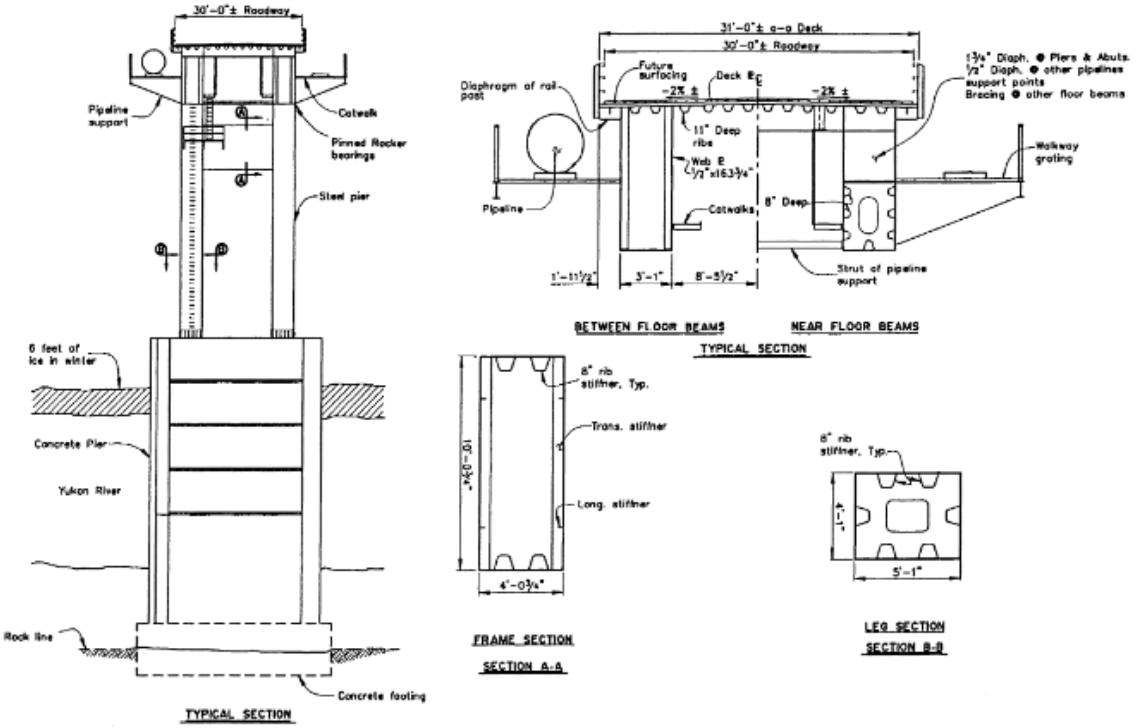


Gambar 14.5 Jembatan kereta api Jerman. (Dari Haibach E. dan Plasil, I., Der Stahlbau, 269, Ernst & Sohn, Berlin, Jerman, 1983. Dengan izin.) (Satuan metrik).



Gambar 14.6 Jembatan Transfer Dermaga Kota Terapung Valdez.

Penampang melintang tipikal Jembatan Sungai Yukon atau Jembatan "E. L. Patton" ditunjukkan pada Gambar 14.7. Jembatan sepanjang 671 m, dengan bentang 128 m, melintasi Sungai Yukon dan selesai dibangun pada tahun 1976. Jalan angkutnya adalah jalan kerikil yang awalnya dibangun untuk mengangkut pasokan untuk pipa dan fasilitas ladang minyak di Prudhoe Bay, Alaska. Jembatan tersebut disambung dengan baut di lapangan dalam cuaca dingin, karena musim dingin Alaska berlangsung selama 6 bulan. Penting untuk menjaga agar konstruksi tetap sesuai jadwal karena jembatan tersebut dibangun untuk membawa pipa minyak mentah trans-Alaska berdiameter 1,46 m.



Gambar 14.7 Jembatan Sungai Yukon — dek dan kolom ortotropik.

Jembatan ini adalah jembatan pertama yang dibangun di Alaska melintasi Sungai Yukon. Jembatan ini masih merupakan satu-satunya jembatan di Alaska yang melintasi Yukon, yang memiliki es sungai setebal 2 m. Struktur atasnya terdiri dari balok kotak persegi panjang kembar dengan kedalaman konstan yang memiliki braket kantilever unik yang menopang pipa minyak mentah trans-Alaska di satu sisi. Jalur gas alam trans-Alaska masa depan, yang belum dibangun, dapat ditopang di sisi jembatan yang berlawanan dengan braket penyangga kantilever yang dirancang khusus ini. Jembatan, yang dibuat di Jepang, menggunakan rusuk seperti yang ditunjukkan pada Tabel 14.3. Rusuk setebal $\frac{3}{8}$ inci, sedalam 11 inci, 35,94 plf untuk dek dan rusuk setebal $\frac{5}{16}$ inci, sedalam 8 inci, 23,43 plf di lokasi lain ditunjukkan pada Gambar 14.7.

Konstruksi dek beton membutuhkan suhu pengeringan minimal 40°F, jika tidak, air akan membeku selama hidrasi. Ini adalah faktor lain dalam pemilihan sistem dek ortotropik, yang didirikan pada suhu sedingin –60°F. Komponen utama jembatan, seperti kolom menara, rangka

silang menara, balok kotak, dan dek baja ortotropik diperkuat dengan rusuk trapesium. Tujuan memaksimalkan jumlah lokasi rusuk trapesium adalah untuk mengurangi biaya pengaturan fabrikator dalam membuat rusuk. Kolom menara dan rangka silang jembatan dibangun dari baja yang dilas di pabrik dan sambungan baut di lapangan. Permukaan lapisan aus dari papan kayu olahan dibaut ke jembatan baja karena ini dapat dibangun selama cuaca dingin, ditambah jalan angkut tetap tidak beraspal. Jembatan ini menggunakan baja tahan cuaca dingin (ASTM A537 dan A514) dengan karakteristik uji impak Charpy yang tinggi untuk suhu di bawah nol.

Gambar 14.8a menunjukkan Jembatan San Diego–Coronado, yang selesai dibangun pada Juni 1969. Jembatan tol California ini membentang di sekitar area pelabuhan San Diego. Para insinyur Caltrans memilih dek baja ortotropik balok kotak sel tunggal (panjang kontinu bagian ortotropik = 573 m) karena kotak dengan kedalaman konstan dapat digunakan untuk bentang utama 201, -201, 171 m di atas saluran pelayaran. Balok pelat baja dengan dek beton digunakan pada sisa panjang 1690 m.

Jembatan ini didirikan dalam potongan-potongan besar dengan derek tongkang. Bagian-bagiannya disambung dengan baut di lapangan. Jembatan ini dicat di bagian dalam dan luar untuk menahan korosi dan menampung enam lajur lalu lintas. Jembatan Queens Way, jembatan kembar tiga bentang yang identik, selesai dibangun pada Juni 1970 dan berada di dekat objek wisata kapal pesiar Queen Mary yang telah dinonaktifkan. Setiap jembatan ortotropik memiliki bentang utama yang dapat diturunkan sepanjang 88 m yang digantung dengan batang penggantung baja dari bentang samping kantilever sepanjang 32 m.

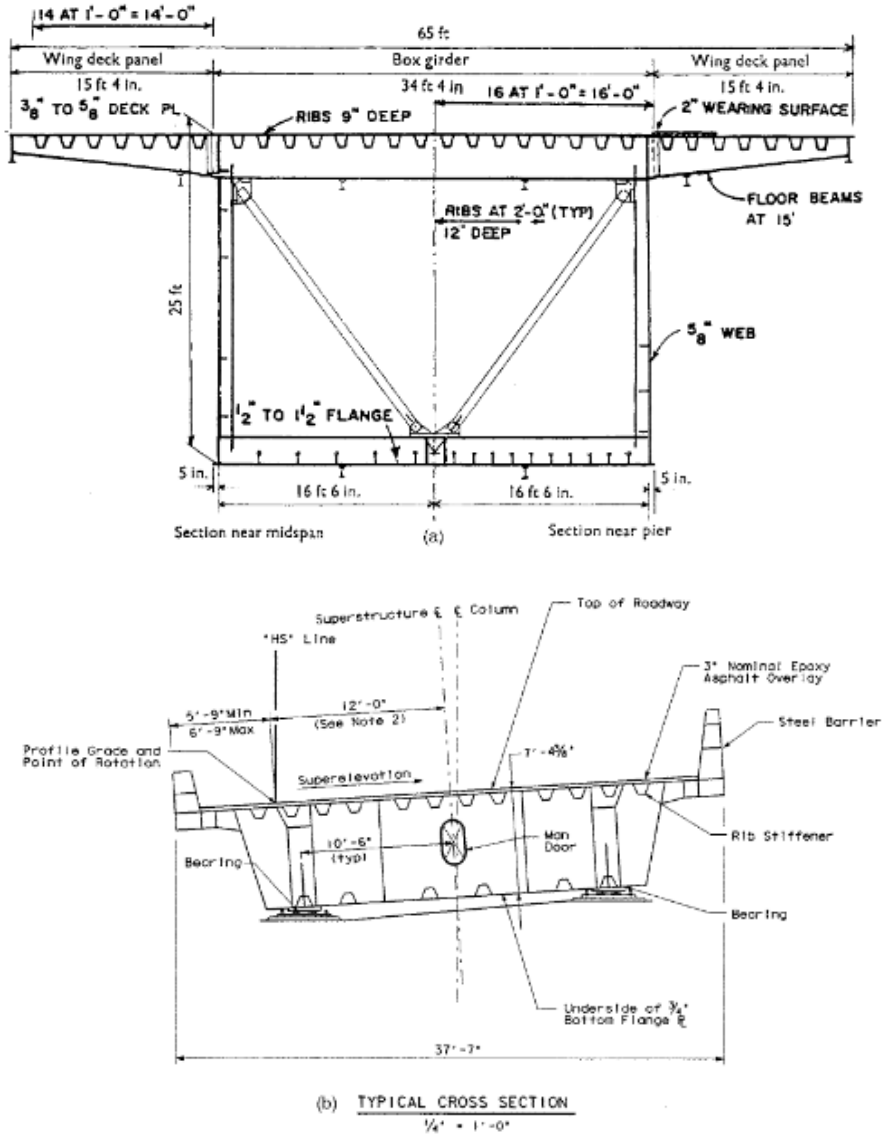
Dengan demikian, jarak pusat ke pusat pilar beton atau bentang bersih adalah 152 m, dengan dua bentang samping sepanjang 107 m. Setiap penampang struktur atas adalah kotak sel tunggal dengan overhang dek dengan komponen yang mirip dengan San Diego–Coronado. Jembatan ini dibuat dalam 14 bagian, dan struktur atasnya didirikan dalam 11 hari. Bentang gantung atau bentang yang dapat diturunkan sepanjang 88 m dibuat dalam satu bagian dengan berat 618 ton AS di Richmond, California, diapungkan sejauh 700 mil ke selatan menuju Long Beach, dan diangkat setinggi 15,2 m oleh derek tongkang yang sama.

Gambar 14.8b menunjukkan Maritime Off-Ramp, sebuah jembatan melengkung berbentuk "tapal kuda" yang melintasi I-80 di Oakland, California, yang selesai dibangun pada tahun 1997 sebagai bagian dari Proyek Penggantian I-880. Struktur atas ini memiliki radius yang sangat tinggi yaitu 76 m dan kedalaman web yang sangat dangkal hanya 2,13 m untuk bentang 58 m. Jembatan ini memiliki dua jalur lalu lintas yang menciptakan gaya sentrifugal yang besar. Struktur atas balok kotak dibagi menjadi tiga sel terpisah untuk menahan gaya torsi yang sangat tinggi. Untuk mengurangi biaya fabrikasi, rusuk trapesium digunakan pada flensa balok kotak atas dan bawah karena ini adalah struktur kontinu.

Bagian-bagian jembatan didirikan di atas I-80 yang sibuk pada dua malam Sabtu sehingga menciptakan struktur atas secara instan. Jembatan tersebut difabrikasi dalam 13 segmen dengan berat hingga 350 ton AS dan didirikan dengan dua dongkrak hidrolik khusus yang didukung oleh trailer multi-roda khusus.

Struktur atas ortotropik memiliki pelat dek atas yang lebih lebar dengan ketebalan 16 mm dan pelat flensa yang lebih sempit dengan ketebalan 19 mm. Selain itu, setiap dari tiga sel

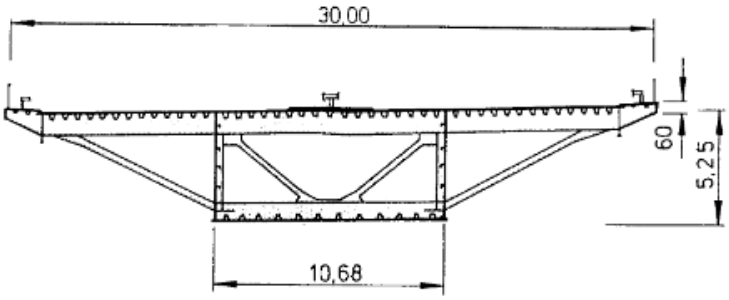
memiliki empat rusuk untuk dek atas dan dua di flensa bawah. Terdapat dua web miring eksterior dan dua web vertikal interior.



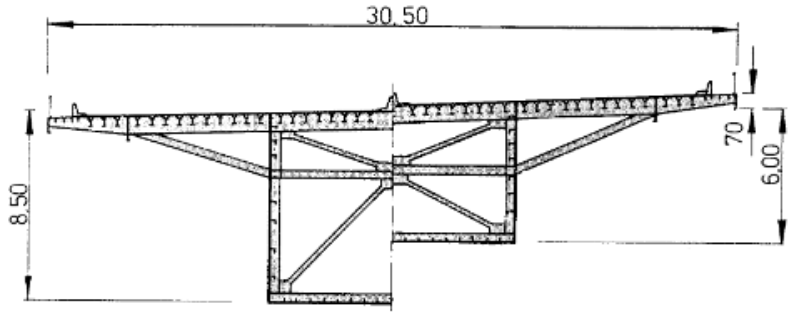
Gambar 14.8 Jembatan balok kotak baja (a) Jembatan San Diego–Coronado, California. (Dari Institute of Civil Engineers, Jembatan balok kotak baja, dalam Prosiding Konferensi Internasional, Thomas Telford Publishing, London, 1973. Dengan izin. (b) Jembatan Maritime Off-Ramp, California. (Atas izin ICF KAISER Engineers.)

Ketika sebuah jembatan menjadi sangat lebar dibandingkan dengan kedalaman struktur atas balok kotak, solusi Jerman yang ditunjukkan pada Gambar 14.9 menjadi yang paling ekonomis. Gambar 14.9a menunjukkan Jembatan Jagst, Widdern dalam sistem Jalan Raya Antar Negara Bagian Jerman atau Jalan Tol Heilbronn–Wurzburg yang membawa delapan lajur lalu lintas di atas lembah yang dalam. Struktur atasnya memiliki lebar 30 m dan kedalaman 5,25 m. Solusi yang paling ekonomis adalah dengan menopang ujung balok lantai kantilever dengan penyangga yang terpasang pada flensa bawah balok kotak. Sistem kotak

tetap memiliki kedalaman konstan sehingga penyangga tetap memiliki panjang konstan. Hal ini menjaga biaya fabrikasi tetap rendah karena semua penyangga merupakan komponen yang identik.



(a) Wurzburg Viaduct



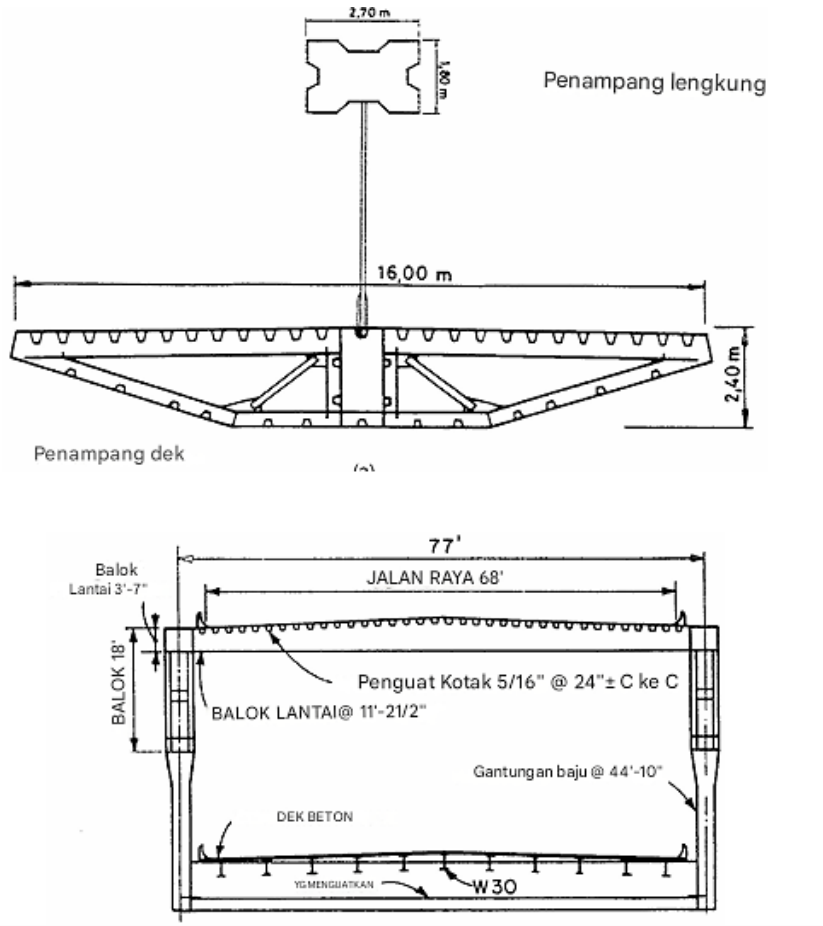
Gambar 14.9 Jembatan balok kotak baja dengan dek berpilar. (Dari Leonhardt, F., Bridge Aesthetics and Design, MIT Press, Cambridge, MA, 1984. Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart, Jerman. Dengan izin.)

Gambar 14.9b menunjukkan Jembatan Layang Moselle, Winningen, yang terletak di dekat Koblenz, Jerman. Para insinyur memutuskan untuk menggunakan bagian bawah atau flensa yang mengikuti kurva parabola. Struktur atas memiliki lebar 30,5 m dan kedalaman 6 m di tengah bentang dan kedalaman 8,5 m di pilar beton. Oleh karena itu, untuk menjaga panjang penyangga tetap konstan, rangka interior tambahan atau anggota penguat silang dirancang. Penyangga dibaut ke sisi struktur atas pada kedalaman konstan. Di permukaan bagian dalam balok kotak, anggota penguat silang web dipasang dan disejajarkan dengan penyangga eksterior. Ini juga menghasilkan tampilan arsitektur yang lebih menyenangkan.

Dek atas menggunakan rusuk berbentuk "gelas martini", yang terdiri dari dua bentuk standar yang dilas bersama. Pertama, rusuk berbentuk V dilas ke dek, kedua, T terbelah dilas ke bagian bawah rusuk berbentuk V. Ini adalah rusuk hibrida karena memiliki karakteristik rusuk terbuka dan tertutup.

Beberapa referensi mengkategorikannya sebagai rusuk tertutup. Bagian atas memberikan stabilitas torsi yang baik pada dek, tetapi bagian bawah berbentuk T terbelah memiliki kelemahan berupa tekuk dan korosi seperti rusuk terbuka. Rusuk berbentuk T terbelah memberikan kekuatan lentur yang jauh lebih besar, tetapi tidak memberikan

kekakuan torsi pada dek. Rusuk terbuka memiliki satu lasan, rusuk tertutup memiliki dua lasan, dan rusuk hibrida memiliki tiga lasan. Lasan ketiga ini merupakan sumber potensial lain untuk retak kelelahan. Rusuk berbentuk gelas martini hanya digunakan oleh Jerman untuk sekitar 30 jembatan, dan diabaikan oleh para insinyur di Amerika Serikat (Lihat Tabel 14.1).

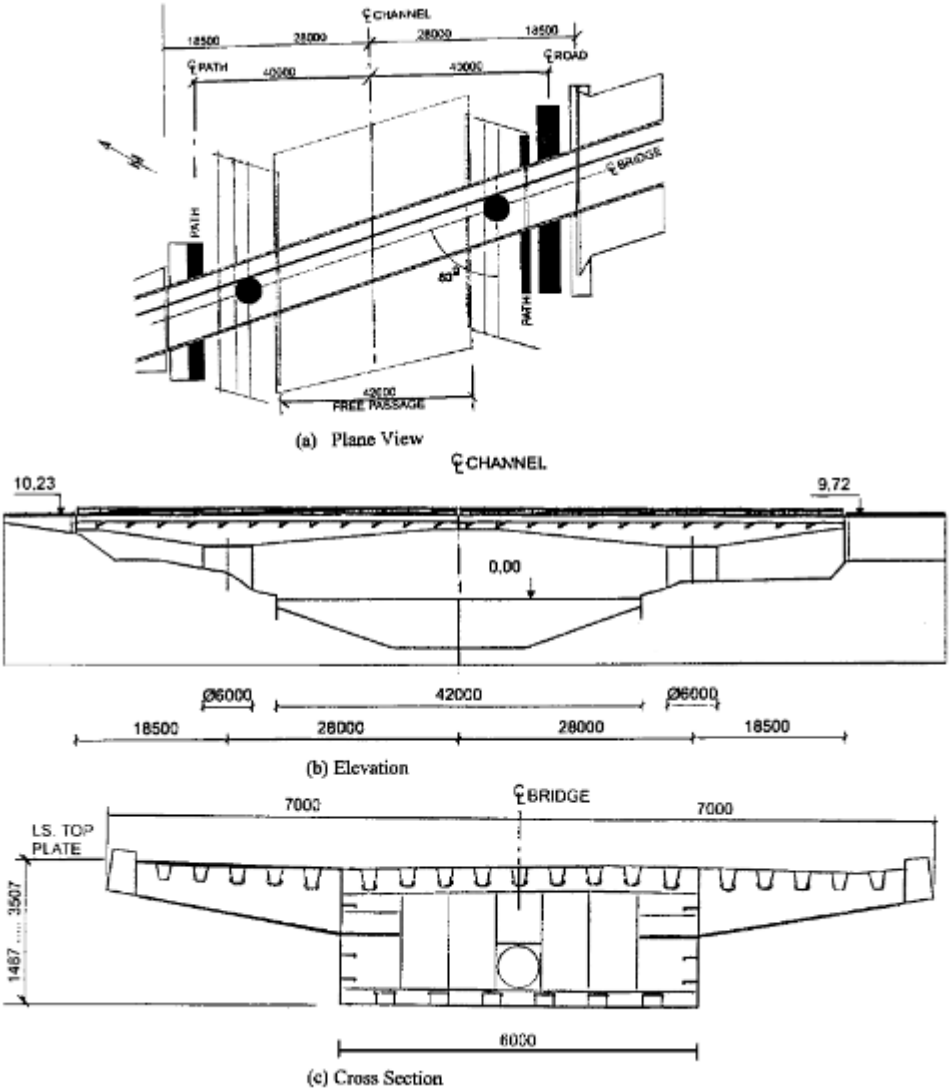


Gambar 14.10 Jembatan lengkung. (a) Jembatan Barqueta, Seville, Spanyol. (Dari Arenas, J. J., dan Pantaleon, M. J., Structural Engineering International, IABSE, 2(4), 251, 1992. Dengan izin.) (b) Jembatan Fremont, Portland, Oregon.

Jembatan Lengkung

Struktur atas lengkung juga menggunakan sistem dek ortotropik. Lengkungan dapat menopang dek dalam satu garis atau dua garis penopang. Jembatan Barqueta (Gambar 14.10a) adalah jembatan khas yang unik dengan penampilan estetika tinggi yang dibangun untuk Pameran Expo 90 yang diadakan di Seville, Spanyol.

Jembatan ini menggunakan sistem aerodinamis dengan kekakuan torsional karena ditopang oleh satu garis kabel penggantung dari satu lengkung yang terletak di garis tengah jembatan. Bagian tengah penampang struktur atas diperkuat untuk konsentrasi tegangan tinggi dari kabel penggantung. Rusuk trapesium juga digunakan untuk flensa bawah atau soffit. Jembatan ini didirikan di satu sisi sungai dan diapungkan dalam pola berputar ke orientasi permanen.



Gambar 14.11 Jembatan ayun dekat Naestved, Denmark. (a) Tampak atas; (b) tampak samping; (c) penampang melintang. (Thomsen, K. dan Pedersen, K. E, Structural Engineering International, IABSE, 8(3), 201, 1998. Dengan izin.)

Jembatan Fremont di Portland Oregon memiliki dek ortotropik dengan rusuk trapesium untuk dek atas dengan pelat beton bertulang konvensional di atas balok baja untuk dek bawah [Gambar 14.10b]. Jembatan ini adalah jembatan lengkung terikat dengan bentang utama 383 m dan merupakan jembatan lengkung terpanjang keempat di dunia saat selesai dibangun pada tahun 1973. Dek memberikan stabilitas lateral pada rangka. Rangka memiliki dua tingkat lalu lintas dan dicat. Jembatan ini didirikan dalam potongan-potongan besar dengan derek tongkang laut dari sungai yang memisahkan pusat kota Portland.

Jembatan Bergerak

Sistem dek ortotropik memiliki bobot terendah untuk jembatan bergerak, sehingga mengejutkan betapa sedikitnya contoh sistem yang sangat baik ini. Desain jembatan ayun melintasi saluran navigasi selebar 42 m di dekat Naestvad, Denmark dipilih dari 14 proposal dari lima perusahaan konsultan yang bersaing (Gambar 14.11a). Struktur atas dibagi menjadi

dua komponen simetris. Komponen utama adalah balok kotak dengan kedalaman variabel selebar 6 m dengan balok lantai kantilever meruncing (Gambar 14.11b).

Pelat dek atas diperkuat oleh rusuk trapesium canai dingin (Gambar 14.11c). Pelat flensa bawah balok kotak diperkuat oleh rusuk berbentuk persegi panjang canai dingin. Dua pelat web eksterior balok kotak diperkuat oleh rusuk berbentuk bohlam. Kedua bagian tersebut dibuat di bengkel dan diangkut ke lokasi jembatan menggunakan saluran navigasi. Bagian luar jembatan dicat, dan bagian dalamnya menggunakan peralatan dehumidifikasi di masing-masing dari dua bagian. Jembatan ini dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1997.

Terdapat jembatan ayun ortotropik di muara selatan sebuah rawa kecil di sebelah timur saluran utama Sungai St. Clair di Cagar Alam Indian Pulau Walpole, Ontario, Kanada yang dibangun pada tahun 1970. Jembatan bergerak ini memungkinkan kapal pesiar kecil yang berlayar antara Danau Huron dan Danau St. Clair untuk melewatinya. Kendaraan dapat melakukan perjalanan ke dan dari pulau melalui jembatan ini, yang merupakan jembatan bergerak pertama yang dibangun dengan dek ortotropik di Amerika Utara. Keuntungan dari solusi ini dibahas secara rinci dalam Referensi.

Jembatan Angkat Vertikal Danziger, yang selesai dibangun pada tahun 1988, adalah jembatan angkat vertikal terluas di dunia dan membawa tujuh lajur lalu lintas di U.S. 90 melalui pusat kota New Orleans melintasi Kanal Industri. Dek ortotropik yang diangkat memiliki bentang selebar 33 m × 97 m yang ditopang oleh tiga balok kotak baja sedalam 4,26 m × lebar 1,82 m. Jarak antar balok kotak adalah 11,5 m dengan balok lantai tirus berbentuk T terbelah pada jarak 4,42 m di tengah. Kantilever pada balok lantai berjarak 3,31 m dari muka balok kotak. Kotak persegi panjang dibuat dari baja ASTM A572 dan A588 untuk pelat utama dan baja A36 untuk anggota sekunder termasuk semua pembatas median baja. Rusuk ASTM A572 memiliki ketebalan $\frac{5}{16}$ inci, kedalaman 10 inci, dan lebar rusuk 27,88 plf seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.7.

Jembatan angkat daun ganda terbesar di dunia dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1969 di Cadiz, Spanyol. Balok utama memiliki kantilever 48,3 m, menyediakan saluran antara Puerto de Santa Maria dan Cadiz sepanjang 96,7 m. Dek ortotropik membentang 2 m di antara balok lantai melintang berbentuk T terbelah, yang menjorok 2,6 m. Di setiap sisi pelat dek sepanjang 12 m terdapat trotoar. Dua balok pelat utama meruncing, dengan kedalaman maksimum 5 m, dan berjarak 6 m di tengah. Penyangga goyang berada di antara balok lantai dan bagian tengah bentang balok pelat. Jembatan ikonik Erasmus di Rotterdam, Belanda, menggunakan dek ortotropik trapesium baik pada bagian kabel penahan maupun bentang angkat. Bentang angkat selebar 33 m dan panjang 50 m ini miring 22°, dengan bukaan 56 m. Jembatan ini memiliki permukaan aus yang sangat tipis, 8 mm, dan dibuka pada tahun 1996. Jembatan Miller Sweeny di Pulau Alameda, California, adalah satu-satunya jembatan angkat ortotropik di Amerika Utara.

Konsep uniknya adalah memindahkan seluruh bagian tengah jembatan selebar 11,6 m dan panjang 33 m menggunakan dua derek untuk memungkinkan lalu lintas kapal melewatinya setiap 2 hingga 3 tahun sekali. Jembatan balok kotak beton konvensional menopang komponen balok kotak ortotropik yang memiliki massa jauh lebih kecil daripada beton. Hal ini

memungkinkan dua derek yang lebih kecil untuk memindahkan unit yang dapat dipindahkan tersebut. Rusuk-rusuknya dibuat dari pelat selebar 610 mm, dimensi pelat standar di Amerika Serikat. Empat pelat ini akan dipotong tanpa limbah dari stok pelat yang disimpan di gudang dan diterima langsung dari pabrik. Rupanya, belum ada studi optimasi pelat yang dilakukan oleh industri baja. Selain itu, insulasi busa uretan setebal 254 mm disemprotkan pada permukaan bawah dek baja untuk mengurangi kecenderungan dek baja untuk mengalami perubahan suhu lebih cepat.

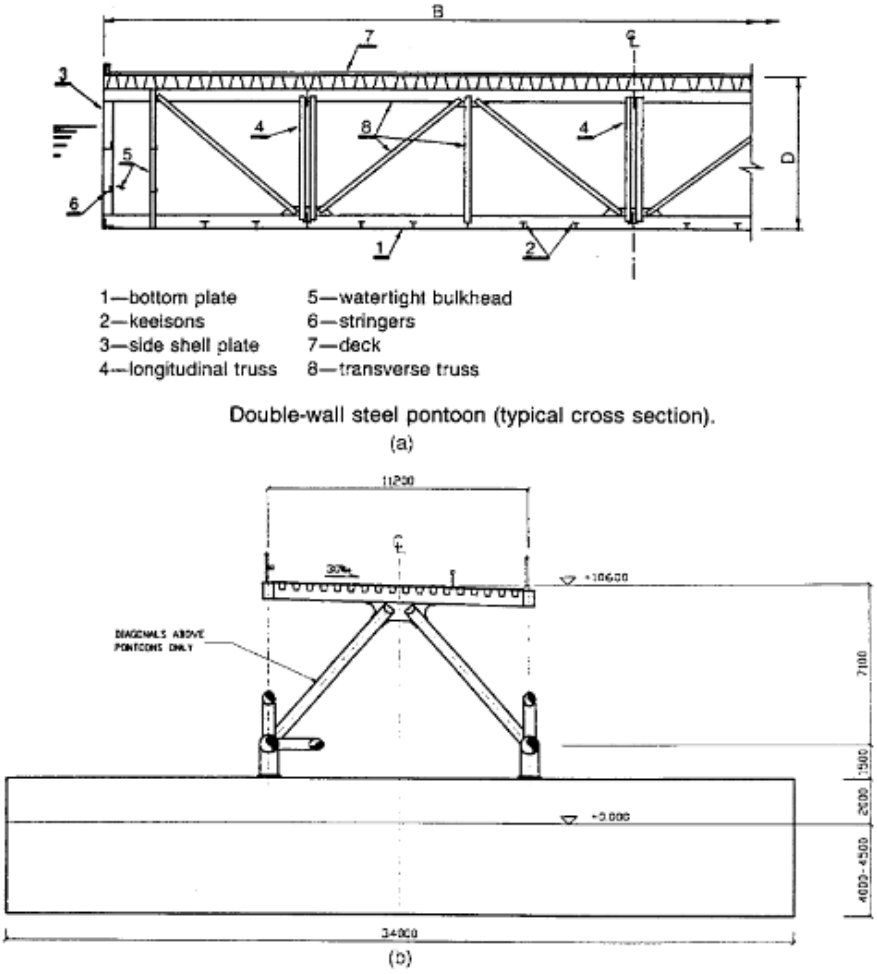
Sistem yang jauh lebih dramatis direncanakan untuk memindahkan seluruh struktur atas sepanjang 410 m di Jepang. Struktur atas jembatan Yumeshima–Maishima di “Tech Port Osaka” yang seluruhnya terbuat dari baja direncanakan akan selesai pada tahun 2000. Setiap ujung jembatan baja tersebut ditopang oleh ponton baja berukuran 58 × 58 m dan akan dipindahkan oleh kapal tunda. Ini akan menjadi jembatan bergerak terbesar di dunia, dengan luas dek 12.000 m2. Sebuah model skala telah dibangun dan perkiraan biaya jembatan yang telah selesai adalah Rp 4 miliar.

Struktur teknik sipil yang unik adalah gerbang penahan gelombang pasang surut yang melengkung di Rotterdam, Belanda. Dua gerbang apung, masing-masing berukuran sekitar Menara Eiffel, terbuat dari dek ortotropik dengan rusuk trapesium. Setiap gerbang memiliki 20.500 ton baja, dengan pelat dek 14 mm. Sistem pemberat air laut digunakan untuk menyesuaikan struktur ini dengan berbagai ketinggian lambung bebas gelombang pasang surut.

Jembatan Rangka

Perusahaan Kereta Api Federal Jerman menggunakan sistem dek ortotropik standarnya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.5, untuk jembatan jalur tunggal yang menggunakan struktur atas rangka baja. Penguatan lateral untuk rangka tembus disediakan oleh kekakuan dek ortotropik. Standardisasi dek jembatan baja plus balok lantai mereka menjaga biaya fabrikasi seminimal mungkin.

Rangka baja digunakan baik dalam arah melintang maupun memanjang untuk ponton baja berdinding ganda untuk pelabuhan Iquitos di Sungai Amazon, Peru (Gambar 14.12a). Dek baja ortotropik dengan rusuk trapesium digunakan untuk dek atas yang menopang lalu lintas kendaraan. Dinding samping yang memiliki tekanan air lebih rendah menggunakan sudut kecil untuk rusuknya. Rusuk pelat bawah, atau lunas (istilah kelautan), adalah T-split yang lebih besar karena tekanan air yang lebih tinggi. Ponton apung kedap air ini sepenuhnya dibangun dari baja las. Sistem rangka ini juga dikenal sebagai "rangka ruang" yang umum digunakan untuk atap bangunan.

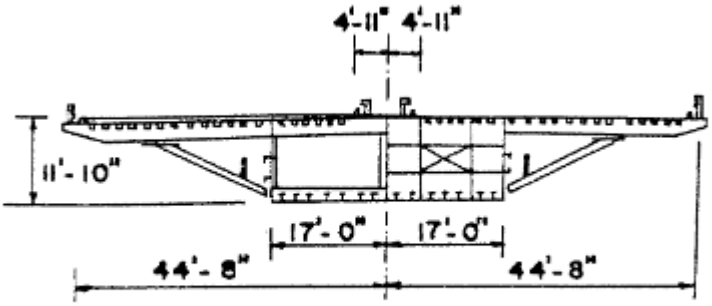


Gambar 14.12 Jembatan rangka. (a) Dermaga apung di Sungai Amazon. (Dari Tsinker, G. P., Floating Ports Design and Construction Practices, Gulf Publishing Company, Houston, TX, 1986. Dengan izin.) (b) Jembatan Apung Bergsoysund.

Jembatan Terapung Bergsoysund terdiri dari ponton beton terapung dengan struktur rangka baja yang dicat (Gambar 14.12b). Jembatan ortotropik terapung menjadi sangat ekonomis untuk fjord Norwegia, yang sebenarnya lebih dalam daripada dasar Samudra Atlantik di sekitarnya. Stabilitas lateral seluruh jembatan disediakan oleh bentuk lengkung (dalam pandangan atas) daripada kabel dengan jangkar di fjord sedalam 300 m. Stabilitas lateral dari batang atas rangka dibantu oleh kekakuan transversal dari dek ortotropik. Rangka ruang tiga dimensi dibangun dari sambungan tubular pipa baja berongga, yang memiliki area yang terpapar minimum untuk menahan korosi.

Detail dan desain sambungan ini didasarkan pada pengalaman yang dikembangkan untuk struktur lepas pantai tubular yang dibangun di Laut Utara. Rusuk trapesium tertutup digunakan, karena jembatan sepenuhnya terpapar semprotan air asin yang korosif. Selain itu, sangat penting untuk meminimalkan berat total jembatan untuk mengurangi ukuran ponton beton. Untuk menghindari pengecatan di air laut di masa mendatang, beton dipilih daripada ponton ortotropik serupa dengan Gambar 14.12a. Jembatan ini merupakan solusi mutakhir

yang memanfaatkan teknologi platform minyak lepas pantai yang dikombinasikan dengan teknologi desain jembatan terapung.



Cross section.

Gambar 14.13 Jembatan kabel pancang Papineau–Leblanc.

Jembatan Kabel Gantung

Pada jembatan kabel gantung, struktur atas dapat ditopang oleh satu atau dua bidang atau garis kabel. Tegangan tekan tambahan terjadi pada struktur atas jembatan kabel gantung di mana dek ortotropik merupakan komponen tekan karena kabel merupakan komponen tarik. Jembatan Papineau–Lebblanc, yang selesai dibangun pada tahun 1969, menghubungkan kota Montreal dengan Kepulauan Laval, Kanada, adalah balok kotak dek penyangga yang ditopang oleh satu garis kabel gantung di garis tengah struktur atas seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.13. Jembatan ini memiliki bentang 90, 241, dan 90 m dengan lebar struktur atas 27,44 m.

Pelat diafragma tambahan ditempatkan di lokasi penyangga kabel untuk mentransfer beban dari dek ke kabel gantung seperti yang ditunjukkan di sisi kanan penampang melintang Gambar 14.13. Rusuk berbentuk U tertutup digunakan dengan pelat dek atas setebal $\frac{7}{16}$ inci dan rusuk terbuka untuk pelat flensa bawah. Kedua pilar jembatan berbentuk kerucut. Permukaan pilar memiliki kemiringan 23° untuk membengkokkan es sungai, sehingga memecah es menjadi beberapa bagian.

Jembatan Bratislava, yang selesai dibangun pada tahun 1972 dengan bentang utama 303 m, melintasi Sungai Danube, sungai transportasi utama untuk tongkang, di Cekoslowakia. Struktur atas ortotropik adalah balok kotak seluler dek ganda yang ditopang oleh satu jalur kabel penahan di garis tengah struktur atas. Jembatan ini memiliki bentang jangkar 75 m, dan lebar struktur atas 21 m. Fitur yang menjadikan jembatan ini bentang khas yang unik adalah kedai kopi melingkar di atas menara rangka A setinggi 85 m.

Wisatawan dapat menaiki lift di salah satu kaki menara untuk mencapai jendela pengamatan. Tangga darurat terletak di kaki menara baja lainnya. Fitur bagus lainnya adalah jalan setapak pejalan kaki yang terlindungi di setiap sisi dek ortotropik bawah. Fitur ini memberikan perlindungan terhadap angin dan hujan. Bagian dalam penampang melintang berisi utilitas yang melintasi Sungai Danube. Kedai kopi ini berbentuk "piringan", mungkin

terinspirasi oleh Space Needle Seattle. Kerangka bangunannya terdiri dari rangka busur baja untuk atap dan lantai.

Jembatan Luling atau Luling–Destrehan atau Hale Boggs di dekat New Orleans adalah jembatan baja tahan cuaca yang membentang di atas Sungai Mississippi dan selesai dibangun pada tahun 1983. Struktur atasnya memiliki dua balok kotak trapesium. Balok lantai dan dek memiliki empat titik sambungan baut searah memanjang dan ditopang oleh dua bidang kabel penahan. Rusuk trapesium digunakan untuk sistem dek. Bentang utama adalah 383 m dan memiliki bentuk aerodinamis untuk menahan badai. Jembatan ini menggunakan rusuk setebal $^5/_{16}$ inci, sedalam 9 inci, dan 25,64 plf seperti yang ditunjukkan pada Tabel 14.3.

Penghalang tengah dan penghalang luar adalah pelat baja las yang dibaut ke dek dengan baut las. Jembatan ini dibuat di Jepang dan dikirim ke Amerika Serikat. Jembatan kabel pancang bentang bebas terpanjang di dunia adalah jembatan dek ortotropik baja di Jepang, dan yang terpanjang kedua adalah Jembatan Normandie di Prancis. Kedua jembatan tersebut memiliki dua bidang kabel pancang.

Gambar 14.14 menunjukkan setengah dari opsi struktur atas ortotropik B yang diusulkan untuk jembatan pengganti kabel pancang untuk bentang timur Jembatan Teluk San Francisco–Oakland. Serangkaian solusi dengan menara tunggal dan ganda telah mencapai pengembangan desain 30%. Konsep yang diilustrasikan memiliki struktur atas yang terbagi atau terpisah yang dihubungkan oleh rangka penguat baja yang akan dibangun dari tabung baja. Setiap setengahnya direncanakan untuk menampung lima lajur lalu lintas dan ditopang oleh satu menara. Struktur atas yang terpisah memungkinkan angin mengalir di sekitar setiap sisi, serta melalui bagian tengah, sehingga mengurangi gaya angin.

Jembatan Gantung

Struktur atas jembatan gantung dapat ditopang oleh satu atau dua bidang kabel. Gambar 14.15 menunjukkan opsi struktur atas aerodinamis ortotropik untuk jembatan pengganti bentang timur Jembatan Teluk San Francisco–Oakland. Serangkaian solusi dengan menara tunggal dan ganda telah mencapai pengembangan desain 30%.

Konsep yang diilustrasikan memiliki struktur atas yang terpisah, dan setiap jembatan direncanakan untuk menampung lima lajur lalu lintas dalam satu arah. Setiap bagian sebenarnya adalah jembatan independen, dan solusi struktur atas ini didasarkan pada Jembatan Severn Inggris yang selesai dibangun pada tahun 1966. Perhatikan bagaimana setiap rusuk memiliki lubang potongan yang berbeda untuk menghilangkan retakan kelelahan tergantung pada bentuk rusuk. Desain bentang pengganti timur Jembatan Teluk San Francisco–Oakland saat ini sedang berkembang, dan rencana akhir yang disetujui belum selesai.

Jembatan Konohana di Jepang memiliki bentang utama 300 m dengan bentang samping 120 m. Ini adalah jembatan gantung monokabel yang dapat menambatkan diri sendiri. Struktur atasnya hanya ditopang di garis tengah jembatan (Gambar 14.16a). Bentang utama ini ditopang oleh kabel penggantung yang terpasang pada pelat penghubung penggantung. Gambaran isometrik pelat penguat utama dan diafragma struktur atas ditunjukkan pada Gambar 14.16a. Perhatikan konsentrasi pelat yang dibutuhkan untuk

mendistribusikan gaya kabel ke seluruh struktur atas. Sisi kantilever struktur atas mewajibkan struktur atas balok kotak aerodinamis. Rusuk Jepang 242 mm × 324 mm × 8 mm digunakan (Tabel 14.3).

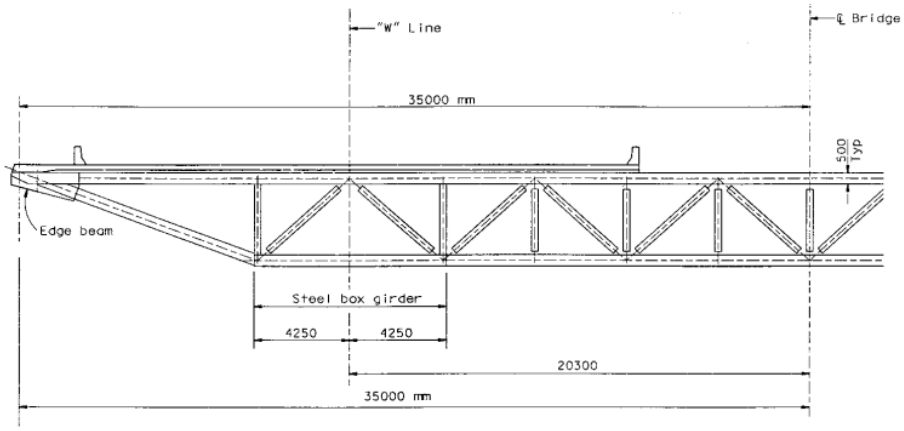
Gambar 14.16b menunjukkan jembatan gantung dengan dua bidang kabel dan bentang utama 762 m yang saat ini sedang dalam tahap desain akhir untuk Jembatan Selat Carquinez Ketiga antara San Francisco dan Sacramento, California. Ini adalah struktur atas aerodinamis dengan rusuk trapesium untuk dek dan bagian bawah. Desain jembatan ini sangat dipengaruhi oleh jembatan-jembatan sukses yang dibangun di Eropa dan Jepang.

Gambar 14.17 menunjukkan gambar jembatan gantung konsep terpanjang di dunia, yang diusulkan untuk membentang Selat Messina. Bentang bebas antara Sisilia dan Italia ini telah menjadi tantangan historis bagi para insinyur. Konsep ini telah mendapatkan persetujuan teknis untuk desain akhir dari berbagai otoritas Italia dan persetujuan politik sedang dalam proses. Para insinyur Eropa telah melakukan studi terowongan angin untuk mengembangkan rencana dan spesifikasi kontrak. Struktur atas ditopang oleh dua pasang kabel dan bentang utama sepanjang 3000 m terdiri dari bagian tengah sistem rangka baja las yang lebarnya 52 m. Konsep struktur atas yang terpisah memungkinkan angin mengalir melalui struktur atas.

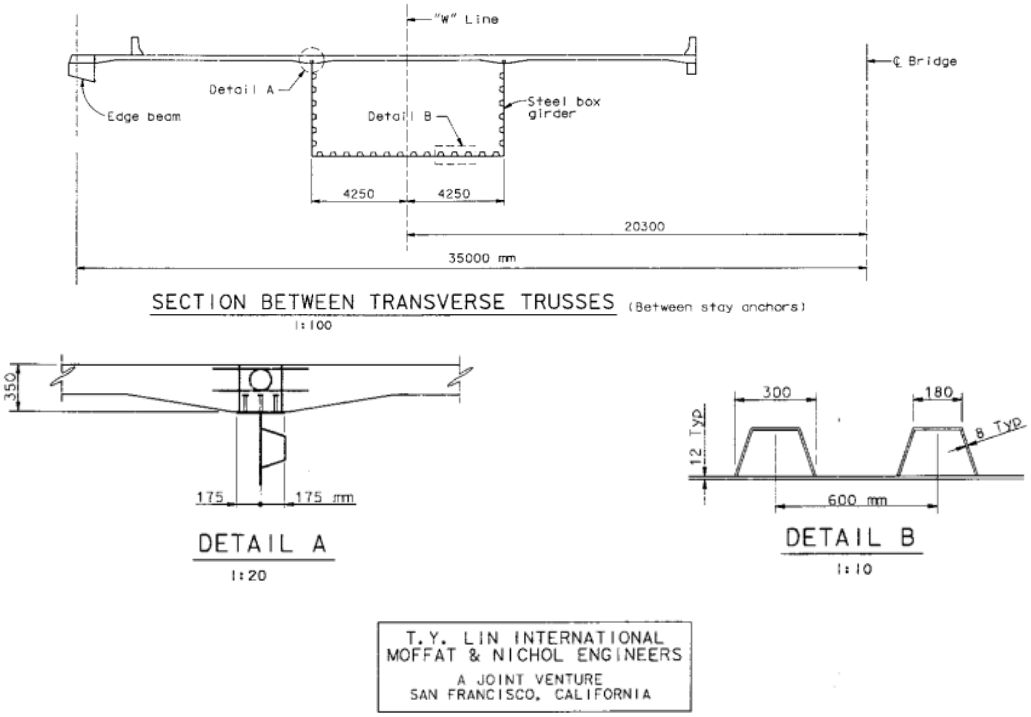
Jembatan Messina dan opsi B untuk jembatan pengganti kabel-stayed untuk bentang timur Jembatan San Francisco–Oakland Bay memiliki prinsip yang serupa. Ruang terbuka, meskipun sangat meningkatkan stabilitas aeraelastis (misalnya stabilitas flutter), mengurangi beban angin dan memiliki kisi-kisi atau jeruji yang memungkinkan jalur untuk pemberhentian darurat dan lalu lintas kendaraan pemeliharaan.

Tiga balok kotak berbentuk sayap independen memanjang dihubungkan secara melintang dengan balok silang berbentuk kotak baja las yang sangat besar. Dek ortotropik diperkuat oleh rusuk trapesium untuk dek atas dan rusuk terbuka untuk bagian bawah. Semua penghalang memiliki bentuk aerodinamis dan kisi-kisi untuk mengurangi gaya angin.

Jembatan gantung baru dengan struktur atas dua tingkat yang memiliki dek ortotropik atas untuk kendaraan dan dek ortotropik bawah untuk kereta komuter sedang digunakan di Asia. Contohnya adalah Jembatan Tsing Ma di Hong Kong, Tiongkok, dan jembatan gantung Yong Jong Grand yang dapat menambatkan diri sendiri di Seoul, Korea.



SECTION AT SECONDARY TRUSS (Between stay anchors)
1:100

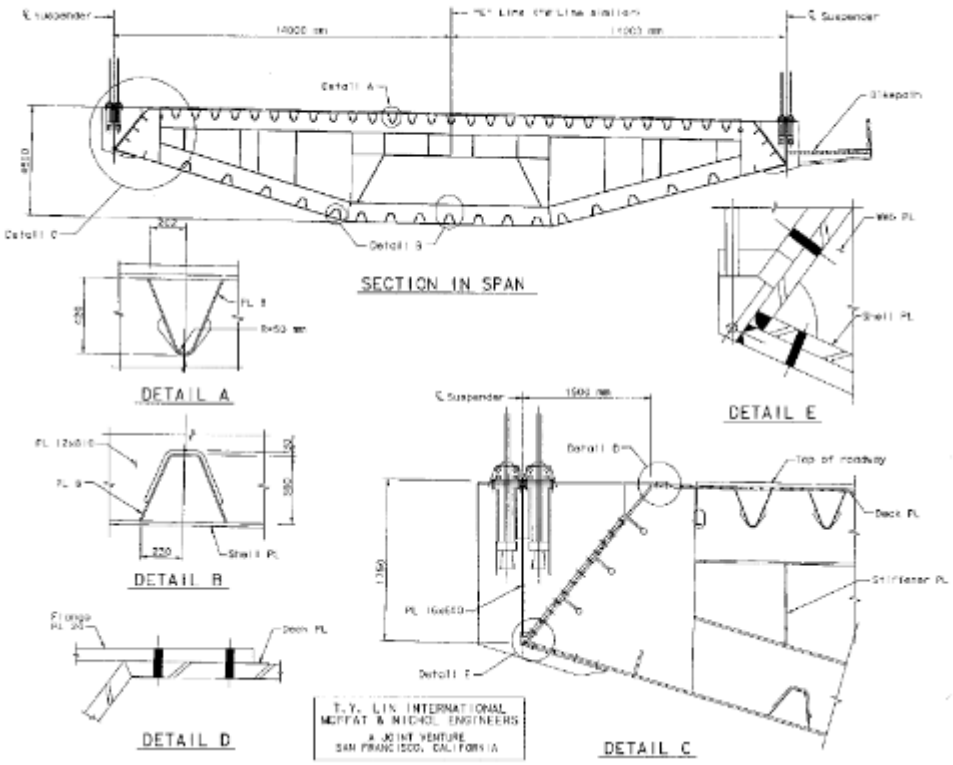


Gambar 14.14 Bentang Jembatan Utama Timur Jembatan Teluk San Francisco–Oakland — opsi jembatan kabel pancang yang diusulkan.

Beberapa jembatan gantung yang lebih tua telah diretrofit dengan pemasangan panel ortotropik kecil untuk mengakomodasi beban lalu lintas yang lebih tinggi dan untuk memperpanjang umur pakai atau umur kelelahan jembatan. Saat ini, terdapat lebih banyak jembatan gantung Amerika Utara yang telah diretrofit daripada jembatan baru dengan dek ortotropik. Panel dek kecil telah diangkut dengan truk ke berbagai jembatan untuk mengganti bagian dek beton bertulang yang telah dilepas (lihat Tabel 14.6 dan Gambar 14.3).

Jembatan Golden Gate pada dasarnya menggunakan rusuk setebal 3⁄8 inci, sedalam 11 inci, dan 35,94 plf yang sama seperti yang ditunjukkan pada Tabel 14.3. Jembatan Wakato di Kitakusyu, Jepang, telah direnovasi, trotoar pejalan kaki yang sangat lebar dengan hanya dua lajur lalu lintas dihilangkan, dan jembatan tersebut diubah menjadi empat lajur lalu lintas kendaraan tanpa akses pejalan kaki.

Jembatan Gantung Williamsburg yang bersejarah, dibangun pada tahun 1903, adalah proyek renovasi terbaru dan, pada dasarnya, menggunakan bentuk rusuk ini lagi. Pengujian ekstensif pada maket ukuran penuh dari konsep perancang dilakukan untuk memverifikasi daya tahan atau umur kelelahannya. Pelat internal tambahan atau diafragma miniatur atau sekat rusuk sejajar dengan web balok lantai. Opsi detail pengelasan dan lubang potongan atau lekukan diuji dan menunjukkan bahwa sistem yang dipilih seharusnya memiliki umur kelelahan yang panjang.

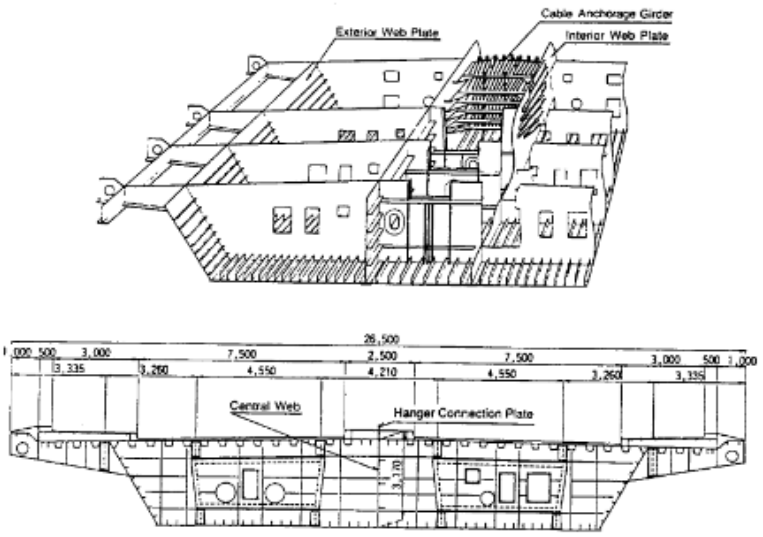


Gambar 14.15 Bentang Jembatan San Francisco–Oakland Bay Timur — pilihan jembatan gantung yang dipilih.

14.4 PERTIMBANGAN DESAIN JEMBTAN DEK ORTOTROPIK

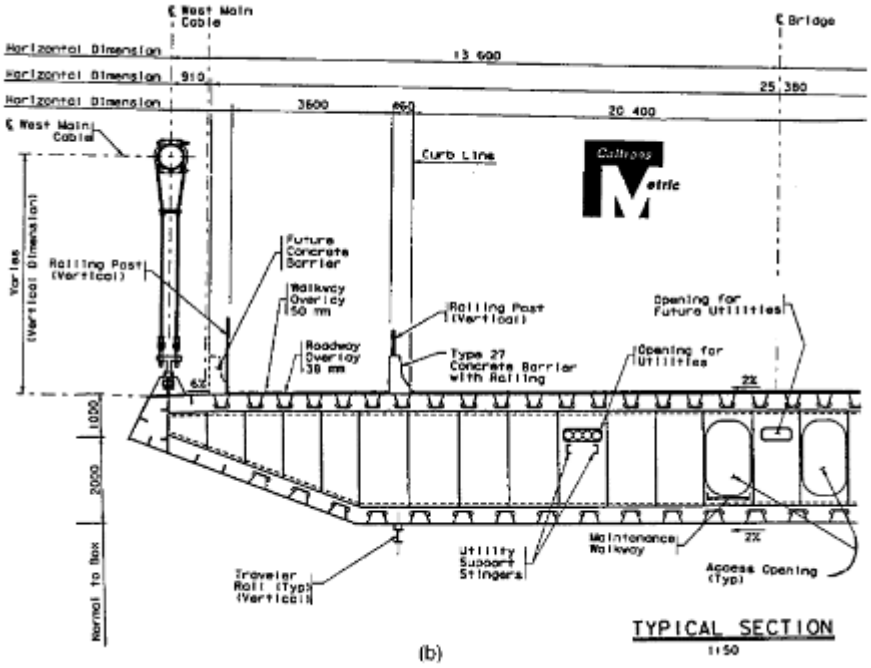
Umum

Berbeda dengan jembatan yang dirancang secara konvensional, di mana elemen struktural individual (stringer, balok lantai, dan balok utama) diasumsikan berfungsi secara terpisah, jembatan dek baja ortotropik adalah sistem struktural kompleks di mana anggota komponen saling terkait erat.



Stiffening girder

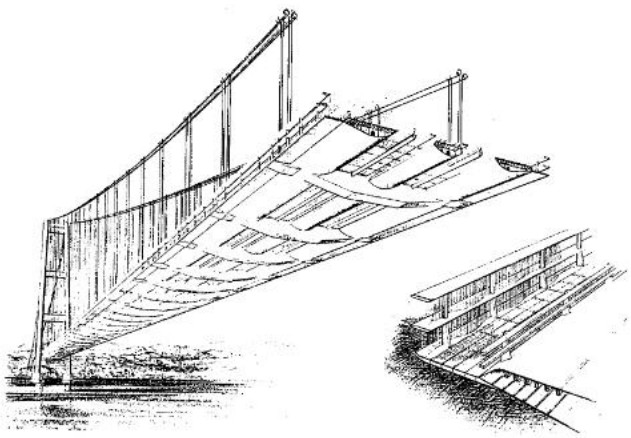
(a)



Gambar 14.16 Jembatan gantung (a) Struktur atas Jembatan Konohana.

Tegangan pada pelat dek merupakan kombinasi dari efek berbagai fungsi yang dilakukan oleh dek. Untuk analisis struktural di bawah beban mati dan beban hidup, demi kemudahan desain, perlu untuk memperlakukan anggota struktural berikut secara terpisah.

Dalam sistem dek ortotropik tipikal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.18, Anggota I didefinisikan sebagai dek, pelat datar yang ditopang oleh rusuk yang dilas seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.1 dan Tabel 14.1. Pelat dek bertindak secara lokal sebagai anggota kontinu yang secara langsung menopang beban roda terpusat yang ditempatkan di antara rusuk dan mentransmisikan reaksi ke rusuk.

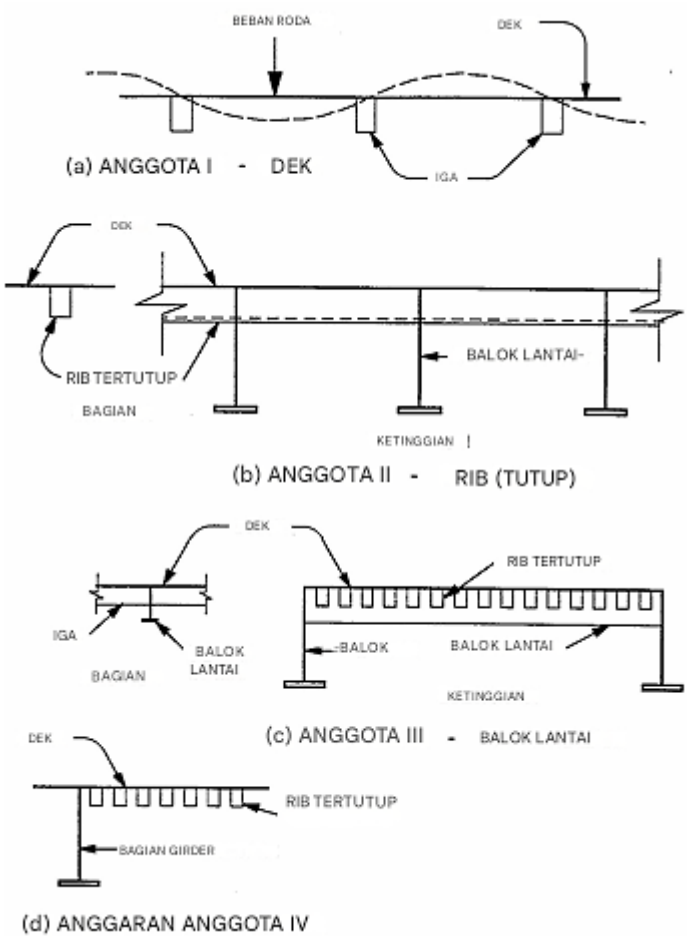


Gambar 14.17 Jembatan bentang tunggal terbesar di dunia. Susunan dek Jembatan Messina dapat dilihat dengan jelas dari gambar ini; kisi-kisi akan membantu aerodinamika.

Elemen II didefinisikan sebagai rusuk yang membentang dari balok lantai ke balok lantai (biasanya elemen kontinu dengan setidaknya dua bentang) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.18. Pelat dek baja yang diperkuat (berfungsi sebagai lantai jembatan di antara balok lantai) terdiri dari rusuk ditambah pelat dek yang merupakan flensa atas umum.

Elemen III adalah balok lantai yang membentang di antara balok utama. Elemen IV didefinisikan sebagai balok yang membentang dari kolom (atau kabel) ke kolom (atau kabel) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.18 dan biasanya merupakan elemen kontinu dengan setidaknya dua bentang agar layak secara ekonomi. Dek juga bertindak sebagai bagian dari elemen ini. Dalam perhitungan tegangan, luas penampang efektif dek ditambah penyertaan semua rusuk memanjang dianggap sebagai flensa. Pelat dek ortotropik menerima tegangan di bawah berbagai kombinasi pembebanan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.19.

Hal ini karena pelat dek merupakan flensa atas dari Anggota II, Anggota III, dan Anggota IV. Pelat dek baja ortotropik harus dianggap sebagai bagian integral dari struktur atas jembatan. Pelat dek bertindak sebagai flensa umum dari rusuk, balok lantai, dan komponen memanjang utama jembatan. Setiap pengaturan struktural di mana pelat dek dibuat untuk bertindak secara independen dari komponen utama tidak diinginkan.



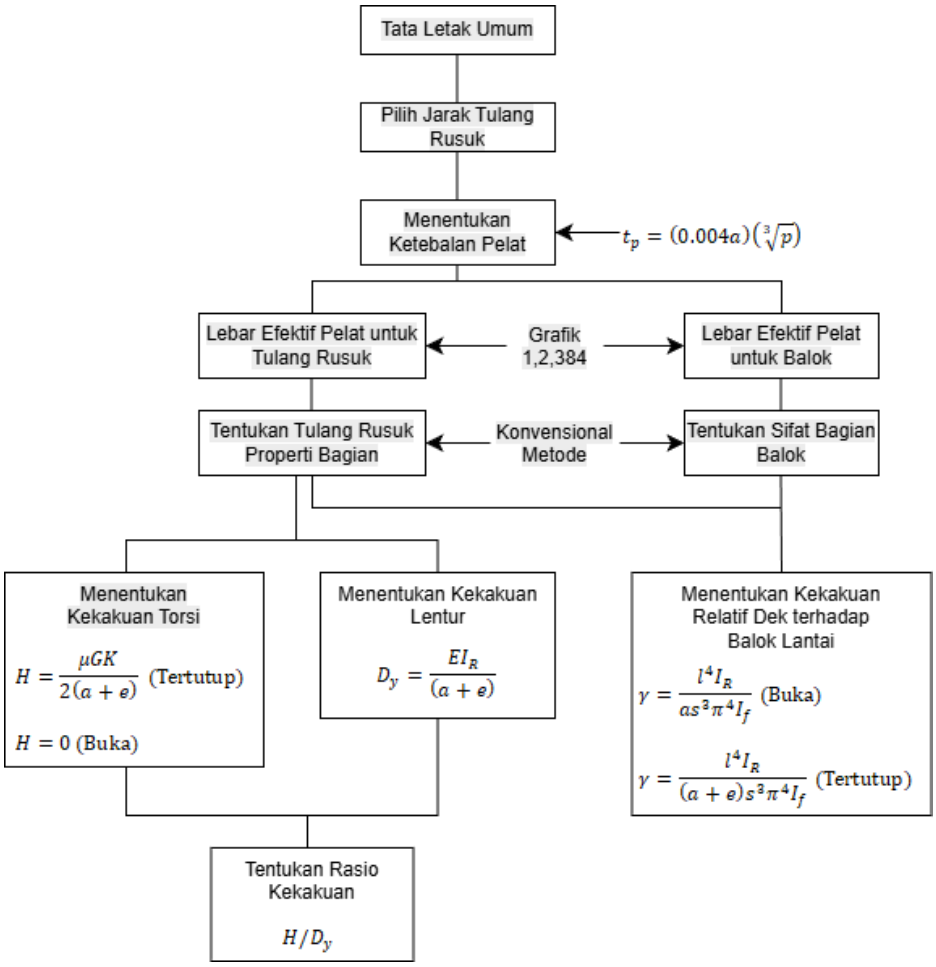
Gambar 14.18 Empat elemen yang akan dianalisis pada dek ortotropik. (a) Elemen I — dek; (b) Elemen II — rusuk (tertutup); Elemen III — balok lantai; (d) Elemen IV — gelagar.

Saat melakukan perbaikan dek jembatan, jika dek ortotropik ditopang oleh balok lantai yang ada, sambungan antara dek dan balok lantai harus dirancang untuk aksi komposit penuh, bahkan jika efek aksi komposit diabaikan dalam desain balok lantai. Jika memungkinkan, sambungan yang sesuai untuk mengembangkan aksi komposit antara dek dan komponen longitudinal utama harus disediakan.

Efek akibat tegangan dan kompresi global harus dipertimbangkan dan dikombinasikan dengan efek lokal. Ketika dek mengalami tegangan global, resistensi terfaktor dek yang mengalami tegangan global, Pu, akibat beban terfaktor dengan geser global simultan yang dikombinasikan dengan lentur lokal harus memenuhi:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{lr}}{M_{rr}} \leq 1.33 \tag{14.1}$$

$$P_u = A_{d,eff}\sqrt{f_g^2 + 3f_{vg}^2} \tag{14.2}$$



Gambar 14.19 Bagan alir penentuan sifat penampang yang dibutuhkan (rumus metrik).

di mana

f_g = tegangan global aksial pada dek (MPa)

f_{vg} = geser global simultan pada dek (MPa)
$A_{d,eff}$ = luas penampang efektif dek, termasuk rusuk memanjang (mm2)
P_r = resistensi tarik nominal dek dengan mempertimbangkan lebar dek efektif (N)
M_{lr} = momen lentur lokal rusuk memanjang akibat beban terfaktor (N-mm)
M_{rr} = resistensi lentur rusuk memanjang, diatur oleh peleburan pada serat ekstrem (N-mm)

Pengaruh geser simultan biasanya tidak signifikan pada dek ortotropik jembatan girder atau rangka, tetapi mungkin penting pada dek yang digunakan sebagai pengikat tarik pada lengkungan atau dalam kompresi untuk jembatan kabel-stay.

Ketika dek berada di bawah tekanan global, rusuk memanjang, termasuk lebar efektif pelat dek, harus dirancang sebagai kolom individual yang diasumsikan ditopang sederhana pada balok melintang. Rumus tekuk untuk dek baja dapat ditemukan dalam Manual Desain AISC untuk Jembatan Dek Pelat Baja Ortropik.

Diafragma atau rangka silang harus disediakan di setiap tumpuan dan harus memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup untuk mentransmisikan gaya lateral ke bantalan dan untuk menahan rotasi, perpindahan, dan distorsi melintang. Diafragma atau rangka silang perantara harus disediakan di lokasi yang konsisten dengan analisis balok dan harus memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup untuk menahan distorsi melintang.

Desain Dek

Fungsi utama dek baja (Anggota I) adalah untuk menopang langsung beban lalu lintas dan untuk mentransmisikan reaksi ke rusuk memanjang. Karakteristik penting dari dek baja adalah kapasitasnya untuk menahan beban terpusat. Ketika beban mendekati beban maksimum, pelat dek praktis bertindak sebagai membran dan dapat menahan beban sekitar 15 hingga 20 kali beban maksimum yang dihitung sesuai dengan teori lentur biasa. Dengan demikian, pelat dek jembatan memiliki kapasitas beban berlebih lokal yang cukup besar.

Ketebalan minimum pelat dek dapat ditentukan oleh defleksi yang diizinkan dari pelat dek di bawah beban roda, yang tidak boleh melebihi 1/300 dari jarak antar penyangga dek. Berdasarkan kriteria ini, ketebalan pelat, t_p, dapat ditentukan dengan rumus Kloeppel:

$$t_p \geq (0.004\ \alpha)\left(\sqrt[3]{p}\right) \tag{14.3}$$

di mana:
α = jarak antar rusuk terbuka, atau jarak maksimum dinding rusuk tertutup, dalam mm
p = tekanan satuan beban roda, di bawah beban roda tandem desain AASHTO LRFD 55 kN, termasuk tunjangan beban dinamis 33%, dalam kPa. Untuk permukaan aus 50 mm, p adalah 449 kPa.

Distribusi beban roda diasumsikan dalam jejak 45° dari bagian atas permukaan aus ke bagian atas pelat dek. Spesifikasi AASHTO, edisi ke-16 mencantumkan beban roda dan area kontak:

Beban Roda (kN)	Lebar Tegak Lurus terhadap Lalu Lintas (mm)	Panjang Arah Lalu Lintas (mm)
36	508 + 2t	203 + 2t
54	508 + 2t	203 + 2t
72	610 + 2t	203 + 2t

t = ketebalan permukaan aus dalam mm.

Menggunakan AASHTO-LRFD, beban roda dan area kontak dapat ditabelkan:

Beban Roda (kN)	Lebar Tegak Lurus terhadap Lalu Lintas (mm)	Panjang Arah Lalu Lintas (mm)
17.5 (truk)	510 + 2t	53 + 2t
55 (tandem)	510 + 2t	167 + 2t
72.5 (truk)	510 + 2t	220 + 2t

t = ketebalan permukaan lapisan aus dalam mm.

AASHTO-LRFD saat ini mensyaratkan bahwa ketebalan pelat dek minimum, t_p, tidak boleh kurang dari 14 mm atau 4% dari jarak rusuk terbesar. Pengalaman dari daya tahan jembatan yang dibangun sebelumnya menunjukkan bahwa persyaratan ini disarankan untuk kemudahan konstruksi dan umur jembatan jangka panjang.

Untuk jarak rusuk 300 mm, pelat 14 mm diperlukan sesuai AASHTO-LRFD, sedangkan pelat 9 mm dapat diperoleh menggunakan Persamaan 14.3. Untuk jarak rusuk 380 mm, pelat 15 mm diperlukan sesuai AASHTO-LRFD, sedangkan pelat 12 mm dapat diperoleh menggunakan Persamaan 14.3.

Desain Rusuk

Tabel 14.2 memberikan lebar efektif pelat dek yang bekerja dengan rusuk. Karena sebagian besar rusuk yang digunakan dalam praktik saat ini adalah tipe tertutup, bagian ini hanya akan membahas rusuk tertutup. Rusuk membentang di antara dan menerus pada balok lantai (Gambar 14.18). Jarak antar rusuk bergantung pada ketebalan pelat dek dan biasanya untuk rusuk tertutup ($a + e$) bervariasi antara 610 dan 760 mm. Bentang rusuk sekitar 4500 mm telah umum dalam praktik Amerika Utara. Namun, bentang hingga 8500 mm, yang dibutuhkan oleh jarak balok lantai yang ada, telah digunakan dalam perbaikan dek jembatan. Bentang rusuk yang panjang dimungkinkan dan mungkin ekonomis.

Ketebalan minimum rusuk tertutup tidak boleh kurang dari 4,75 mm per AASHTO-LRFD. Uji kelelahan menyimpulkan bahwa tegangan lentur di luar bidang lokal pada web rusuk di persimpangan dengan pelat dek harus diminimalkan. Perlu untuk membatasi tegangan pada web rusuk yang disebabkan oleh rotasi persimpangan rusuk-pelat dek dengan membuat web rusuk relatif lebih ramping dibandingkan dengan pelat dek. Untuk mencapai hal ini, AASHTO-LRFD menetapkan bahwa dimensi penampang dek baja ortotropik harus memenuhi:

$$\frac{t_r a^3}{t_{d,eff}^3 h'} \leq 400 \qquad (14.4)$$

di mana

t_f = ketebalan web rusuk (mm)

$t_{d,eff}$ = ketebalan efektif pelat dek, dengan mempertimbangkan efek penguatan permukaan aus (mm)

a = jarak terbesar antara web rusuk (mm)

h' = panjang bagian miring web rusuk (mm)

Untuk mencegah tekuk keseluruhan dek di bawah tekanan yang disebabkan oleh lenturan balok, kelangsingan, L/r, dari rusuk memanjang tidak boleh melebihi nilai yang diberikan oleh persamaan berikut dalam Spesifikasi Standar AASHTO:

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{max} = 83\sqrt{\frac{1500}{F_y} - \frac{2700F}{F_y^2}} \tag{14.5}$$

di mana

L = jarak antara balok lantai melintang

r = jari-jari girasi terhadap sumbu sentroidal horizontal rusuk termasuk lebar efektif pelat dek

F = tegangan tekan maksimum dalam MPa pada pelat dek sebagai akibat dari dek yang bertindak sebagai flensa atas balok; tegangan ini harus dianggap positif

F_y = kekuatan luluh material rusuk dalam MPa

Analisis ortotropik memberikan distribusi beban pada rusuk dan tegangan pada elemen struktur. Meskipun banyak asumsi penyederhanaan, teori pelat ortotropik yang tersedia dan cukup sesuai dengan hasil pengujian dan perilaku struktur yang ada memerlukan perhitungan yang panjang dan membosankan. Pemodelan dan analisis komputer dapat digunakan untuk mempercepat desain. Manual AISC digunakan ketika hanya komputer mainframe yang mahal yang tersedia.

Diagram alir untuk proses ini ditunjukkan pada Gambar 14.19. Tabel 14.3 hingga 14.5 kemudian dibuat untuk membantu mereka yang tidak memiliki komputer. Saat ini, para insinyur dapat menulis perangkat lunak mereka sendiri atau membuat spreadsheet yang sesuai menggunakan komputer pribadi untuk mempercepat perhitungan iteratif. Tabel yang dipublikasikan menyediakan basis data yang berguna untuk memeriksa "bug" dalam perangkat lunak. Metode berikut, yang dikenal sebagai metode Pelikan–Esslinger, telah digunakan dalam desain jembatan pelat ortotropik. Dalam metode ini, dek rusuk tertutup dianalisis dalam dua tahap.

Pertama, dek dengan rusuk tertutup diasumsikan berada di atas penyangga kaku. Hanya kekakuan lentur longitudinal dan kekakuan torsi rusuk yang dipertimbangkan. Kekakuan lentur transversal dapat diabaikan. Perkiraan yang baik untuk defleksi w dapat disajikan dalam bentuk persamaan diferensial Huber:

$$D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2\, \partial y^2} = p(x, y) \tag{14.6}$$

di mana

D_y = kekakuan lentur pelat ortotropik pengganti dalam arah rusuk

H = kekakuan torsi ekivalen pelat ortotropik pengganti

$p(x, y)$ = beban yang dinyatakan sebagai fungsi koordinat x dan y

Dalam perhitungan D_y dan H, kontribusi pelat terhadap parameter ini harus disertakan. Kekakuan lentur dalam arah memanjang biasanya dihitung sebagai kekakuan satu rusuk dengan lebar dek efektif dibagi dengan jarak antar rusuk:

$$D_y = \frac{EI_y}{a + e} \tag{14.7}$$

di mana I_r = momen inersia, termasuk rusuk dan lebar pelat efektif.

Karena fleksibilitas pelat ortotropik dalam arah melintang, penampang penuh tidak sepenuhnya efektif dalam menahan torsi. Oleh karena itu, rumus untuk menghitung H mencakup faktor reduksi u.

$$H = \frac{\mu GK}{2(a + e)} \tag{14.8}$$

di mana

G = modulus elastisitas geser baja

K = faktor torsi, fungsi dari penampang

Secara umum, untuk rusuk tertutup berongga, faktor torsi dapat diperoleh dari

$$K = \frac{4A_v^2}{\frac{p_e}{t_r} + \frac{a}{t_p}} \tag{14.9}$$

di mana

A_r = rata-rata luas yang dibatasi oleh batas dalam dan luar rusuk

p_r = keliling rusuk, tidak termasuk flensa atas

t_r = ketebalan rusuk

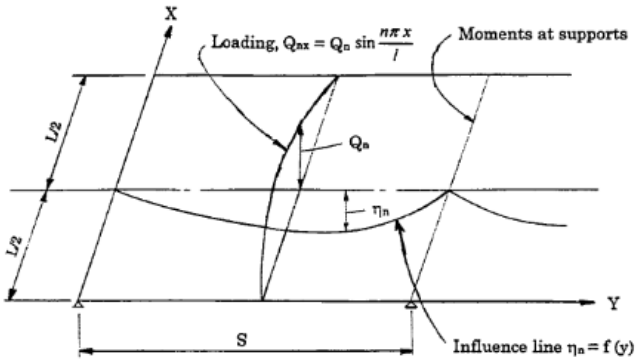
t_p = ketebalan pelat

Faktor reduksi u untuk rusuk trapesium dapat didekati dengan tepat oleh

$$\frac{1}{u} = 1 + \frac{GK}{EI_\rho} \frac{a^3}{12(a + e)^2} \left(\frac{\pi}{S_e}\right)^2 \left[\left(\frac{e}{a}\right)^3 + \left(\frac{e - b}{a + b} + \frac{b}{a}\right)^2\right] \tag{14.10}$$

di mana

I_ρ = momen inersia = $Et_p^3/12(1-u^2)$
S_2 = rentang rusuk efektif untuk torsi = 0,81s
s = rentang rusuk



Gambar 14.20 Perhitungan momen lentur pada pelat ortotropik.

Nilai D_y dan H digabungkan dalam koefisien kekakuan relatif H/D_y, yang merupakan parameter yang mencirikan kapasitas distribusi beban dek dalam arah tegak lurus terhadap rusuk. Untuk ukuran rusuk, jarak, dan ketebalan pelat dek tertentu, H tidak tetap konstan tetapi meningkat seiring dengan bentang rusuk. Oleh karena itu, parameter H/D_y juga merupakan fungsi bentang, dan distribusi beban transversal struktur dek meningkat seiring dengan peningkatan bentang rusuk.
Solusi umum dari Persamaan (14.4) hanya dapat diberikan sebagai deret tak hingga:

$$w_n = (C_{1n} \sinh a_n\, y + C_{2n} \cosh a_n\, y + C_{3n} a_n y + C_{4n}) \sin \frac{n\pi x}{l} \qquad (14.11)$$

di mana
n = bilangan bulat mulai dari 1 hingga ∞ (bilangan ganjil untuk beban simetris)
l = bentang balok lantai
C_{in} = konstanta integrasi, ditentukan oleh kondisi batas

$$a_n = \frac{n\pi}{l}\sqrt{\frac{2H}{D_y}} \qquad (14.12)$$

Parameter pelat H/D_y dapat diperoleh dari Tabel 14.4 atau dihitung.

Momen lentur pada pelat ortotropik pengganti akibat pembebanan yang diberikan dapat dihitung dengan rumus yang diturunkan dari solusi di atas. Karena solusi hanya dapat diberikan sebagai deret tak hingga, nilai-nilai ordinat pengaruh, momen lentur, dll. harus dinyatakan sebagai jumlah nilai komponen untuk setiap suku n dari deret beban komponen Q_{nx}. Nilai yang dibutuhkan untuk desain rusuk adalah momen lentur pada pelat ortotropik di

atas balok lantai dan di tengah bentang rusuk. Momen-momen ini diperoleh dengan mengalikan nilai beban komponen Qnx dengan komponen ordinat pengaruh yang sesuai η_n:

$$M = \sum Q_{nx}\,\eta_n \tag{14.13}$$

Hal ini ditunjukkan pada Gambar 14.20. Rumus dan grafik desain untuk Q_{nx} dan η_n untuk berbagai kasus pembebanan AASHTO diberikan dalam Ref.

Momen lentur M_y dalam arah rusuk diperoleh dalam sistem pelat ortotropik pengganti dengan lebar satuan dek. Biasanya hanya ordinat momen maksimum M_{ymax} di tengah rusuk yang dibebani yang dihitung dan momen yang bekerja pada satu rusuk kemudian diperoleh, secara konservatif, sebagai

$$M_R = M_{ymax}(a + e) \tag{14.14}$$

Pada tahap kedua desain, efek fleksibilitas balok lantai dipertimbangkan. Efek ini akan mengakibatkan peningkatan momen lentur di bentang tengah dan pengurangan momen lentur pada balok lantai. Besarnya efek ditentukan berdasarkan kekakuan relatif antara rusuk dan balok lantai. Lebar efektif pelat yang digunakan untuk perhitungan tahap pertama umumnya dapat digunakan untuk tahap kedua dengan kesalahan kecil. Modifikasi momen lentur dan geser pada rusuk akibat fleksibilitas balok lantai dapat dihitung dalam rumus dan grafik desain pada Ref.

Desain Balok Lantai dan Gelagar

Momen lentur dan geser beban mati pada balok lantai (Anggota III) dihitung berdasarkan beratnya sendiri dan berat area pengaruh dek. Momen lentur dan geser beban hidup pada balok lantai dihitung dalam dua tahap. Pada tahap pertama, balok lantai diasumsikan bertindak sebagai penopang kaku untuk rusuk kontinu. Momen lentur dan geser ditentukan menggunakan metode konvensional.

Pada tahap kedua, efek fleksibilitas balok lantai dihitung, yang cenderung mendistribusikan beban pada balok lantai yang dibebani langsung ke balok lantai yang berdekatan. Besarnya efek ini merupakan fungsi dari kekakuan relatif antara rusuk dan balok lantai. Fleksibilitas balok lantai akan mengurangi momen lentur dan geser yang dihitung pada tahap pertama. Koreksi momen lentur dan geser pada balok lantai dapat dihitung dengan rumus dan grafik pada Ref.

Desain balok lantai menurut AASHTO-LRFD untuk lentur transversal adalah

$$\frac{M_{fb}}{M_{rb}} + \frac{M_{ft}}{M_{rt}} \leq 1.0 \tag{14.15}$$

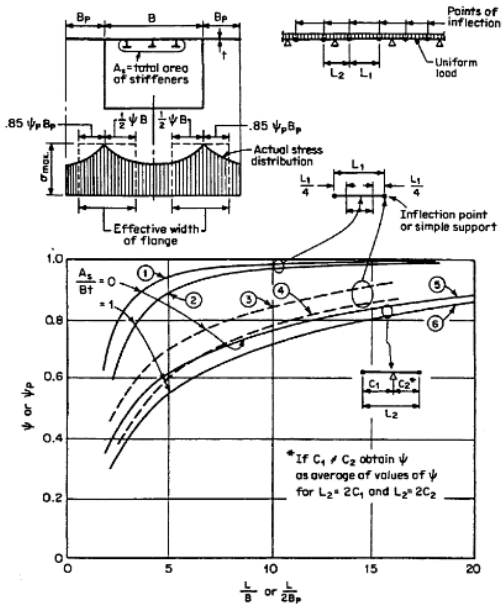
di mana

M_{fb} = momen terapan akibat beban terfaktor pada balok melintang (N-mm)

M_{rb} = momen tahanan terfaktor balok melintang (N-mm)

M_{ft} = momen melintang terapan pada pelat dek akibat beban terfaktor sebagai hasil dari pelat yang menahan beban roda ke rusuk memanjang yang berdekatan (N-mm)

M_{rt} = momen tahanan terfaktor pelat dek dalam menahan beban roda ke rusuk yang berdekatan (N-mm)



Gambar 14.21 Lebar dek efektif AASHTO.

Untuk konfigurasi dek dengan jarak antar balok melintang lebih besar dari setidaknya tiga kali jarak antar web rusuk memanjang, suku kedua dalam Persamaan (14.15) dapat diabaikan. Perlu dicatat bahwa momen terapan M_{fb} harus diperoleh dan didasarkan pada konfigurasi struktur atas.

Metode analisis dan desain balok (Anggota IV) dijelaskan dalam bab lain dari buku ini. Lebar efektif dek ortotropik yang bertindak sebagai flensa atas balok atau balok lantai merupakan fungsi dari rasio panjang bentang terhadap jarak balok atau balok lantai, luas penampang penguat penahan tegangan, dan jenis serta posisi pembebanan. Nilai lebar efektif untuk kasus pembebanan seragam berdasarkan studi oleh Moffatt dan Dowling diberikan pada Gambar 14.21. Gambar ini awalnya dikembangkan untuk menentukan lebar efektif dek yang dianggap aktif dengan setiap web balok kotak, tetapi juga berlaku untuk jenis balok lainnya. Efek kumulatif tegangan pada dek ortotropik tertentu perlu ditinjau dengan cermat oleh insinyur perancang dan digeneralisasikan oleh Gambar 14.22.

Pertimbangan Kelelahan

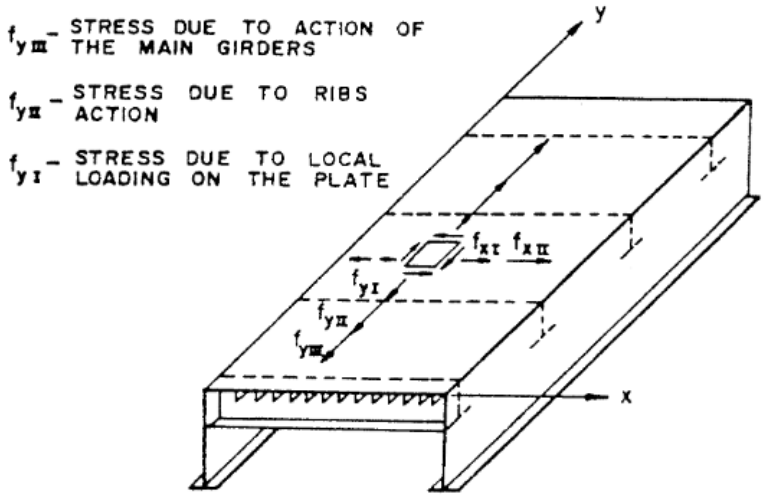
Detail jembatan ortotropik lebih rumit karena banyaknya pelat (lihat Gambar 14.16 isometrik). Pelat pengisi dan detail geometris yang kompleks membuat banyak jembatan dek ortotropik menjadi unik dengan detail yang khas. Kekuatan kelelahan pelat dek sangat tinggi, tetapi pelat dek yang tipis dapat menyebabkan kegagalan kelelahan pada komponen lain. Kelelahan pelat dek paduan rendah dengan proporsi biasa yang dikenai beban roda AASHTO tidak dianggap sebagai faktor desain kritis. Referensi menunjukkan sketsa beberapa jembatan Eropa dengan retakan baja yang disebabkan oleh tegangan kelelahan, dan Ref. menunjukkan bagaimana sebuah jembatan dengan rusuk berbentuk gelas anggur diperbaiki.

Para insinyur perancang asli tidak sepenuhnya memahami masalah tegangan kelelahan jangka panjang dan CAFL (umur kelelahan amplitudo konstan). Komentar AASHTO LRFD

menyatakan: "Uji tegangan kelelahan menunjukkan bahwa tegangan lentur di luar bidang lokal pada web rusuk di sambungan dengan pelat dek harus diminimalkan. Salah satu cara untuk mencapai hal ini adalah dengan membatasi tegangan pada web rusuk yang disebabkan oleh rotasi sambungan rusuk–pelat dek dengan membuat lasan rusuk relatif lebih ramping dibandingkan dengan pelat dek." Masalah kelelahan menambah kompleksitas desain jembatan balok kotak ortotropik.

Pengelasan yang berlebihan menyebabkan penyusutan logam las yang dapat menyebabkan tegangan terkunci tambahan. Selain itu, ada lebih banyak komponen yang dipotong agar sesuai di antara komponen lain. Jika suatu komponen dipotong terlalu pendek, ini juga dapat menyebabkan masalah selama pengelasan. Jika pengelasan pengisi tambahan dipasang untuk menjangkau celah atau bukaan akar yang dibuat secara tidak benar, maka lebar las yang lebih besar dapat meningkatkan kemungkinan tegangan penyusutan. Detail, ketidaksempurnaan dalam penyelarasan komponen, dan kontrol kualitas dalam fabrikasi memiliki dampak langsung pada produk akhir. Beberapa perancang lebih memilih untuk membiarkan fabrikator memilih proses pengelasan (pengelasan busur terendam, pengelasan gas, dll.).

Oleh karena itu, tukang las dan manajemen pabrik fabrikasi hanya perlu mencapai kekuatan dan kinerja yang diinginkan. Kedua spesifikasi AASHTO mensyaratkan penggunaan pengelasan penetrasi parsial 80% pada rusuk ke pelat dek (lihat Gambar 14.3).



Gambar 14.22 Tegangan resultan pada dek ortotropik.

Batas tegangan maksimum yang diizinkan AASHTO LRFD untuk berbagai detail ditunjukkan pada Tabel 14.7. Potongan web balok lantai di sekitar rusuk dikembangkan oleh Jerman. Ketika rusuk dirancang agar kontinu, telah ditemukan bahwa yang terbaik adalah membuat rusuk melewati balok lantai atau pelat diafragma. Pemotongan di dekat bagian bawah rusuk dan di bawahnya sangat mengurangi kemungkinan retak kelelahan.

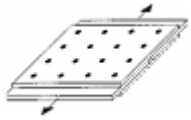
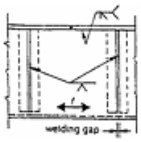
Masih ada penelitian yang sedang berlangsung tentang bentuk sebenarnya dari lubang tersebut. Pola potongan per AASHTO ditunjukkan pada Gambar 14.23. Namun, perlu dicatat bahwa pada Gambar 14.5, Perusahaan Kereta Api Jerman telah bereksperimen dengan bentuk

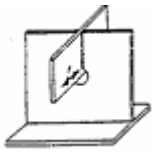
yang berbeda. AASHTO tidak memberikan panduan tentang rusuk berbentuk V seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.15.

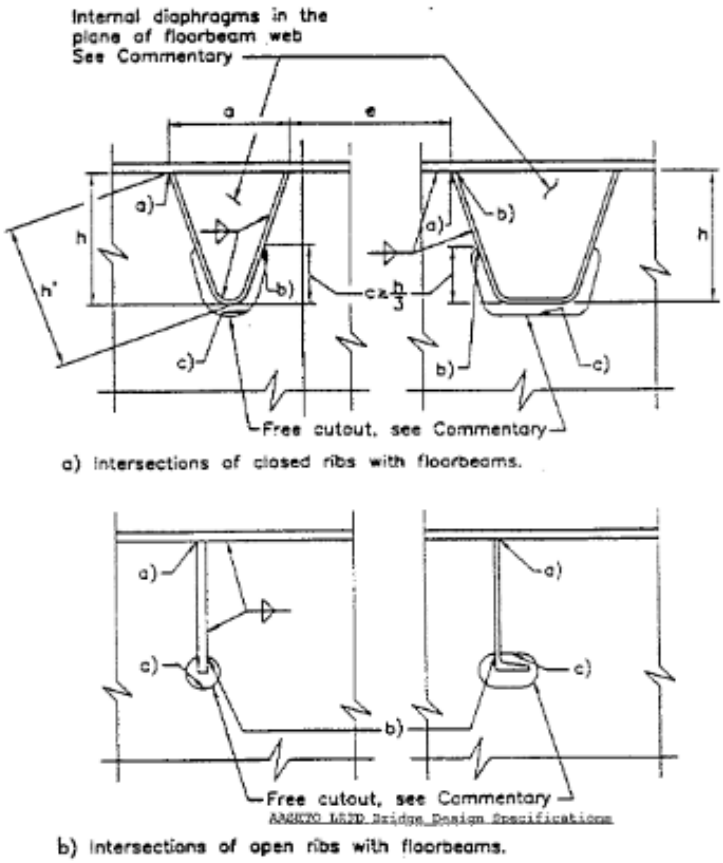
Ketika komponen sejajar di sisi berlawanan dari sebuah pelat, Detail A AASHTO harus diikuti untuk batas tegangan. Pelat yang tidak sejajar biasanya berkontribusi pada kegagalan kelelahan jangka panjang. Pengujian kelelahan skala penuh pada Jembatan Gantung Williamsburg telah menunjukkan bahwa detail yang dapat diterima oleh kode memiliki umur kelelahan yang lebih pendek daripada yang dapat dikembangkan oleh para ahli dengan pendanaan yang memadai, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.24.

Solusi ini dipilih sebagai detail optimal. Pengakhiran pengelasan adalah tempat yang sangat umum bagi retakan kelelahan untuk dimulai. Pelat tab runoff memungkinkan tukang las untuk mengakhiri pengelasan pada potongan baja ini. Pelat tab dipotong dan dibuang ke tempat sampah daur ulang. Sumber potensi cacat sekarang tidak lagi menjadi bagian dari struktur akhir. Sistem pelat tab las diperkenalkan pada detail dek ortotropik. Pelat tab ini dipotong dengan radius 1/2 inci seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.24 setelah pengelasan. Langkah tambahan ini digunakan pada satu panel uji untuk dibandingkan dengan panel uji tanpa pelat tab. Para peneliti ini percaya bahwa pelat dek 8 hingga 12 mm terlalu tipis untuk lebih dari 2 juta siklus.

Tabel 14.7 Detail Kelelahan AASHTO

Contoh Ilustrasi	Detail	Deskripsi Kondisi	Kategori Detail
	Melintang atau dek memanjang sambungan pelat atau rusuk sambatan	1. Batang penahan keramik. Las digerinda rata sejajar dengan tegangan. 2. Batang penyangga keramik. 3. Batang penahan permanen. Las fillet batang penahan harus menerus jika berada di luar alur atau dapat terputus-putus jika berada di dalam alur.	B C D
	Pelat dek atau sambungan rusuk yang dibaut	4. Pada sambungan tidak simetris, pengaruh eksentrisitas harus dipertimbangkan dalam perhitungan tegangan.	B
	Sambungan pelat dek atau rusuk Las alur ganda	5. Pelat dengan penampang serupa dengan lasan yang dihaluskan rata. Tab penahan aliran lasan harus digunakan dan kemudian dilepas, tepi pelat harus dihaluskan rata searah dengan tegangan. 6. Tinggi cembung las tidak boleh melebihi 20% dari lebar las. Tab aliran keluar sama seperti pada poin 5.	B
	Tulang rusuk yang dilas bidang "jendela". sambatan Bokong beralur tunggal las	7. Pengelasan permanen antara batang penahan dan pelat dek hanya menggunakan batang penahan keramik. Celah pengelasan > tebal dinding rusuk f = rentang tegangan aksial di bagian bawah rusuk	D C

	Dinding rusuk pada persimpangan rusuk/balok lantai Pengelasan fillet antara rusuk dan bagian tengah balok lantai	8. Tulang rusuk tertutup dengan diafragma internal di dalam tulang rusuk atau tulang rusuk terbuka. Celah pengelasan > tebal dinding rusuk f = rentang tegangan aksial pada dinding rusuk	C
		9. Tulang rusuk tertutup, tidak ada diafragma internal di dalam tulang rusuk $f = f_1 = f$ f2 = rentang tegangan lentur lokal pada dinding rusuk akibat lentur di luar bidang yang disebabkan oleh interaksi rusuk-balok lantai, diperoleh dari analisis rasional.	



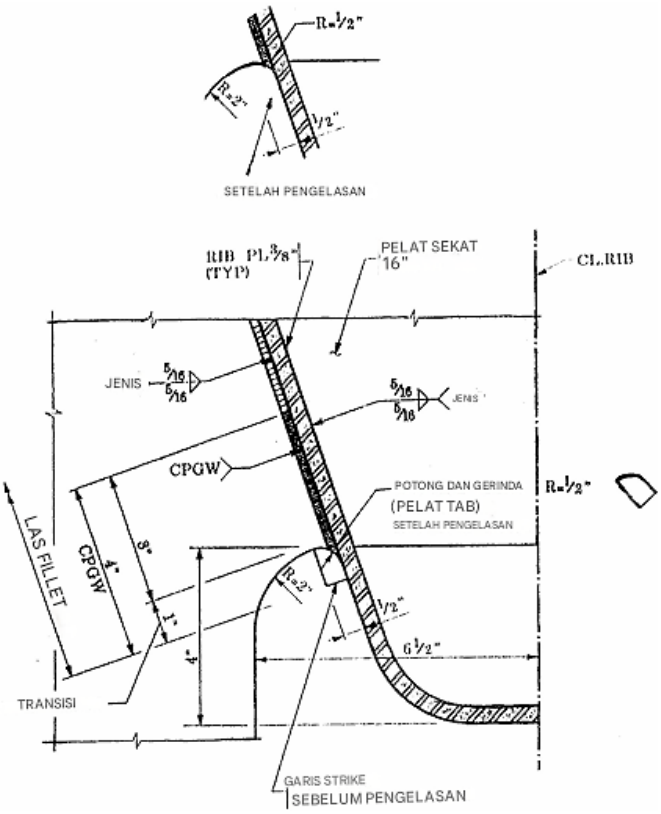
Gambar 14.23 Persyaratan detail untuk dek ortotropik.

Kegagalan Jembatan

Sayangnya, dari tahun 1969 hingga 1971 terjadi empat runtuhan jembatan balok kotak baja di empat negara berbeda, yang menyebabkan industri teknik jembatan mengevaluasi kembali berbagai rumus kode desain dan metode pemasangannya. Jembatan Sungai Rhine di Koblenz, Jerman; Jembatan Danube keempat di Wina, Austria; Jembatan Milford Haven di

Wales, Inggris Raya; dan Jembatan Sungai Yarra di Australia adalah empat jembatan yang runtuh, menjadikannya masalah desain jembatan global. Sungguh menyedihkan menyadari bahwa 35 pekerja konstruksi meninggal dalam runtuhan Jembatan Sungai Yarra. Jembatan ini didesain ulang dengan dek baja ortotropik untuk mengurangi berat mati aslinya.

Di Britania Raya, Dewan Penyelidikan di bawah kepemimpinan A. W. Merrison menghasilkan daftar aturan desain baru dan detail kode untuk masalah kelelahan. Pengujian, penelitian, dan simposium yang ekstensif diadakan di Britania Raya. Lembaga Insinyur Sipil Inggris [1979] mengadakan simposium di London agar para insinyur dari seluruh dunia dapat berbagi pengalaman dan ide mereka. Sangat penting untuk diingat bahwa kode tidak sempurna dan detail kelelahan jangka panjang masih terus berkembang dan penelitian terus berlanjut. Ketika jembatan West Virginia runtuh karena kegagalan kritis retak pada satu anggota baja, 50 orang meninggal. FHWA menanggapi dengan memulai program pemeliharaan jembatan wajib.



Gambar 14.24 Detail tahan lelah Jembatan Gantung Williamsburg.

Perlindungan Korosi

Komentar AASHTO LRFD menyatakan: "Bagian dalam rusuk tertutup tidak dapat diperiksa dan/atau diperbaiki. Sangat penting untuk menyegelnya secara hermetis terhadap masuknya kelembapan dan udara." (lihat Gambar 14.3 untuk solusinya). Korosi atmosfer pada baja membutuhkan air dan pasokan udara segar yang terus menerus. Abrasi akan mempercepat prosesnya.

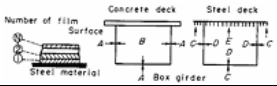
Tiga metode berbeda yang dapat digunakan untuk melindungi korosi pada jembatan baru dengan dek ortotropik adalah pengecatan, baja tahan cuaca, atau dehumidifikasi.

Pengecatan adalah metode yang paling umum (lihat Tabel 14.8 untuk salah satu Standar Jepang) referensi. Baja tahan cuaca ditemukan oleh industri baja untuk menghilangkan pengecatan. Korosi dapat berlanjut jika lapisan berkarat terkikis sehingga baja telanjang terpapar, sehingga memungkinkan kelanjutan korosi atau pengkaratan. Oleh karena itu, beberapa perancang biasanya menyediakan ketebalan baja ekstra dengan baja tahan cuaca jika terjadi abrasi. Menara baja untuk Jembatan Luling juga dibuat dari baja tahan cuaca; untuk foto berwarna tampilan estetiknya, lihat Ref. Jenis baja lain telah dikembangkan untuk digunakan untuk kontak dengan air asin atau baja mariner.

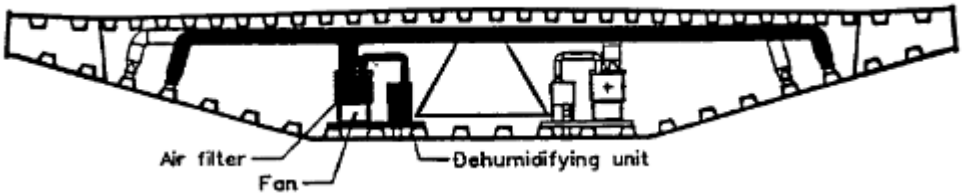
Inspeksi jembatan dengan lubang akses kecil difasilitasi dengan kereta inspeksi yang digerakkan listrik; individu tersebut mengendarai di dalam struktur atas ortotropik yang panjang dan dangkal untuk mencari retakan kelelahan atau korosi. Jembatan Normandie di Prancis menggunakan sistem dehumidifikasi mekanis (lihat Gambar 14.25). Segmen-segmen tersebut dibuat di pabrik dan kemudian dilas penuh di lokasi jembatan. Ini menghasilkan kontinuitas struktural penuh ditambah penyegelan lengkap struktur atas jembatan. Pintu akses eksterior untuk personel pemeliharaan memiliki segel gasket untuk menghilangkan infiltrasi udara ke dalam struktur atas. Dehumidifikasi populer di jembatan-jembatan Eropa (lihat Gambar 14.11).

Tabel 14.8 Spesifikasi Pengecatan Jepang untuk Jembatan Baja

Permukaan	N	Melukis di Bengkel	Melukis di Lapangan	Perkataan
A	6	1 Etsa primer 2,3 Cat anti korosi timbal 4 Cat MIO Fenolik	5,6 Lapisan resin ftalat minyak panjang 5,6 Cat karet terklorinasi	Lokasi umum Dekat laut dan di atas laut
B	3	1 Etsa primer 2,3 Cat epoksi tar batubara		
C	5	1. Primer kaya seng anorganik 2 Cat organik kaya seng 3 Cat Epoksi MIO	4,5 Cat resin uretan 4,5 Cat karet terklorinasi	Pengecatan sebelum pelapisan aspal. Pengecatan setelah permukaan
D	3	1. Primer kaya seng anorganik 2,3 Cat epoksi tar batubara	Tidak ada lukisan	Permukaan bagian dalam balok kotak dengan dek baja
E	2	1. Primer kaya seng anorganik 2 Cat organik kaya seng		



a Misalnya, cat anti korosi timbal suboksida (timbal merah).
b MIO = oksida besi mika
N = jumlah lapisan cat



Gambar 14.25 Pabrik dehumidifikasi.

Sistem pasokan udara atau aspirator diperlukan untuk personel pemeliharaan selama inspeksi jembatan. Beberapa insinyur skeptis bahwa dehumidifikasi benar-benar dapat menghilangkan semua kelembapan. Pendukung dehumidifikasi menunjukkan bahwa sistem pasokan udara atau aspirator diperlukan untuk personel pemeliharaan selama pengecatan pemeliharaan di masa mendatang di dalam ruang terbatas balok kotak. Teknologi Eropa mutakhir digunakan dalam detail jembatan ini. Alih-alih mengecat bagian dalam jembatan, proses dehumidifikasi mekanis digunakan untuk mencegah korosi pada bagian dalam struktur atas. Galeri jalan setapak pemeliharaan jembatan pusat dibuat di bukaan segitiga. Bagian-bagian tersebut diprefabrikasi dalam proses jalur perakitan, kemudian dilas penuh di lokasi jembatan.

Galvanisasi celup panas dapat digunakan untuk perlindungan korosi pada panel dek ortotropik yang lebih kecil yang dibaut di lapangan, yang digunakan pada perbaikan dek dan jembatan sementara. Komponen baja yang difabrikasi dicelupkan ke dalam zona lelehan di dalam bak. Ukuran maksimum suatu komponen dibatasi oleh ukuran bak. Kerugiannya adalah komponen yang dibuat dapat melengkung akibat seng panas. Galvanisasi celup panas dapat hemat biaya untuk komponen berukuran terbatas, terutama di dekat air asin yang sangat korosif. Lubang pembuangan diperlukan pada setiap rusuk tertutup untuk memungkinkan seng cair menetes keluar. Pengelasan lapangan pada galvanisasi celup panas menghasilkan asap beracun.

Permukaan Aus

Dek pelat baja ortotropik harus dilapisi dengan permukaan aus untuk memberikan permukaan yang tahan lama dan anti selip untuk lalu lintas kendaraan. AASHTO menyatakan: “Permukaan aus harus dianggap sebagai bagian integral dari keseluruhan sistem dek ortotropik dan harus ditentukan untuk diikat ke bagian atas pelat dek. Untuk tujuan mendesain permukaan aus itu sendiri, dan adhesinya ke pelat dek, permukaan aus harus diasumsikan sebagai komposit dengan pelat dek, terlepas dari apakah pelat dek dirancang berdasarkan hal tersebut atau tidak.”

Spesifikasi AREA (*American Railroad Engineers Association*) harus digunakan untuk jembatan kereta api seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.5. Beberapa material yang digunakan dalam permukaan aus bersifat hak milik atau dipatenkan. Masalah estetika dapat menjadi pertimbangan untuk jembatan pejalan kaki atau area trotoar seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.16. Permukaan untuk lalu lintas kendaraan melakukan beberapa fungsi:

- Menunjukkan ketahanan selip yang tinggi sepanjang umur permukaan;
- Memberikan permukaan yang halus untuk kenyamanan pengemudi yang menggunakan jembatan;
- Membantu melindungi dek baja dari air;
- Tahan terhadap retak, delaminasi, dan pergeseran untuk masa pakai yang lama dengan biaya perawatan rendah dan gangguan lalu lintas minimal untuk perbaikan;
- Permukaan yang kaku dan terikat dengan baik juga dapat mengurangi tegangan kelelahan pada dek baja, rusuk, dan lasan melalui aksi komposit dinamis dengan pelat dek. Selain itu, permukaan dengan ketebalan sekitar 50 mm memberikan distribusi beban roda dan peredaman pelat baja.

Jumlah aplikasi beban roda selama masa pakai permukaan dapat sangat besar karena setiap lewatnya roda truk akan memberi tekanan pada permukaan dan dek baja. Misalnya, anggaplah

sebuah jembatan dilalui oleh 10.000 kendaraan per hari dengan 5% di antaranya adalah truk tiga poros. Jika setengah dari jumlah tersebut adalah truk bermuatan, maka beban penuh tahunan yang ditanggung kendaraan sekitar seperempat juta atau 4,5 juta untuk masa pakai 20 tahun. Jembatan yang ramai dilalui truk dapat melebihi angka ini. Beban roda yang ditanggung kendaraan untuk desain permukaan jalan harus dihitung sesuai dengan lokasi jembatan tertentu. Ban kendaraan juga menyebabkan keausan dan pengikisan agregat pada permukaan jalan, sehingga mengurangi daya cengkeram.

Agregat yang keras, tahan lama, dan tahan pengikisan harus dipilih, sebaiknya dengan tonjolan kecil yang menonjol dari permukaan. Tonjolan tersebut membantu meningkatkan daya cengkeram kering dan juga memberikan permukaan yang kasar untuk meningkatkan ikatan dengan agregat di dalam matriks permukaan jalan. Masa pakai yang lama diperlukan untuk permukaan jalan jembatan yang sering dilalui karena penggantian permukaan jalan, baik karena retak akibat kelelahan, pelepasan ikatan, atau kurangnya daya cengkeram, sangat mahal.

Biaya untuk membongkar dan memasang kembali permukaan jalan juga mahal bagi pengguna karena mengganggu dan menunda lalu lintas. Permukaan lapisan papan kayu olahan telah digunakan untuk beberapa jembatan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.7. Papan kayu tidak kedap air sehingga dek baja harus dicat atau diberi perlindungan korosi lainnya. Baut berulir yang dilas atau baut kepala ekonomis dapat menahan papan di tempatnya. Ada tiga klasifikasi dasar pelapisan permukaan untuk dek ortotropik:

1. Lapisan permukaan tipis dengan ketebalan sekitar 4 hingga 8 mm;
2. Lapisan permukaan yang terdiri dari mastik dengan pengikat aspal atau resin polimer, biasanya dipasang dengan ketebalan sekitar 12 hingga 75 mm;
3. Lapisan permukaan yang terdiri dari concerto dengan pengikat aspal atau resin polimer, biasanya dipasang dengan ketebalan sekitar 18 hingga 60 mm.

Ketiga jenis ini memerlukan lapisan perekat pada dek baja untuk menahan lapisan permukaan agar tetap pada tempatnya terhadap gaya pengereman roda truk dan untuk memberikan kontak yang erat dengan dek baja untuk aksi komposit dinamis pada setiap lintasan roda. Kekuatan ikatan harus bertahan selama masa pakai lapisan permukaan. Lapisan permukaan tipis biasanya dipasang dengan membanjiri dek dengan resin polimer termosetting dan menyebarkan agregat keras yang terkunci ke dalam pengikat untuk memberikan ketahanan selip.

Lapisan permukaan tipis tidak cocok untuk dek yang menampung lalu lintas truk tinggi. Beban roda yang berulang akan mengikis agregat sehingga mengekspos permukaan resin yang licin, menghasilkan ketahanan selip yang sangat rendah. Beban roda yang berulang juga dapat mengikis resin dan mengekspos dek baja. Namun, lapisan permukaan tipis dapat digunakan sebagai lapisan aus sementara untuk penggantian dek jembatan. Panel dek ortotropik baru dapat diaspal di bengkel dan dipasang satu panel demi satu panel selama penggantian dek beton yang ada. Lalu lintas dapat berjalan di atas permukaan sementara hingga 2 tahun, seperti yang dilakukan untuk dek Jembatan Golden Gate. Setelah semua panel terpasang, perkerasan permanen dapat diletakkan sebagai operasi berkelanjutan untuk permukaan jalan yang halus.

Mastic biasanya merupakan campuran agregat dan pengikat aspal, aspal yang dimodifikasi polimer, atau resin polimer. Pengikatnya diproporsikan melebihi yang dibutuhkan

untuk mengisi rongga udara. Kekuatan permukaan mastic bergantung pada kekuatan bahan pengikat, bukan pada saling mengunci agregat.

Selama pemasangan, campuran dialirkan ke dek dan diratakan, biasanya dengan screed getar, sebelum pengikat mengeras. Batu-batu keras dan tahan lama dapat ditaburkan di atas permukaan untuk meningkatkan daya cengkeram. Resin polimer dengan kandungan pengikat tinggi dapat menyebabkan regangan penyusutan yang tinggi dan tegangan ikatan yang tinggi pada pelat dek. Gussasphalt (kata Jerman untuk aspal tuang) adalah mastik yang menggunakan aspal penetrasi rendah sebagai pengikat yang dipanaskan hingga suhu tinggi sekitar 200°C dan biasanya diaplikasikan dengan cara dituang dan diratakan hingga ketebalan sekitar 75 mm atau lebih dengan tenaga kerja manual. Tampaknya telah digunakan dengan sukses di Eropa dan Jepang.

Beton biasanya merupakan campuran resin polimer atau aspal yang diperpanjang polimer dengan agregat dengan beberapa rongga udara hingga 4% yang tetap tidak terisi. Permukaan beton untuk dek baja tidak boleh disamakan dengan beton semen portland, yang tidak cocok untuk permukaan dek baja. Kekuatan permukaan beton bergantung pada kekuatan saling mengunci agregat dan kekuatan bahan pengikat. Permukaan beton memerlukan pemadatan biasanya dengan roller baja atau screed getar. Keuntungannya adalah dapat dicampur, ditempatkan, dan dipadatkan menggunakan peralatan pengaspalan konvensional. Permukaan beton aspal biasa atau yang dimodifikasi memiliki biaya awal yang rendah, tetapi belum memberikan masa pakai yang lama dan bebas masalah. Jika pengikatnya adalah aspal yang diperpanjang dengan resin termoset, seperti aspal epoksi, biayanya sedikit meningkat tetapi kekuatan tambahan yang diberikan oleh resin termoset sangat meningkatkan kinerja dan masa pakai permukaan.

Kegagalan permukaan lapisan aus adalah hal yang umum, tetapi Jembatan Hayward-San Mateo masih memiliki permukaan lapisan aus aslinya setelah 30 tahun. Sebelum pembangunan jembatan ini, panel uji kecil (timbangan berat truk) digunakan untuk menguji daya tahan permukaan lapisan aus di bawah lalu lintas truk yang sebenarnya. Permukaan lapisan aus San Diego–Coronado diganti setelah 25 tahun. Jembatan uji Caltrans menggunakan dua jenis permukaan lapisan aus (tipis dan tebal). Kegagalan permukaan lapisan aus dapat disebabkan oleh ketebalan pelat dek (kekakuan); praktik konstruksi yang buruk; kontrol kualitas pemasangan; detail sambungan dek jembatan (kepala baut dan pelat sambungan); dan/atau kisaran suhu (aksi beku-cair) ditambah kondisi kelembaban yang diperkirakan di lokasi jembatan. Karena semua faktor ini, permukaan aus dapat gagal dengan sangat cepat, dan hanya sedikit yang bertahan lebih dari 20 tahun.

Dek ortotropik fleksibel dapat menyebabkan permukaan aus yang lebih kaku terlepas. Ini adalah salah satu alasan mengapa AASHTO menginginkan perancang untuk memikirkan permukaan aus sebagai material komposit yang dapat gagal secara "struktural", ketika tidak melentur secara sinkron dengan dek. Untuk detail riwayat kasus tentang permukaan aus banyak jembatan, pembaca dapat merujuk ke Referensi. Permukaan aus jembatan angkat Miller Sweeney gagal karena rayapan saat bentang yang dapat digerakkan berada dalam posisi vertikal.

Permukaan aus dari material pengorbanan ditempatkan di atas dek karena roda kendaraan menyebabkan abrasi. Aspal dan beton epoksi adalah material yang paling umum digunakan untuk permukaan aus. Permukaan aus dari kayu telah digunakan. Untuk detail

tentang berbagai jenis permukaan aus yang mungkin, pembaca dapat merujuk ke Ref. Sistem uji yang diusulkan telah dikembangkan untuk Caltrans.

Perkembangan Masa Depan

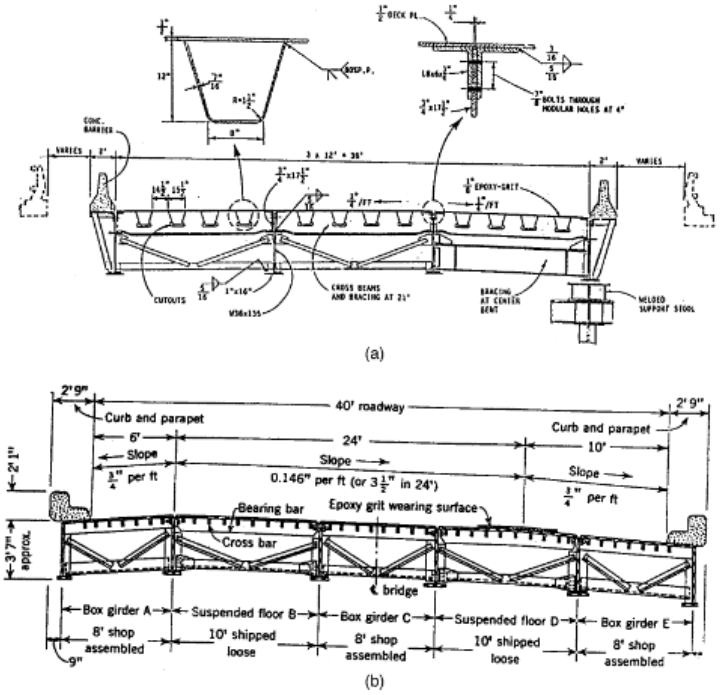
Generasi kedua jembatan dek ortotropik akan lebih baik berdasarkan pelajaran yang dipetik dari kelompok jembatan pertama yang dibangun. Banyak jembatan ortotropik yang tidak pernah dibangun dan hanya tetap menjadi mimpi. Yang paling menarik adalah jembatan kabel pancang Ruck-A-Chucky yang dirancang oleh Prof. T. Y. Lin untuk dibangun melintasi Ngarai Sungai Amerika yang tergenang setelah selesainya Bendungan Auburn di dekat Sacramento, California.

Struktur atas berbentuk tapal kuda ini direncanakan untuk ditopang oleh kabel pancang yang ditambatkan ke dinding batu ngarai yang miring. Oleh karena itu, tidak diperlukan menara. Model skala dibangun untuk pengujian terowongan angin dan meja getar gempa. Desain ortotropik tahun 1977 menampilkan rusuk trapesium untuk struktur atas lima sel selebar 14,61 m. Rencana jembatan menggunakan bentang bebas 396 m pada radius 457 m untuk dua jalur lalu lintas dan jalur berkuda.

Sebuah konsep yang menjanjikan, yang sedang dalam proses paten untuk sebuah perusahaan di Redding, California, adalah membuat dek jembatan hanya terdiri dari rusuk trapesium yang saling bertumpuk dan dilas. Rusuk "persegi panjang" tiga sisi ditempatkan pada sudut 90° terhadap permukaan jalan, sehingga sisi-sisi rusuk menjadi flensa atas dan bawah. Hasilnya adalah bentang 12 m yang membutuhkan rusuk dengan kedalaman atau lebar sekitar 275 mm.

Sistem ini akan bersaing secara ekonomi dengan jembatan pelat beton dan telah dipasarkan di konvensi jembatan. Sistem rusuk unik lainnya untuk jembatan baja apung atau ponton adalah "rusuk bergerigi ganda" yang dikembangkan oleh Dr. Arsham Amirikian, konsultan untuk Komando Teknik Fasilitas Angkatan Laut, Departemen Angkatan Laut. Sebagian sisi rusuk trapesium dihilangkan dalam pola bergelombang berulang untuk mengurangi berat rusuk. Kekuatan strukturalnya hampir identik dengan rusuk penuh. Kerugiannya adalah peningkatan (dua kali lipat) luas permukaan yang terpapar korosi.

Sistem dek ortotropik panel dikembangkan dan dibangun untuk rusuk trapesium untuk jembatan pengalihan sementara di New York. Penampang jembatan ini yang dibangun pada tahun 1991 ditunjukkan pada Gambar 14.26a. Sistem ini merupakan evolusi rekayasa dari konsep sebelumnya untuk rusuk terbuka. Sebuah sistem dikembangkan dan direkayasa untuk perusahaan kisi baja yang menggunakan rusuk terbuka untuk sistem jembatan [68]. Penampang jembatan yang diusulkan pada tahun 1961 ditunjukkan pada Gambar 14.26b. Sistem ini akan menggunakan bahan serupa yang disimpan di gudang perusahaan kisi baja, dan memungkinkan mereka untuk memasarkan produk lain. Masa depan pengurangan biaya dek ortotropik terletak pada standardisasi rusuk dan detail oleh AASHTO atau industri baja. Standardisasi tersebut telah menyebabkan popularisasi balok beton prategang pracetak.



Gambar 14.26 Jembatan panel dek ortotropik pracetak. (a) Jembatan sementara. (Dari Wolchuk, R., Welding Innovation Q., IX(2), 19, 1992. Atas izin James F. Lincoln Arc Welding Foundation.) (b) Jembatan bentang pendek.

BAB 15
JEMBATAN LENGKUNG HORIZONTAL

15.1 JEMBATAN LENGKUNG HORIZONTAL: DESAIN DAN PEDOMAN

Akibat geometri yang rumit, hak jalan yang terbatas, dan mitigasi lalu lintas, jembatan lengkung horizontal menjadi norma persimpangan jalan raya dan jalan tol perkotaan. Jenis struktur atas ini telah populer sejak awal tahun 1960-an karena memenuhi kebutuhan teknik transportasi.

Gambar 15.1 Jembatan balok I melengkung yang sedang dibangun — 20th St. HOV, Denver, Colorado.

Gambar 15.1 menunjukkan HOV Jalan ke-20 di Denver, Colorado. Struktur ini terdiri dari balok I lengkung yang saling terhubung satu sama lain oleh rangka silang dan diikat dengan baut ke kepala penyangga. Rangka silang diikat dengan baut ke flensa bawah sementara dek beton ditopang pada dek cetakan logam permanen seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.2.

Gambar 15.2 Tampak bawah jembatan balok I melengkung.

Gambar 15.3 menunjukkan elevasi jembatan dan sambungan balok pelat menjadi kepala penyangga integral. Gambar 15.4 menunjukkan Jembatan Akademi Angkatan Laut AS

di Annapolis, Maryland, yang merupakan jembatan balok kotak baja kembar yang memiliki penopang di bagian dalam. Gambar 15.5 menunjukkan Ramp Y di Persimpangan I-95 Davies Blvd. di Broward County, Florida. Strukturnya adalah balok kotak baja tunggal dengan kepala penyangga integral. Gambar 15.6 menunjukkan foto Persimpangan Rute 92/101 di San Mateo, California. Strukturnya terdiri dari beberapa jembatan balok kotak P/S lengkung yang dicor di tempat.

Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Amerika (AASHTO) mengatur desain struktural jembatan lengkung horizontal melalui Spesifikasi Panduan untuk Jembatan Jalan Raya Lengkung Horizontal. Panduan ini dikembangkan oleh Konsorsium Tim Riset Universitas (CURT) pada tahun 1976 dan pertama kali diterbitkan oleh AASHTO pada tahun 1980. Pada edisi pertamanya, spesifikasi panduan tersebut mencakup ketentuan desain tegangan yang diizinkan (ASD) yang dikembangkan oleh CURT dan ketentuan desain faktor beban (LFD) yang dikembangkan oleh American Iron and Steel Institute di bawah proyek 190. Beberapa perubahan telah dilakukan pada spesifikasi panduan sejak tahun 1981. Pada tahun 1993, versi baru spesifikasi panduan dirilis oleh AASHTO. Namun, spesifikasi baru ini tidak mencakup penelitian ekstensif terbaru di bidang ini maupun perubahan penting yang memengaruhi desain jembatan baja I-girder lurus.

Gambar 15.3 Jembatan balok I lengkung dengan penutup lengkung integral.

Spesifikasi panduan untuk jembatan lengkung horizontal di bawah Proyek 12-38 dari Program Penelitian Jalan Raya Koperasi Nasional (NCHRP) telah dimodifikasi untuk mencerminkan pengetahuan terkini. Temuan proyek ini didokumentasikan sepenuhnya dalam laporan sementara NCHRP: “Studi Kelengkungan Balok I” dan “Desain dan Konstruksi Balok Lengkung, Praktik Saat Ini”. “Spesifikasi Panduan untuk Jembatan Jalan Raya Balok Baja Lengkung Horizontal” yang diusulkan oleh Hall dan Yeo diadopsi sebagai spesifikasi Panduan AASHTO pada Mei 1999. Selain perubahan signifikan ini, Administrasi Jalan Raya Federal (FHWA) mensponsori program penelitian teoritis dan eksperimental yang ekstensif tentang jembatan balok lengkung. Diharapkan bahwa program-program ini akan lebih meningkatkan spesifikasi balok lengkung saat ini. Saat ini, NCHRP 12–50 sedang mengembangkan “Spesifikasi LRFD untuk Jembatan Balok Baja Lengkung Horizontal”.

Pedoman jembatan lengkung terutama ditujukan untuk jembatan baja struktural. Informasi terbatas dapat ditemukan dalam literatur mengenai desain struktural jembatan

beton struktural lengkung (R/C dan P/S). Jembatan beton struktural lengkung memiliki bentuk kotak, yang membuat kekakuan torsi sangat tinggi dan dengan demikian mengurangi pengaruh kelengkungan pada desain struktural. Tujuan bab ini adalah untuk menyajikan pedoman untuk desain jembatan jalan raya lengkung. Desain struktural jembatan balok I baja, baja, dan balok kotak P/S adalah fokus utama bab ini.

15.2 ANALISIS STRUKTURAL UNTUK JEMBATAN LENGKUNG

Keakuratan analisis struktural bergantung pada metode analisis yang dipilih. Tujuan utama analisis struktural adalah untuk menentukan aksi elemen akibat beban yang diterapkan. Untuk mencapai analisis struktur yang andal, hal-hal berikut harus dipertimbangkan dengan benar:

- Model matematika dan kondisi batas
- Penerapan beban

Gambar 15.4 Jembatan rangka kotak ganda — Jembatan Akademi Angkatan Laut AS, Annapolis, Maryland.

Gambar 15.5 Jembatan rangka kotak tunggal dengan penutup lengkung terintegrasi — Ramp Y, I-95 Davies Blvd., Broward County, Florida.

Gambar 15.6 Jembatan balok kotak beton lengkung — Persimpangan Rute 92/101, San Mateo, California.

Model mateatika harus mencerminkan kekakuan struktural dengan benar. Dek struktur atas harus dimodelkan sedemikian rupa sehingga direpresentasikan sebagai balok dalam sistem grid atau sebagai kontinum. Kondisi batas dalam model matematika harus direpresentasikan dengan benar. Penahan bantalan lateral adalah salah satu kondisi terpenting pada jembatan lengkung karena memengaruhi desain struktur atas. Overhang dek, yang membawa rel, memberikan resistensi torsi yang signifikan. Selain itu, flensa bawah lengkung akan ikut serta dalam menahan beban vertikal. Partisipasi ini meningkatkan tegangan yang diterapkan melebihi yang ditentukan dengan menggunakan prosedur mekanika struktural sederhana.

Karena kompleksitas geometris, beban gravitasi akan menimbulkan tegangan geser torsi, tegangan normal lentur, dan tegangan lentur pada komponen struktural jembatan lengkung horizontal. Untuk menentukan tegangan ini, diperlukan analisis khusus yang memperhitungkan torsi. Berbagai metode telah dikembangkan untuk analisis jembatan lengkung horizontal, yang meliputi metode analisis yang disederhanakan dan disempurnakan. Metode yang disederhanakan seperti metode V-Load untuk balok I dan metode M/R untuk balok kotak biasanya digunakan pada jembatan lengkung "biasa".

Namun, analisis yang disempurnakan akan diperlukan setiap kali jembatan lengkung mencakup kemiringan dan pengekangan lateral atau rotasional. Sebagian besar metode yang disempurnakan adalah bentuk analisis elemen hingga. Analisis grillage serta model tiga dimensi (3-D) telah berhasil digunakan untuk menganalisis jembatan lengkung. Metode grillage mengasumsikan bahwa elemen dapat direpresentasikan dalam serangkaian elemen balok. Beban biasanya diterapkan melalui kombinasi beban vertikal dan torsi. Model 3-D yang mewakili kedalaman sebenarnya dari superstruktur akan menangkap respons torsi dengan menggabungkan respons dari beberapa elemen jembatan.

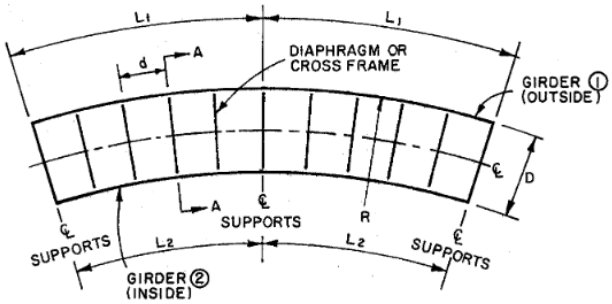
Metode Sederhana: Beban-V

Pada tahun 1984, AISC Marketing, Inc. menerbitkan "Analisis Beban-V" untuk jembatan baja lengkung. Laporan ini menyajikan metode analisis sederhana perkiraan untuk menentukan momen dan gaya geser untuk jembatan jalan raya berbingkai terbuka lengkung horizontal. Metode ini dikenal sebagai metode Beban-V karena sebagian besar beban torsi

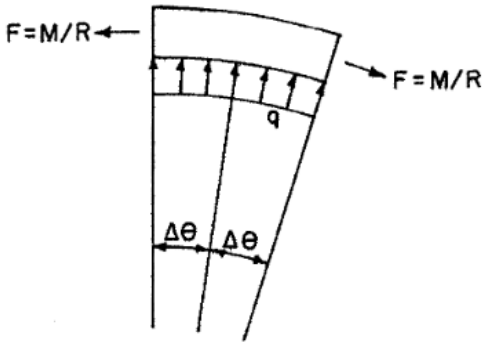
pada balok diperkirakan oleh serangkaian gaya geser vertikal yang dikenal sebagai "Beban-V." Metode Beban-V adalah proses dua langkah. Pertama, jembatan diluruskan sehingga beban vertikal yang diterapkan diasumsikan hanya menimbulkan tegangan lentur. Kedua, gaya fiktif tambahan diterapkan untuk menghasilkan tegangan akhir yang mirip dengan yang ada pada jembatan lengkung. Gaya fiktif tambahan ditentukan sehingga tidak menghasilkan gaya vertikal, longitudinal, atau transversal bersih pada jembatan.

Gambar 15.7 menunjukkan dua balok prismatik yang menerus di atas satu penyangga interior dengan dua bentang yang sama, L_1. Balok 1 memiliki jari-jari R dan jarak antar balok adalah D. Rangka silang berjarak seragam dengan jarak yang sama dengan d. Seperti yang akan ditunjukkan kemudian, rangka silang pada jembatan lengkung merupakan elemen utama karena diperlukan untuk menahan gaya radial yang diterapkan pada balok akibat kelengkungan jembatan.

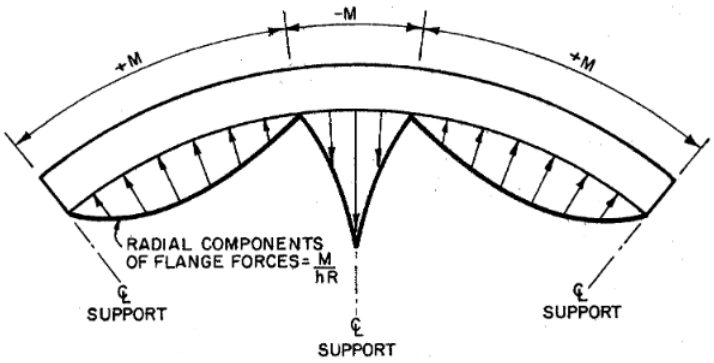
Ketika beban gravitasi diterapkan, flensa balok pelat akan dikenai gaya aksial $F = M/R$, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.8. Namun, karena kelengkungan balok, beban terdistribusi lateral q akan diterapkan pada flensa balok pelat untuk mencapai keseimbangan. Dengan asumsi bahwa flensa menahan sebagian besar momen lentur, gaya longitudinal pada flensa di titik mana pun akan sama dengan momen, M, dibagi dengan tinggi penampang, h. Karena kelengkungan jembatan, gaya-gaya ini tidak segaris di sepanjang segmen flensa tertentu. Dengan demikian, gaya radial harus dikembangkan di sepanjang balok untuk menjaga keseimbangan. Gaya-gaya tersebut menyebabkan pembengkokan lateral pada flensa balok sehingga mengakibatkan tegangan lentur. Besarnya gaya radial sama dengan M/hR dan memiliki bentuk yang sama dengan diagram momen lentur seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.9.



Gambar 15.7 Tampak atas jembatan lengkung dua bentang.

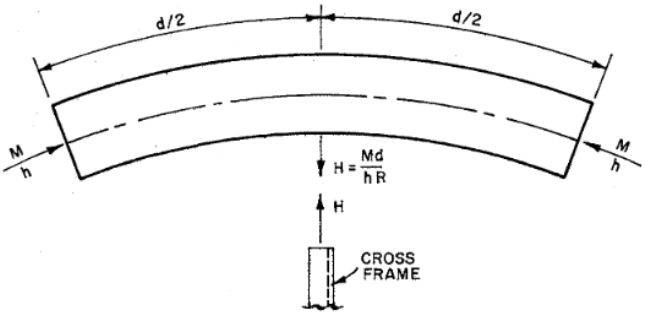


Gambar 15.8 Tampak atas flensa atas jembatan lengkung.



Gambar 15.9 Gaya lateral pada flensa balok lengkung.

Beban terdistribusi ini menciptakan gaya reaksi yang sama dan berlawanan pada setiap rangka silang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.10. Dengan mengasumsikan jarak antar rangka silang sama dengan d, gaya reaksi pada rangka silang sama dengan H, yang sama dengan Md/hR.



Gambar 15.10 Reaksi pada lokasi rangka silang.

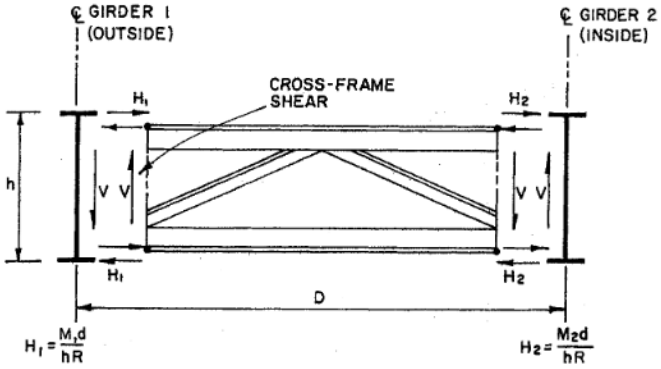
Untuk menjaga keseimbangan gaya rangka silang, gaya geser vertikal harus berkembang di ujung rangka silang sebagai akibat dari kekakuan rangka silang dan kekakuan ujung seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.11.

15.3 JEMBATAN BALOK I BAJA LENGKUNG

Parameter Geometris

Menurut spesifikasi AASHTO saat ini, efek kelengkungan dapat diabaikan dalam menentukan momen lentur utama pada elemen memanjang ketika sudut pusat setiap bentang pada jembatan dua bentang atau lebih kurang dari 5° untuk lima balok memanjang. Sistem rangka untuk jembatan balok I lengkung dapat mengikuti desain awal jembatan lurus dalam hal susunan bentang, jarak antar balok, kedalaman balok, dan jenis rangka silang. Pilihan panjang bentang luar biasanya ditetapkan untuk memberikan momen beban mati positif yang relatif sama pada bentang luar dan dalam.

Susunan tersebut menghasilkan momen negatif terbesar yang mungkin, yang mengurangi momen positif dan defleksi terkait. Biasanya, kedalaman struktur atas sama untuk semua bentang. Desain yang berhasil sebelumnya menunjukkan rasio kedalaman terhadap bentang sebesar 25 untuk balok luar sudah memadai. Rasio ini didasarkan pada getaran dan kekakuan yang dibutuhkan untuk membangun balok pelat. Selain itu, rasio ini membantu memastikan bahwa balok tidak mengalami defleksi vertikal yang berlebihan. Pengangkatan balok luar harus dicegah sebisa mungkin dengan memperpanjang panjang bentang balok luar daripada menggunakan alat pengikat.



Gambar 15.11 Keseimbangan pada lokasi rangka silang dan pembentukan beban V.

Jarak antar balok memainkan peran penting dalam desain dek dan penentuan jumlah balok. Jarak yang lebih lebar cenderung meningkatkan beban mati pada balok, sedangkan jarak yang lebih rapat membutuhkan balok tambahan, yang meningkatkan biaya fabrikasi dan pemasangan. Untuk jembatan balok I baja lengkung, jarak antar balok bervariasi antara 3,05 m (10 kaki) dan 4,87 m (16 kaki).

Jarak yang lebih lebar, yang umum di Eropa dan Jepang, membutuhkan dek beton prategang, yang bukan merupakan praktik umum di Amerika Serikat. Panjang kantilever tidak boleh melebihi 1,22 m (4 kaki) karena cenderung meningkatkan beban pada balok eksterior dengan menambahkan lebih banyak beban mati dan memungkinkan beban truk diterapkan pada kantilever. Flensa balok pelat harus memiliki lebar minimum untuk menghindari tekuk di luar bidang selama konstruksi. Banyak pemasang baja membatasi panjang potongan pengiriman balok hingga 85 kali lebar flensa. Berdasarkan hal tersebut, banyak insinyur

jembatan cenderung membatasi lebar flensa hingga 40,6 mm (16 inci) berdasarkan panjang pengiriman maksimum sebesar 36,6 m (120 kaki). Disarankan juga agar ketebalan web minimum dibatasi hingga 11,1 mm (7/16 inci) karena masalah distorsi pengelasan. Ketebalan web bergantung pada kedalamannya dan jarak antar penguat melintang. Ini merupakan pertimbangan antara memiliki material tambahan atau menambahkan lebih banyak penguat. Banyak insinyur jembatan menggunakan rasio D/t=150 untuk memilih ketebalan web.

Jarak antar rangka melintang memainkan peran penting dalam besarnya gaya yang ditanggungnya dan nilai lentur lateral flensa. Biasanya, jarak antar rangka melintang dijaga antara 4,57 m (15 kaki) dan 7,62 m (25 kaki).

Kriteria Desain

Pedoman desain, menurut Spesifikasi yang Direkomendasikan untuk Jembatan Balok Lengkung Baja, ditetapkan berdasarkan prinsip-prinsip berikut:

- Statika
- Stabilitas
- Kekuatan material
- Perilaku inelastis

Keseimbangan statis eksternal dan internal harus dipertahankan dalam setiap kondisi pembebanan yang diharapkan. Stabilitas jembatan balok lengkung baja merupakan masalah yang sangat penting, terutama selama konstruksi. Secara alami, balok lengkung mengalami defleksi lateral ketika dikenai beban gravitasi.

Oleh karena itu, balok-balok ini harus diberi penguat pada interval tertentu untuk mencegah tekuk torsi lateral. Rasio kekompakan web dan flensa balok I lengkung serupa dengan balok lurus. Distribusi regangan linier biasanya diasumsikan dalam desain jembatan balok lengkung. Spesifikasi desain mengakui bahwa penampang baja yang kompak dapat mengalami deformasi inelastis; Namun, praktik AS saat ini tidak menggunakan penampang baja kompak dalam desain jembatan balok I lengkung.

Kriteria desain untuk jembatan balok lengkung dapat dibagi menjadi dua bagian utama.

- Kekuatan
- Kemampuan layanan

Prosedur desain batas kondisi biasanya digunakan untuk desain kekuatan, yang meliputi lentur dan geser. Prosedur desain beban layanan digunakan untuk desain kelelahan dan kontrol defleksi. Anggota utama harus dirancang sedemikian rupa sehingga rentang tegangan yang diterapkan berada di bawah rentang tegangan kelelahan yang diizinkan sesuai dengan ketentuan kelelahan AASHTO.

Pemeriksaan defleksi digunakan untuk memastikan kemampuan layanan jembatan. Menurut spesifikasi yang direkomendasikan untuk desain jembatan baja lengkung, struktur atas harus dianalisis terlebih dahulu untuk menentukan mode getaran lentur pertama. Frekuensi mode ini digunakan untuk memeriksa defleksi jembatan yang diizinkan seperti yang ditunjukkan dalam Kode Jembatan Ontario.

Contoh Desain

Setelah Gempa Bumi Northridge tahun 1994 di California, Departemen Transportasi California (Caltrans) memulai tugas membangun kembali jalan raya yang rusak sesegera mungkin. Di persimpangan SR 14–I-5 di Lembah San Fernando, beberapa bentang balok kotak beton prategang cor di tempat telah runtuh. Ini adalah jalur yang sama yang sebelumnya rusak selama Gempa Bumi San Fernando tahun 1971. Karena urgensi penyelesaian dan batasan geometri, balok pelat baja dianggap sebagai alternatif pengganti yang layak. Idenya adalah bahwa balok dapat dibuat sementara struktur bawah sedang dibangun.

Setelah pondasi dan kolom selesai, balok yang sudah jadi akan dikirim ke lokasi proyek. Oleh karena itu, dalam jangka waktu 5 minggu, Caltrans merancang dua alternatif berbeda untuk dua jalur ramp dengan panjang sekitar 396 m (1300 ft) dan 457 m (1500 ft). Jalur Ramp Penghubung Selatan akan dibahas di bagian ini. Jalur Penghubung Selatan "As-Built" memiliki panjang sekitar 397 m (1302 ft) yang terletak pada kurva horizontal dengan radius 198 m (650 ft) yang menghasilkan superelevasi 11%.

Rampa ini dirancang menggunakan paket perangkat lunak Bridge Software Development International (BSDI) untuk balok lengkung sebagai satu rangka dengan sambungan ekspansi pada abutmen. Program komputer ini dianggap sebagai salah satu program paling canggih untuk analisis dan desain jembatan balok lengkung. Program ini menganalisis balok lengkung berdasarkan analisis elemen hingga 3-D dan menggunakan permukaan pengaruh untuk analisis beban hidup. Program ini juga memiliki postprosesor interaktif untuk melakukan desain dan pengecekan kode. Bagian desain program mengikuti edisi ke-15 AASHTO dan Spesifikasi Panduan Balok Lengkung.

Rampa kemudian diperiksa menggunakan DESCUS I, paket perangkat lunak lain, dan diperiksa secara acak dengan program internal yang dikembangkan oleh Caltrans. Lebar penampang 11,43 m (37,5 kaki) dipilih untuk dua lajur lalu lintas (3,66 m, 12 kaki), dua bahu jalan (1,52 m, 5 kaki), dan dua pembatas beton (0,533 m, 1,75 kaki). Rampa ini memiliki dek beton setebal 212,7 mm (8⅜ inci), yang merupakan komposit dengan empat balok pelat las kontinu dengan sambungan baut di lapangan untuk pemasangan. Material yang dipilih adalah A709 Grade 50W. Bentangnya berkisar dari 35,97 m (118 kaki) hingga 66,44 m (218 kaki) panjangnya, yang berarti kedalaman balok saja sekitar 2,2 m (7,25 kaki) dan bagian kompositnya sedalam 2,44 m (8 kaki).

Rangka silang merupakan campuran dari rangka K terbalik dan diafragma pelat pada tiang penyangga. Rangka K dibalik sehingga jalan setapak ditempatkan di antara balok-balok, dan penyangga diubah menjadi penampang pelat pada tiang penyangga untuk membantu menangani gaya seismik besar yang ditransmisikan dari struktur atas ke kepala tiang penyangga berbentuk "palu" baik secara memanjang maupun melintang. Penyangga dirancang untuk kondisi beban hidup dan beban seismik. Gambar 15.12 menunjukkan elevasi rangka silang perantara. Penyangga dijaga agar memiliki jarak kurang dari 6,1 m (20 kaki).

Program BSDI bekerja dengan menempatkan beban satuan pada pola geometri dek yang telah ditentukan. Kemudian permukaan pengaruh dikembangkan sehingga penerapan beban untuk tegangan maksimum dan minimum menjadi solusi numerik yang sederhana.

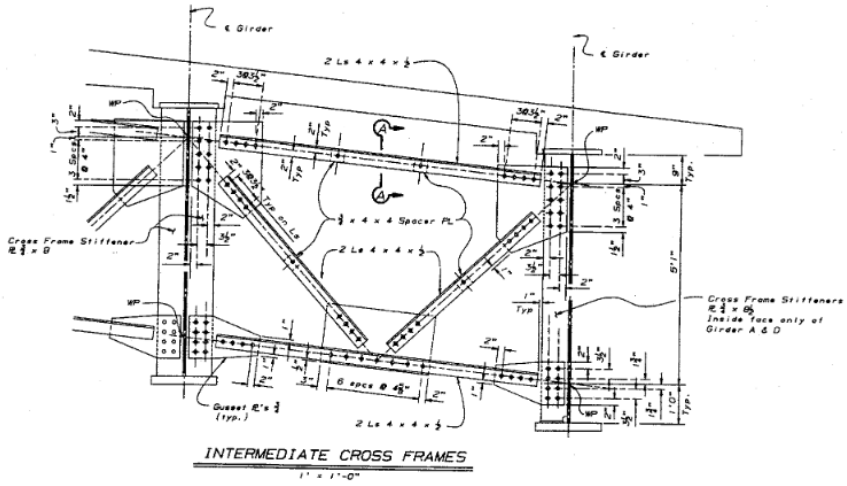
Program ini telah diperiksa secara menyeluruh menggunakan metode V-Load dan menggunakan paket SC-Bridge yang menggunakan GT Strudl untuk generator beban bergerak. Korelasi yang baik terlihat pada semua metode kecuali V-Load, yang secara konsisten memberikan hasil yang lebih konservatif.

Seperti yang sering terjadi pada balok lengkung, balok luar akhirnya dirancang lebih berat daripada bagian lainnya. Perbedaan ini bisa sekecil 15%, tetapi sebesar 40%, tergantung pada lokasinya. Perlu juga dipahami bahwa dengan mendesain balok yang lebih kaku untuk bagian luar, ada kecenderungan untuk menarik lebih banyak beban, sehingga membutuhkan lebih banyak material. Ini adalah fenomena yang mirip dengan yang terlihat dalam desain seismik. Sistem BSDI memungkinkan perancang untuk memeriksa beban konstruksi dan urutannya. Hal ini sangat penting pada proyek seperti ini karena penampang balok sering kali dikendalikan oleh urutan penerapan beban konstruksi. Batasan pada pengecoran beton ditetapkan berdasarkan tegangan batas pada balok.

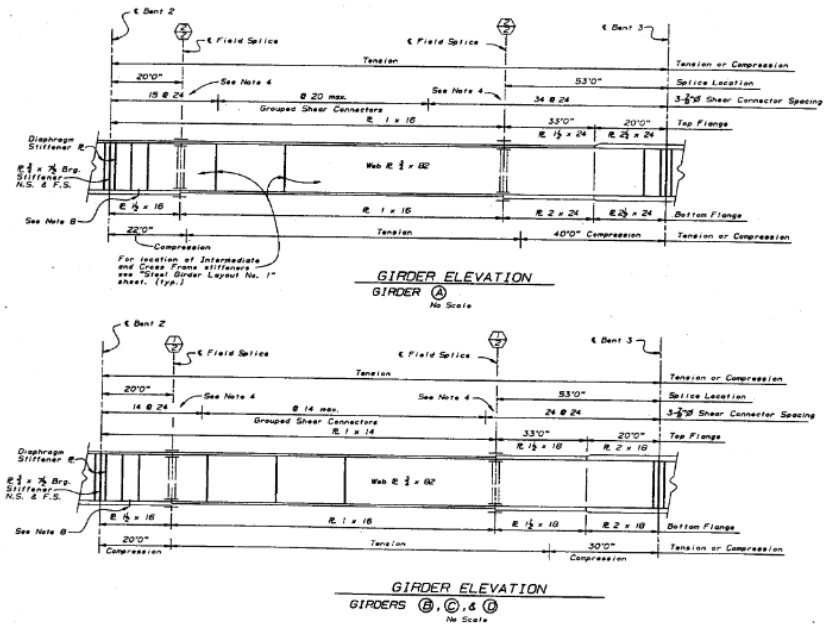
Ukuran pelat balok dioptimalkan baik untuk desain maupun untuk fabrikasi. Bentang tipikal akan memiliki lima penampang berbeda di dalamnya. Ada dua penampang di setiap ujung di atas penyangga. Flensa atas dan bawah sangat mirip pada titik momen negatif maksimum. Kemudian di setiap sisi, penampang transisi akan digunakan hingga titik infleksi. Akhirnya, penampang positif maksimum di mana biasanya ada perbedaan signifikan pada flensa atas dan bawah dirancang.

Tampak samping balok pelat yang menunjukkan dimensi flensa yang berbeda ditunjukkan pada Gambar 15.13. Lima dimensi flensa yang berbeda dibenarkan dengan mempertimbangkan biaya material dibandingkan dengan biaya sambungan las. Selain itu, penampang "transisi" sering kali berukuran sedemikian rupa sehingga lebar flensa atas sama dengan penampang momen negatif. Dengan cara ini, pelat dapat dilas ujung ke ujung dan kemudian keempat balok dapat dipotong pada satu alas dengan satu operasi, sehingga menghemat biaya penanganan. Penampang pelat juga ditetapkan berdasarkan kemampuan pemasangan dan pengiriman.

Baja merupakan pilihan yang baik untuk jenis struktur proyek ini karena risiko seismik yang ada di lokasi ini. Beberapa patahan melewati sekitar persimpangan ini, dan struktur tersebut akan mengalami fenomena "dekat patahan". Struktur ini dirancang dengan percepatan vertikal. Balok pelat dengan struktur atas dek beton memiliki berat sepertiga dari struktur kotak cor di tempat tradisional. Beberapa detail baja ulet dikembangkan untuk proyek ini. Karena balok bertumpu pada penutup bengkok kepala palu, mekanisme transfer beban melalui bantalan dan geser dapat sebesar geser plastis kolom. Untuk memungkinkan transfer beban ini, diafragma pelat dirancang pada penutup bengkok. Dengan pelat terpasang, diafragma beton dapat dicor yang tidak hanya menambah kekakuan, tetapi juga kekuatan untuk menangani gaya seismik yang besar ini. Diafragma tersebut memiliki lebar sekitar 0,91 m (3 kaki) dan panjang yang sama dengan kedalaman balok. Pelat-pelat tersebut ditutupi dengan stud geser dan tulangan dipasang sebelum pengecoran beton. Selain itu, kunci geser pipa dipasang di bagian atas penutup lengkung di kedua sisi diafragma. Struktur ini bersifat redundan karena jika terjadi pergeseran yang berlebihan, pipa-pipa tersebut akan terpasang.



Gambar 15.12 Tampak samping rangka silang tengah.



Gambar 15.13 Tampak samping balok pelat lengkung bagian dalam dan luar.

15.4 JEMBATAN BALOK KOTAK BAJA LENGKUNG

Jenis jembatan balok kotak baja lengkung yang paling umum adalah balok bak yang terdiri dari flensa atas independen dan dek beton bertulang cor di tempat. Pedoman desain tercakup dalam "Spesifikasi yang Direkomendasikan untuk Jembatan Balok Lengkung Baja"[3]. Biasanya balok bak terdiri dari flensa pelat bawah, dua pelat web, dan flensa atas independen yang terpasang pada setiap web. Flensa atas harus diperkuat agar mampu menahan beban hingga balok bertindak secara komposit. Balok bak memerlukan penguatan internal karena distorsi kotak akibat tegangan lentur. Analisis elemen hingga, yang memperhitungkan distorsi, biasanya digunakan untuk menghitung tegangan dan perpindahan kotak.

Web balok kotak dapat dimiringkan dengan rasio satu banding empat, lebar terhadap kedalaman. Ketentuan AASHTO untuk balok kotak lurus berlaku untuk balok kotak lengkung

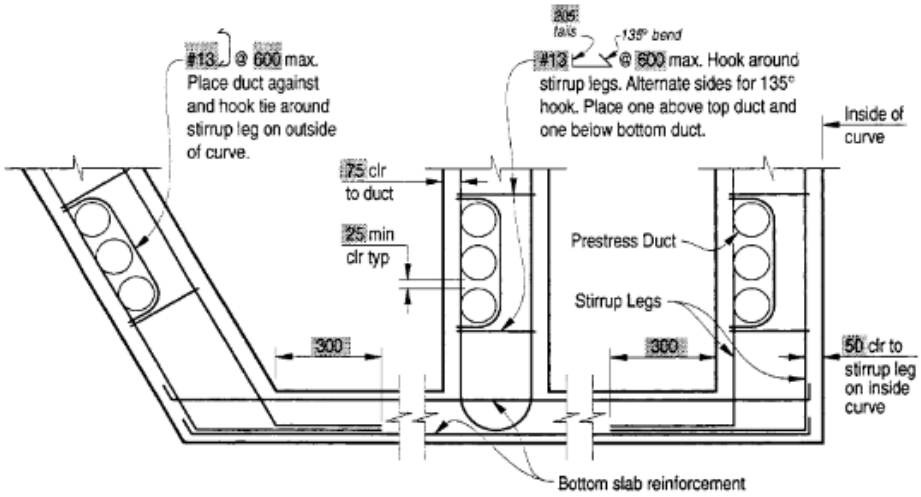
terkait kapasitas geser web dan kapasitas ultimate balok kotak. Tegangan lentur maksimum ditentukan sesuai dengan beban terfaktor dengan mempertimbangkan aksi komposit dan nonkomposit. Tegangan lentur harus diperiksa pada penampang kritis selama pemasangan dan penempatan dek. Tegangan lentur dapat diasumsikan seragam di seluruh lebar kotak. Sebelum pengerasan beton, flensa atas balok kotak diasumsikan ditopang secara lateral pada penguat lateral flensa atas. Tegangan lentur longitudinal pada flensa bawah dihitung berdasarkan kekakuan dan jarak penguat internal. Disarankan agar tegangan lentur tidak melebihi 15% dari tegangan lentur maksimum.

Seperti yang disebutkan sebelumnya, metode M/R biasanya digunakan untuk menganalisis jembatan balok kotak lengkung. Konsep dasar di balik metode ini adalah analogi balok konjugat. Metode ini membebani balok bentang sederhana konjugat dengan beban terdistribusi, yang sama dengan momen pada bentang sederhana atau kontinu sebenarnya yang diinduksi oleh beban yang diterapkan dibagi dengan jari-jari kelengkungan balok. Reaksi tumpuan diperoleh dan dengan demikian diagram geser dapat dibangun yang mewakili diagram torsi internal balok lengkung. Setelah torsi terpusat di ujung balok lantai diketahui, geser ujung dihitung dari statika. Geser ini diterapkan sebagai beban terpusat vertikal di setiap lokasi rangka silang untuk menentukan momen balok yang dikembangkan. Prosedur ini merupakan proses konvergensi di mana nilai M/R diterapkan hingga konvergensi tercapai.

15.5 JEMBATAN BALOK KOTAK BETON LENGKUNG

Spesifikasi jembatan lengkung saat ini di Amerika Serikat tidak memiliki pedoman apa pun mengenai jembatan balok kotak beton lengkung. Secara umum diyakini bahwa balok kotak monolitik beton memiliki kekakuan torsi yang tinggi, yang secara signifikan mengurangi efek kelengkungan. Namun, selama 15 tahun terakhir telah terjadi masalah pada jembatan balok kotak prategang lengkung horizontal radius kecil. Masalah ini terjadi di dua lokasi yang diketahui selama konstruksi. Masalah ini dapat diringkas sebagai berikut: selama prategangan tendon pada balok kotak lengkung, tendon tersebut putus dari web dan merobek semua tulangan di web sepanjang profil tendon. Inspeksi langsung terhadap kegagalan tersebut menunjukkan bahwa tendon memberikan tekanan horizontal radial di sepanjang dinding web terluar.

Sebagai pengakuan atas masalah ini, Caltrans telah menyiapkan dan menerapkan pedoman desain sejak awal tahun 1980-an. Bagan dan detail tulangan dikembangkan untuk memeriksa web balok untuk penahanan tendon dan tulangan sengkang yang memadai untuk menahan lentur. Memo Caltrans kepada Perancang 11-31 menetapkan bahwa perancang jembatan prategang lengkung harus mempertimbangkan gaya prategang lateral, F, untuk setiap balok. Gaya F ini sama dengan gaya dongkrak, P_j, dari setiap balok dibagi dengan jari-jari horizontal balok tersebut. Jika rasio P_j/R > 100 kN/m per balok atau jari-jari horizontal sama dengan 250 m atau kurang, Detail A, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.14, harus digunakan. Grafik untuk sengkang No. 16 dan No. 19 dikembangkan untuk digunakan dengan rasio P_j/R agar mendapatkan ketebalan web minimum dan jarak antar sengkang No. 16, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.15.



Gambar 15.14 Detail saluran Caltrans pada jembatan beton lengkung.

Langkah pertama adalah memasukkan nilai F ke dalam grafik pada sumbu vertikal grafik dan bergerak secara horizontal hingga mencapai tinggi web h_c. Grafik kemudian menunjukkan ketebalan web minimum dan jarak tulangan No. 16.

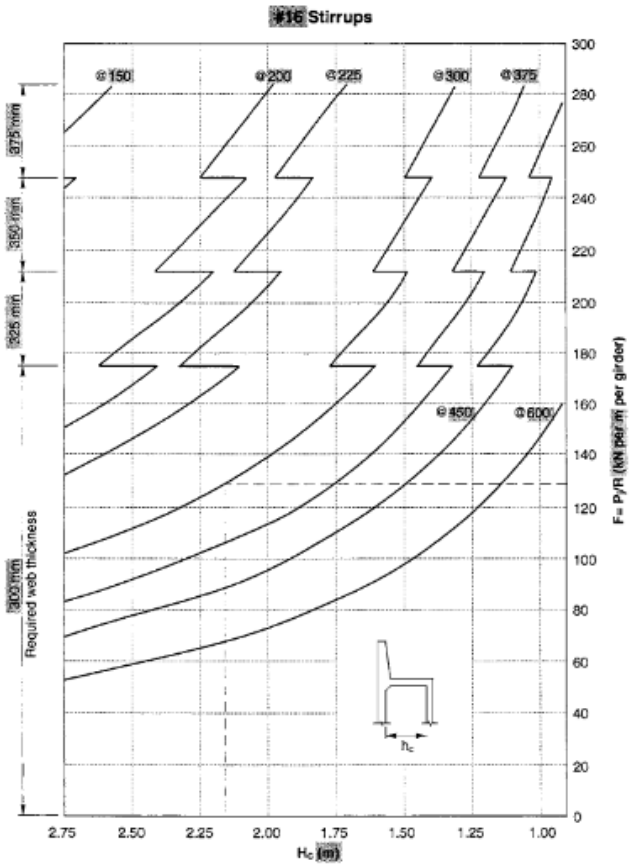
Grafik ini dikembangkan dengan asumsi bahwa web girder adalah balok dengan panjang yang sama dengan jarak bersih antara pelat atas dan bawah. Gaya lateral, F, bekerja di titik tengah web sehingga menciptakan momen lentur pada web. Momen ini dihitung dengan rumus balok sederhana yang dikurangi 20% untuk kontinuitas antara web dan pelat. Nilai momen lentur ini sama dengan

$$M_u = 0.8\frac{P_j}{4R}h_c \tag{15.1}$$

Dalam komentar memo ini, Caltrans menganggap sengkang mampu menangani tegangan lentur dan geser karena alasan berikut:

- M_u dihitung untuk kondisi maksimum F yang bekerja pada $h_c/2$. Ini hanya terjadi pada dua titik dalam bentang karena kelenturan tendon.
- Gaya dongkrak, P_j, digunakan dalam perhitungan M_u dan, pada saat P_j diterapkan, struktur ditopang oleh perancah. Ketika perancah dilepas dan gaya geser vertikal bekerja, gaya prategang akan berkurang karena kehilangan tersebut.

Selain itu, untuk balok kotak lengkung dengan radius dalam kurang dari 243,8 m (800 kaki), diafragma perantara diperlukan dengan jarak maksimum 24,4 m (80 kaki) kecuali jika ditunjukkan sebaliknya oleh pengujian atau analisis struktural. Kode tersebut selanjutnya menyatakan bahwa jika radius bagian dalam kurang dari 121,9 m (400 kaki), jarak antar diafragma tidak boleh melebihi 12,2 m (40 kaki).



Gambar 15.15 Bagan desain Caltrans untuk ketebalan web dan tulangan.

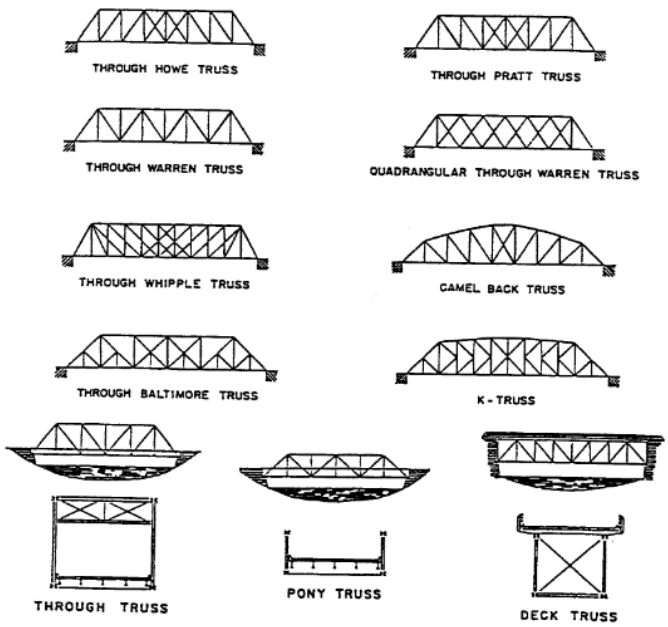
BAB 16
JEMBATAN RANGKA JALAN RAYA

16.1 KONFIGURASI RANGKA JEMBATAN

Sejarah

Selama tahun 1800-an, geometri rangka jembatan berkembang pesat. Historic American Engineering Record mengilustrasikan 32 geometri rangka jembatan terpisah dalam cetakannya tahun 1976 yang ditunjukkan pada Gambar 16.1. Ini berkisar dari Rangka King Post dan Queen Post yang sangat pendek dan rangka Waddell "A" hingga sistem tak tentu yang sangat kompleks, termasuk Rangka Town Lattice dan Rangka Burr Arch. Selama beberapa tahun setelah risalah terobosan Squire Whipple tentang analisis rangka sebagai rakitan yang dihubungkan dengan pin, yaitu, anggota dua gaya, sejumlah jenis rangka yang lebih kompleks dan kurang fungsional secara bertahap menghilang dan konfigurasi Pratt, Howe, Baltimore, Pennsylvania, rangka K, dan Warren yang terkenal menjadi dominan. Pada pertengahan abad ke-20, rangka Warren dengan elemen vertikal merupakan bentuk konfigurasi rangka yang dominan untuk jembatan jalan raya, dan rangka Warren serta rangka K mendominasi jembatan kereta api.

Catatan Rekayasa Amerika Bersejarah (*Historic American Engineering Record*) menunjukkan bahwa rangka Warren tanpa elemen vertikal mungkin telah muncul sejak pertengahan tahun 1880-an, tetapi segera digantikan oleh rangka Warren dengan elemen vertikal, karena ini memberikan cara yang sangat praktis untuk menopang batang tekan, mengurangi panjang balok memanjang, dan membentuk rangka penahan goyangan ke dalam geometri yang relatif sederhana dari elemen vertikal.



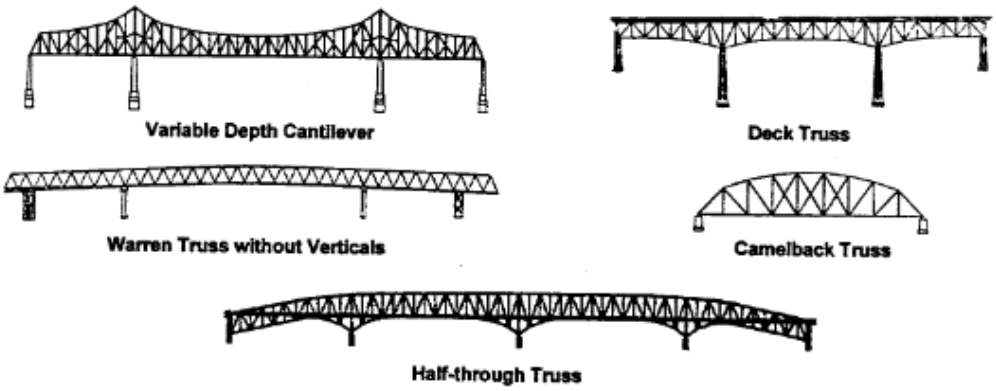
Gambar 16.1 Rangka jembatan bersejarah.

Modern

Hanya sedikit rangka jembatan bentang tunggal yang digunakan sebagai jembatan jalan raya saat ini, meskipun masih digunakan untuk jembatan kereta api. Rangka jembatan jalan raya modern biasanya berupa jembatan kontinu atau kantilever dan biasanya berupa rangka Warren dengan atau tanpa vertikal. Beberapa konfigurasi tipikal ditunjukkan pada Gambar 16.2.

Sepanjang tahun 1980-an dan 1990-an, rangka Warren tanpa vertikal muncul kembali sebagai konfigurasi rangka yang lebih estetis, terutama dalam konfigurasi korda paralel, dan ini telah menyebabkan penyederhanaan yang signifikan dalam detail rangka, karena rangka penahan goyangan biasanya dihilangkan dalam bentuk rangka ini, kecuali untuk portal. Rangka Warren tanpa vertikal banyak digunakan pada Sistem Kereta Api Jepang dan, baru-baru ini, dalam praktik jalan raya AS seperti yang dicontohkan pada Jembatan Sungai Cooper dekat Charleston, Carolina Selatan, dan Jembatan Sungai Kanawha dekat Charleston, Virginia Barat; konfigurasi jembatan seperti itu ditunjukkan pada Gambar 16.3 karena dianggap sebagai salah satu opsi untuk Jembatan Blue Water Kedua (bentang utama 281 m) antara Port Huron, Michigan, dan Point Edward, Ontario, Kanada.

Jembatan rangka berperilaku seperti struktur kotak tertutup ketika memiliki empat bidang yang mampu menahan geser dan portal ujung yang cukup untuk mentransmisikan geser kembali menjadi beban vertikal pada bantalan. Mengingat kebutuhan akan konfigurasi kotak untuk menahan beban vertikal dan lateral, ada kemungkinan konfigurasi tersebut dapat berupa persegi panjang, yaitu, empat sisi, atau segitiga, jika geometri tersebut mampu mengakomodasi jarak bebas jalan. Masalah redundansi harus diatasi, baik dengan jalur beban tambahan, misalnya, prategang, atau dengan peningkatan sifat material yang cukup, terutama ketangguhan, untuk membuat konfigurasi segitiga dapat diterima oleh pemilik, tetapi hal ini tentu saja berada dalam ranah kewajaran teknis.



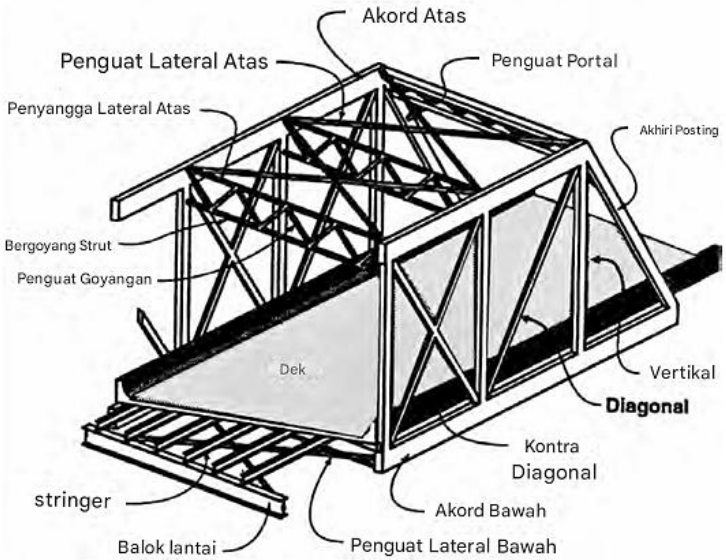
Gambar 16.2 Konfigurasi rangka jalan raya modern yang umum.

Gambar 16.3 Jembatan Blue Water Kedua — pilihan studi rangka batang paralel.

16.2 KOMPONEN, NOMENKLATUR, DAN MATERIAL KHAS

Komponen dan Nomenklatur

Jembatan rangka biasanya dicirikan oleh banyaknya elemen penguat dan penahan angin selain elemen yang terlihat pada tampak depan. Elemen khas dari rangka bentang tunggal sederhana diidentifikasi pada Gambar 16.4, diambil dari Ref.



Gambar 16.4 Anggota rangka tipikal.

Anggota lateral pada bidang batang atas dan bawah menahan beban angin dan menopang batang tekan. Rangka goyang dianggap dapat meratakan rangka dan meningkatkan kekakuan torsinya. Portal ujung membawa beban torsi yang dihasilkan dari beban vertikal yang tidak merata dan beban angin ke bantalan.

Dampak visual dari berbagai anggota, terutama anggota penguat, yang berkontribusi pada penolakan estetika terhadap banyak desain rangka. Namun, jika peristiwa yang tidak terduga menyebabkan kerusakan pada anggota rangka utama, anggota penguat ini dapat berfungsi sebagai jalur beban tambahan untuk membawa beban anggota di sekitar area yang rusak.

Anggota Rangka

Beberapa penampang yang digunakan sebagai anggota rangka modern ditunjukkan pada Gambar 16.5. Anggota rangka telah berevolusi dari batang, palang, dan batang mata menjadi anggota berbentuk kotak dan H. Secara umum, elemen berbentuk kotak lebih efisien secara struktural dan lebih tahan terhadap kecenderungan getaran akibat angin dibandingkan dengan bentuk H, sedangkan bentuk H dianggap lebih ekonomis dalam hal fabrikasi untuk tonase baja tertentu, umumnya lebih mudah dihubungkan ke pelat penguat karena akses terbuka ke baut, dan lebih mudah dirawat karena semua permukaannya dapat diakses untuk pengecatan. Penggunaan baja tahan cuaca mengimbangi keunggulan ini.

Bahkan pada akhir tahun 1990-an, elemen berbentuk kotak masih banyak digunakan dan, dalam beberapa kasus, efisiensi bentuk H yang tampak diimbangi oleh kebutuhan untuk membuat elemen tersebut stabil secara aerodinamis. Pilihannya jelas spesifik untuk proyek tertentu, meskipun penampang berbentuk H memiliki keunggulan yang relatif jelas dalam kasus elemen tarik karena lebih mudah dihubungkan ke pelat penguat dan lebih mudah dicat seperti yang disebutkan di atas, tanpa persyaratan desain stabilitas yang dibutuhkan untuk elemen tekan. Namun, mereka lebih rentan terhadap getaran akibat angin daripada bentuk kotak. Bentuk kotak memiliki keunggulan dalam kasus elemen tekan karena biasanya memiliki rasio kelangsingan yang lebih rendah di sekitar sumbu lemah daripada elemen berbentuk H yang sesuai.

Penyegelan bentuk kotak untuk mencegah korosi di bagian dalam elemen telah didekati dari berbagai arah. Dalam beberapa kasus, bentuk kotak dapat dilas sepenuhnya, kecuali di lokasi akses di ujung yang digunakan untuk memfasilitasi sambungan ke pelat penguat. Penyegelan elemen kotak telah menghasilkan keberhasilan yang beragam. Dalam beberapa kasus, bahkan elemen kotak yang telah dilas di keempat sisinya dan telah memiliki diafragma penyegel dan penyegel internal yang dilas telah diamati mengumpulkan kelembapan. Masalahnya adalah elemen tersebut tidak hanya perlu kedap air untuk mencegah infiltrasi air dalam bentuk cair, tetapi juga harus kedap udara untuk mencegah kecenderungan alami elemen untuk "bernapas" ketika terkena fluktuasi suhu, yang cenderung menarik udara ke dalam elemen melalui bahkan retakan atau lubang kecil di sistem penyegelan.

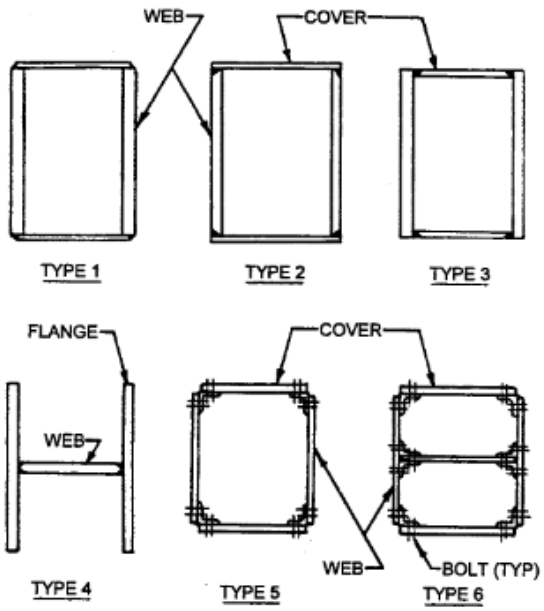
Udara ini selalu mengandung kelembapan dan dapat menjadi sumber kondensasi yang berulang, yang menyebabkan pengumpulan air di dalam elemen. Dalam beberapa kasus, elemen kotak telah dilengkapi dengan lubang drainase, meskipun secara nominal tertutup rapat, untuk memungkinkan kondensat ini keluar. Dalam beberapa kasus, elemen kotak telah disegel dan diberi tekanan dengan gas inert, biasanya nitrogen, untuk memastikan bahwa segel yang memadai telah dibuat, serta untuk menghilangkan oksigen dari bagian dalam elemen, sehingga mencegah korosi. Elemen kotak telah dibangun dengan batang katup untuk memantau tekanan internal, serta untuk membersihkan dan mengisi ulang perlindungan korosi gas inert. Berbagai jenis dempul telah digunakan untuk mencoba menyegel sambungan baut dengan keberhasilan yang beragam.

Karena meningkatnya minat pada redundansi jembatan rangka, elemen yang dibaut dengan jahitan telah digunakan dalam beberapa kasus. Karena baut tidak sepenuhnya mengisi

lubang, ini memang meninggalkan jalur untuk masuknya air, sehingga ventilasi dan drainase yang memadai pada elemen menjadi penting. Masa depan konfigurasi elemen rangka agak bergantung pada evolusi material baru seperti yang dibahas di bawah ini.

Material

Rangka awal terbuat dari kayu. Seiring waktu, kombinasi elemen tekan kayu dan elemen tarik besi tempa berkembang dan akhirnya komponen kayu digantikan oleh besi cor. Setelah pembangunan Jembatan Eads di St. Louis, baja menjadi lebih banyak digunakan dan hingga saat ini tetap menjadi material yang dominan, dan hampir eksklusif, untuk konstruksi rangka.



Gambar 16.5 Penampang melintang elemen rangka modern.

Seiring jembatan rangka mencapai bentang yang semakin panjang, jembatan tersebut menjadi platform alami untuk pengenalan baja baru, termasuk baja silikon pada awal abad ini, baja tahan cuaca, baja yang mengandung tembaga, baja paduan rendah, dan bahkan baja paduan yang dipadamkan dan ditempa dengan kekuatan luluh tinggi, seperti ASTM A514/A517. Versi awal baja tahan cuaca digunakan dalam rangka selama seperempat pertama abad ke-20 dan kemampuan tahan cuacanya kurang dikenal hingga relatif baru-baru ini.

Pada era sekarang (1998), baja dengan kekuatan luluh 345 MPa mendominasi, dengan beberapa penggunaan material dengan kekuatan lebih tinggi, terutama untuk jembatan bentang sangat panjang. Inisiatif baja berkinerja tinggi (HPS) baru-baru ini dari Administrasi Jalan Raya Federal, industri baja, dan Angkatan Laut AS telah menghasilkan pengembangan baja yang menjanjikan kekuatan yang relatif tinggi, misalnya, kekuatan luluh 485 MPa dan lebih tinggi, rasio luluh terhadap tarik yang relatif menguntungkan sekitar 0,85, ketangguhan luar biasa yang dapat menghilangkan pertimbangan retak dan dengan demikian penunjukan anggota kritis retak, pengurangan kontrol suhu antar-lintasan, dan pengurangan pemanasan awal.

Material baru ini tidak hanya menjanjikan peningkatan efisiensi dan efektivitas biaya dengan menggunakan anggota kotak dan berbentuk I konvensional dalam desain rangka, tetapi juga dapat mengarah pada penggunaan anggota tubular dan sambungan cor. Ini terdengar seperti kembali ke sistem jembatan Phoenix lama, tetapi peningkatan efisiensi material baru, serta kemajuan dalam industri pengecoran, dapat membuat pengelasan lapangan bentuk tubular ke simpul menjadi mungkin dan efisien. Penggunaan anggota rangka beton berkinerja tinggi (HPC) dapat berkembang di mana beton berfungsi sebagai penguat komposit untuk pelat baja yang relatif tipis pada anggota tekan.

Material komposit canggih dapat menghasilkan efisiensi rangka yang lebih tinggi. Bentuk pultruded sebagai elemen tekan, yang menempel pada simpul logam, beton, atau komposit, mungkin menjadi kemungkinan dalam waktu dekat. Elemen tarik komposit mungkin memerlukan bahan perekat, misalnya lem, sebelum memungkinkan untuk membuat sambungan tahan lelah. Masalah yang terkait dengan sambungan tipe pengikat mekanis mungkin akan terpecahkan cepat atau lambat, sehingga memudahkan penggunaan komposit canggih.

16.3 METODE ELEMEN DUA GAYA

Rangka yang Disambung dengan Pin

Pada tahun 1840-an, metode analisis rangka sebagai rakitan yang disambung dengan pin dikembangkan dan masih banyak digunakan hingga saat ini. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa sambungan rangka adalah pin tanpa gesekan. Asumsi ini berarti bahwa selama beban diterapkan pada sambungan dan bukan di sepanjang panjang elemen, satu-satunya pembengkokan disebabkan oleh berat sendiri. Dengan demikian, gaya utama pada elemen diasumsikan bekerja di sepanjang panjangnya. Ini sering disebut sebagai "anggota dua gaya." Dua gaya tersebut adalah beban aksial di setiap ujung anggota.

Sepanjang abad ke-19 dan bahkan hingga awal abad ke-20, umum untuk menggunakan pin fisik pada sambungan rangka untuk memfasilitasi interkoneksi komponen anggota, dan juga untuk mereplikasi asumsi matematis. Saat rangka melentur di bawah beban, sambungan berputar melalui sudut yang biasanya sangat kecil. Jika pin benar-benar tanpa gesekan, anggota rangka akan berputar relatif satu sama lain dan tidak akan ada momen ujung yang terbentuk pada anggota. Pin fisik sebenarnya tidak pernah benar-benar bebas gesekan, sehingga beberapa momen terbentuk di ujung anggota rangka dan ini biasanya dianggap sebagai gaya sekunder.

Ketika konstruksi ujung pin digantikan oleh sambungan paku keling dan kemudian oleh sambungan baut atau las, sambungan rangka dirancang sedemikian rupa sehingga garis kerja anggota berpotongan di titik umum, untuk mengurangi eksentrisitas atau untuk memanfaatkan eksentrisitas untuk mengkompensasi pembengkokan yang disebabkan oleh berat mati anggota. Dalam kedua kasus tersebut, secara luas dianggap bahwa model analisis sambungan pin dapat diterapkan. Seperti yang akan dibahas nanti, selama jembatan memiliki kelengkungan yang tepat, model ini seringkali merupakan alat analisis yang akurat. Dua variasi

model rangka sambungan pin umum digunakan; metode sambungan dan metode penampang. Masing-masing diilustrasikan di bawah ini.

Metode Sambungan

Seperti namanya, metode sambungan didasarkan pada analisis diagram benda bebas dari setiap sambungan rangka. Selama rangka tersebut dapat ditentukan, akan ada cukup sambungan dan persamaan keseimbangan untuk menemukan gaya di semua anggota. Pertimbangkan contoh sederhana yang ditunjukkan pada Gambar 16.6. Rangka enam panel ini menopang beban P pada Sambungan L3. Dengan menjumlahkan momen di sekitar setiap ujung jembatan, dapat ditentukan bahwa reaksi kiri adalah ⅔ P dan reaksi kanan adalah ⅓ P.

Dengan mengisolasi Sambungan L0, dapat dilihat bahwa ada dua variabel yang tidak diketahui, yaitu gaya pada Anggota L0-U1 dan gaya pada Anggota L0-L1. Untuk rangka kecil ini, dan seperti yang biasanya diilustrasikan dalam sebagian besar buku teks, rangka diasumsikan berada dalam posisi horizontal, sehingga mudah untuk mengambil satu sumbu referensi melalui Batang L0-L1 dan menetapkan sumbu ortogonal melalui L0. Ini biasanya disebut sumbu horizontal dan vertikal. Gaya-gaya yang sejajar dengan masing-masing sumbu harus dalam keadaan setimbang. Dalam hal ini, itu berarti bahwa komponen vertikal gaya pada Batang L0-U1 sama dengan reaksi RL. Dengan mempertimbangkan gaya-gaya dalam arah horizontal, gaya pada Batang L0-L1 sama dengan komponen horizontal gaya pada Batang L0-U1. Dengan demikian, semua gaya batang di L0 dapat ditentukan.

Jika kita melanjutkan ke Sambungan L1, di mana tidak ada beban yang diterapkan, jelas bahwa keseimbangan vertikal sambungan tersebut mengharuskan gaya pada L1-U1 sama dengan 0, dan gaya pada L1-L2 sama dengan L0-L1. Berlanjut ke Sambungan U1, dapat dilihat bahwa, meskipun empat anggota membentuk sambungan tersebut, gaya pada dua anggota sekarang diketahui, dan gaya pada dua anggota lainnya dapat ditemukan dari persamaan keseimbangan gaya sepanjang dua sumbu.

Analisis berlanjut dengan cara ini dari sambungan ke sambungan.

Metode Penampang

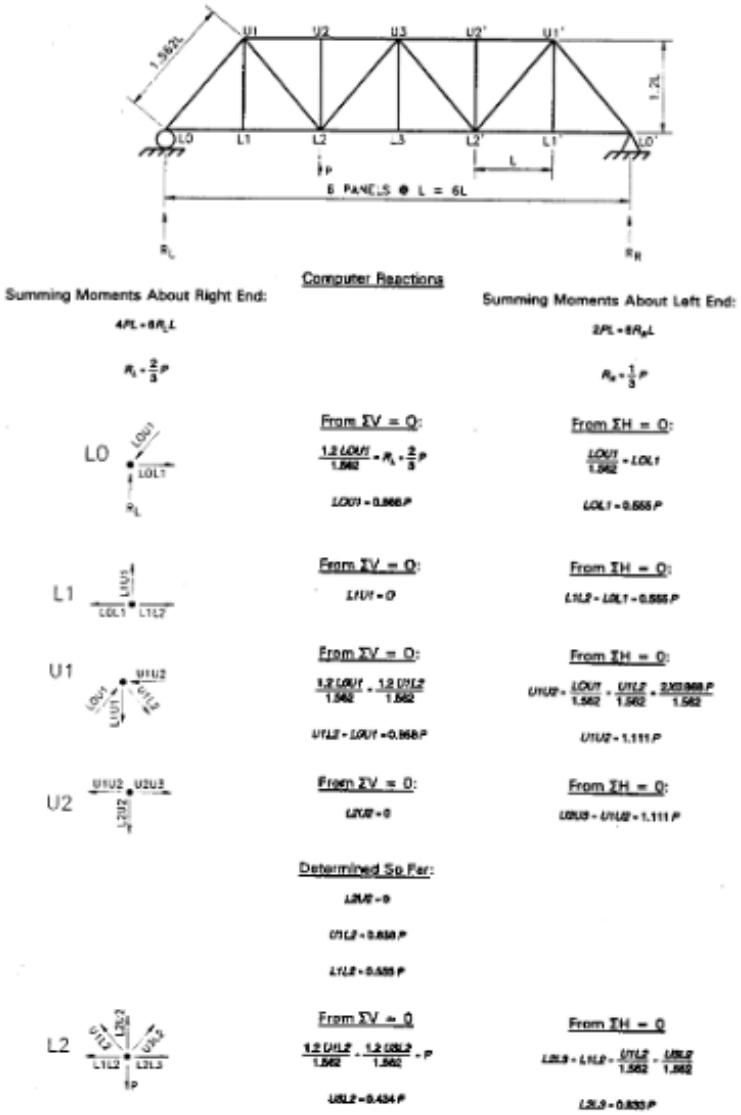
Metode penampang dilakukan dengan mengidentifikasi diagram benda bebas yang hanya berisi dua variabel yang tidak diketahui, sehingga keseimbangan jumlah momen terhadap satu sambungan dan keseimbangan jumlah gaya geser melalui panel cukup untuk menentukan dua gaya rangka yang tidak diketahui. Perhatikan Penampang AA pada Gambar 16.7 yang menunjukkan sebagian dari rangka yang sama seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.6. Jika kita mempertimbangkan diagram benda bebas di sebelah kiri Penampang AA, jelas bahwa gaya geser pada panel sama dengan reaksi RL dan bahwa ini hanya dapat ditahan oleh gaya L0-U1. Demikian pula, karena penampang dan diagram benda bebas diambil tepat di sebelah kiri Sambungan L1 dan U1, penjumlahan momen di sekitar Sambungan U1 atau, lebih tepatnya, ujung Anggota L0-U1 pada jarak yang sangat kecil di sebelah kiri garis penampang memungkinkan kita untuk menghitung gaya di L0-U1.

Jika kita mempertimbangkan Penampang BB, dapat dilihat bahwa jumlah momen di sekitar sambungan batang bawah memungkinkan kita untuk menemukan gaya di batang atas, dan geser di panel ini memungkinkan kita untuk menemukan gaya di diagonal secara langsung.

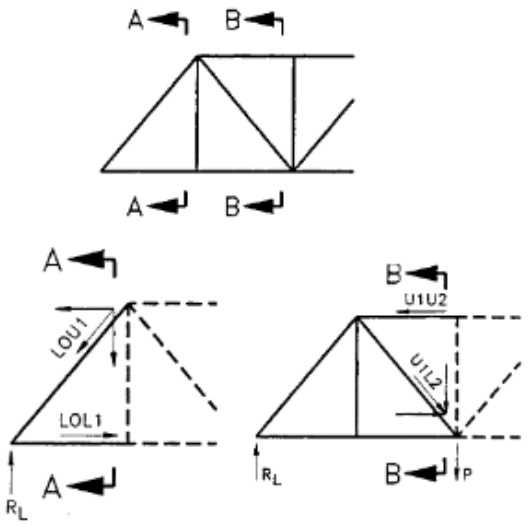
Analisis kemudian berlanjut dari penampang ke penampang di sepanjang rangka. Secara praktis, kombinasi metode penampang dan metode sambungan biasanya menghasilkan perhitungan yang paling cepat.

Garis Pengaruh untuk Rangka

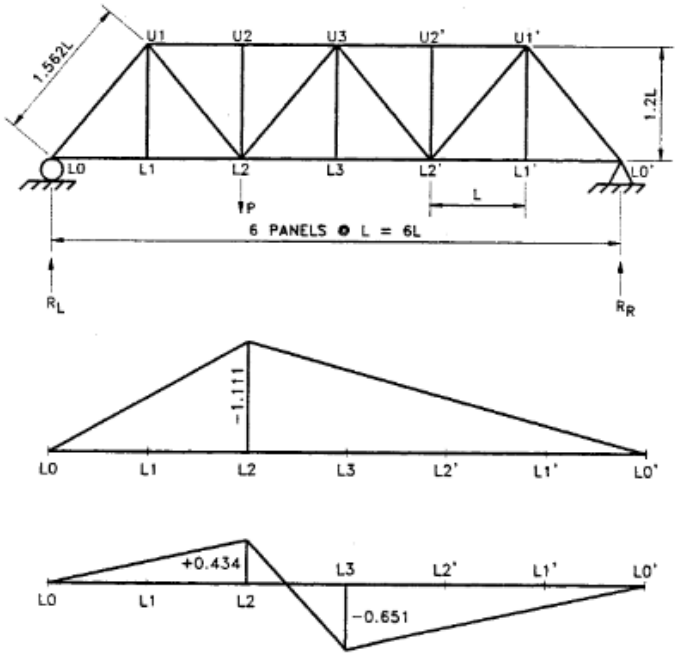
Garis pengaruh adalah representasi grafis dari gaya pada anggota rangka saat beban bergerak sepanjang panjang struktur.



Gambar 16.6 Metode sambungan.



Gambar 16.7 Metode penampang.



Gambar 16.8 Garis pengaruh untuk gaya pada satu tali busur dan satu diagonal.

Garis pengaruh untuk gaya pada elemen biasanya ditemukan dengan menerapkan beban satuan pada setiap sambungan batang yang terpengaruh. Informasi ini kemudian ditampilkan secara bergambar, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.8, yang menunjukkan garis pengaruh untuk Gaya Batang U1-U2 (atau U2-U3) dan Gaya Diagonal L2-U3. Jika rangka statis tertentu, garis pengaruhnya adalah serangkaian segmen garis lurus. Karena pembebanan titik panel biasanya digunakan pada rangka, garis pengaruh untuk diagonal biasanya melewati panel rangka, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.8. Jika rangka statis tak tentu, maka garis pengaruhnya akan berupa serangkaian batang pada kurva, bukan garis lurus.

Metode Komputer

Metode sambungan dan metode potongan yang diidentifikasi di atas tampak sangat sederhana selama geometri rangka juga sederhana dan strukturnya statis tertentu. Hal ini terutama berlaku jika satu atau kedua batang rangka horizontal. Pada sebagian besar rangka modern, bentangnya cukup panjang sehingga perubahan geometri vertikal dapat signifikan. Bahkan, sebagian besar rangka yang lebih besar berada pada kurva vertikal jika melintasi jalur air. Sambungan batang rangka biasanya sejajar dengan profil dek.

Dengan demikian, pada banyak jembatan rangka praktis, satu atau kedua batang rangka merupakan serangkaian segmen batang rangka yang mewakili kurva parabola setidaknya di sebagian panjang jembatan. Hal ini secara signifikan mempersulit geometri sehubungan dengan penggunaan metode sambungan atau metode potongan. Hal ini tidak meniadakan penggunaan salah satu metode ini, tetapi tentu saja membuatnya kurang menarik.

Terdapat banyak paket perangkat lunak untuk komputer yang memungkinkan analisis rangka, seperti yang biasanya dapat dilakukan sebagai rakitan yang dihubungkan dengan pin atau sebagai rangka dengan sambungan tahan momen. Jika jembatan bersifat deterministik pada bidang rangka, dan jika rangka dianalisis dengan dua elemen gaya, maka luas penampang elemen tidak memengaruhi analisis. Mengasumsikan luas satuan untuk semua elemen akan memberikan gaya yang tepat, tetapi belum tentu perpindahan yang tepat. Jika rangka bersifat indeterministik pada suatu bidang, maka perlu menggunakan luas yang realistis untuk elemen rangka dan mungkin penting untuk memasukkan kelengkungan elemen untuk mendapatkan hasil yang realistis dalam beberapa kasus.

Hal ini berlaku untuk apa yang disebut "kasus geometris" yang biasanya dianggap sebagai kondisi jembatan di bawah semua beban mati, di mana pada saat itu diasumsikan memiliki kemiringan dan profil yang tepat. Analisis untuk beban selanjutnya, seperti beban satuan untuk rakitan garis pengaruh, atau beban transien, tidak memerlukan penyertaan kelengkungan elemen. Faktanya, penyertaan camber untuk beban selain beban yang bekerja dalam kondisi geometris akan menghasilkan hasil yang salah untuk rangka tak tentu.

Jika perangkat lunak memiliki kemampuan untuk memasukkan perubahan panjang satuan dalam suatu elemen dan analisis serupa diperlukan untuk memperhitungkan camber elemen dengan benar, maka seringkali dianggap efisien untuk menghitung garis pengaruh untuk elemen rangka menggunakan prinsip Mueller–Bresslau seperti yang ditemukan dalam teks apa pun tentang mekanika struktural.

Ketika rangka dianalisis sebagai rakitan tiga dimensi dengan sambungan tahan momen, maka metode camber menjadi lebih penting. Merupakan praktik umum bagi beberapa elemen untuk di-camber ke "posisi tanpa beban" dan agar elemen-elemen ini tidak memiliki beban di dalamnya seperti yang dianalisis, semua elemen lain dalam rangka harus di-camber dengan benar dalam model komputer.

Dengan teknik fabrikasi yang biasa dan perawatan yang memadai untuk kelengkungan pada anggota utama dan sekunder (yang mungkin tidak memiliki kelengkungan), analisis komputer tiga dimensi dari rangka jalan raya biasanya akan menghasilkan penentuan gaya

anggota rangka yang sangat dekat dengan yang diperoleh dengan analogi rangka yang dihubungkan dengan pin. Tegangan sekunder dari rotasi sambungan yang dihasilkan dari beban transien akan ditentukan langsung dari analisis komputer.

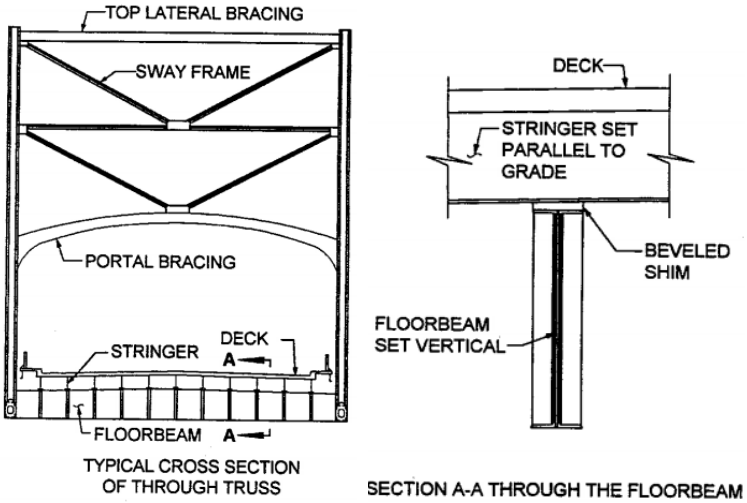
16.4 SISTEM LANTAI DAN DETAIL RANGKA

Sistem Dek Konvensional yang Tidak Terintegrasi dengan Batang Rangka

Awalnya, rangka sistem lantai dimaksudkan untuk sesederhana mungkin secara struktural. Di masa lalu, balok lantai sering digantung dari pin rangka dengan kuk, balok penopang bentang sederhana yang membingkai di antara balok lantai sering ditopang oleh braket pelana pada web balok lantai. Seiring berjalannya waktu, keuntungan dari balok memanjang kontinu, khususnya pada jembatan jalan raya, menjadi sangat jelas, dan kerangka yang melibatkan balok memanjang di atas balok lantai berkembang, begitu pula detail yang lebih baik untuk kerangka balok memanjang yang ditopang sederhana di antara balok lantai.

Desain komposit balok memanjang dan/atau balok memanjang dan balok lantai terus menambah kekuatan, kekakuan, dan kekokohan pada rangka, sekaligus menghilangkan banyak sumber drainase yang tidak terkontrol, dan karenanya, korosi, yang telah dianggap sebagai sumber perawatan berlebihan pada rangka. Saat ini, balok lantai biasanya vertikal atau tegak lurus terhadap permukaan jalan, dan balok memanjang biasanya tegak lurus terhadap puncak dan sejajar dengan permukaan jalan. Jika vertikal, diperlukan semacam pengisi miring di antara balok lantai dan balok memanjang. Penampang melintang rangka yang khas ditunjukkan pada Gambar 16.9.

Sebagian besar desain rangka atap modern terus menggunakan dek beton, serta sistem komposit grid dan beton, atau grid dan beton sebagai dek yang efisien dan tahan lama. Penggunaan dek ortotropik dalam kaitannya dengan desain asli (bukan rehabilitasi) rangka atap di Amerika Serikat relatif sedikit, tetapi ini tentu merupakan alternatif yang layak. Penggunaan sistem dek ringan yang lebih baru, seperti Aluma-Deck yang dipatenkan atau mungkin sistem dek ortotropik komposit canggih, dapat menghasilkan pengurangan berat lebih lanjut dan, karenanya, penghematan dalam lingkungan yang kompetitif, serta berpotensi mengurangi perawatan secara signifikan pada rangka atap di masa mendatang.



Gambar 16.9 Penampang melintang rangka tipikal.

Dek yang Terintegrasi dengan Rangka Penopang

Sejauh ini, sistem dek hampir selalu dirancang agar terpisah secara struktural dari sistem rangka penopang utama. Seiring dengan meningkatnya kebutuhan akan efisiensi dan pengurangan biaya, serta peningkatan redundansi, penggabungan dek dan sistem rangka merupakan kemungkinan teknis. Dek ortotropik telah digunakan sebagai bagian dari rangka bawah atau atas pada beberapa jembatan di luar negeri. Masalah redundansi harus dipertimbangkan secara menyeluruh karena jalur beban yang lebih tradisional dikurangi. Kemampuan komputer yang tersedia memungkinkan pemodelan skenario kerusakan dan pengetahuan yang muncul tentang perhitungan indeks keandalan untuk struktur yang rusak dapat memberikan desain dengan tingkat kepercayaan yang tinggi, tetapi perhitungan yang canggih tersebut harus dibenarkan oleh penghematan biaya dan/atau manfaat lainnya. Penggabungan rangka penopang dan dek berpotensi menghilangkan lebih banyak sambungan dalam sistem dek, mungkin dengan mengorbankan akomodasi fitur suhu diferensial tertentu.

Secara umum, seperti pada semua jenis struktur jembatan, penghapusan sambungan dianggap sebagai perkembangan yang menguntungkan. Jika penggunaan dek ortotropik sebagai bagian dari sistem korda, dan sistem lateral, berkembang, para perancang harus mempertimbangkan kemungkinan penggunaan beton bertulang atau beton prategang dengan cara yang serupa. Tentu saja, ini cenderung mengarah pada pembebanan korda di titik selain titik panel, tetapi situasi ini telah ditangani di masa lalu di mana, dalam beberapa situasi, anggota korda dek secara langsung menopang dek jalan raya di sepanjang keseluruhan panjangnya, bukan hanya di titik panel.

16.5 DETAIL KHUSUS JEMBATAN KANTILEVER

Gantungan dan Korda Dummy untuk Jembatan Kantilever

Rangka kantilever telah digunakan secara efektif pada struktur bentang panjang sejak Jembatan Firth of Forth dibangun di Skotlandia pada akhir tahun 1800-an. Sistem struktur ini dikembangkan untuk memberikan sebagian besar ekonomi konstruksi kontinu, serta bentang yang lebih panjang yang dimungkinkan dengan kontinuitas, sekaligus memberikan kesederhanaan sistem struktur statis tertentu. Pertimbangkan sistem yang ditunjukkan pada Gambar 16.10. Gambar 16.10a menunjukkan konfigurasi rangka Warren untuk unit kontinu tiga bentang. Konfigurasi diagonal paralel yang ditunjukkan pada detail Gambar 16.10a merupakan indikasi bahwa sistem rangka untuk rangka Warren standar telah terputus.

Sistem statis untuk rangka kantilever, yang ditunjukkan oleh diagonal paralel, ditunjukkan pada Gambar 16.10b. Kontinuitas telah terputus dengan menyediakan dua titik di sepanjang struktur di mana batang-batang tersebut tidak menanggung gaya aksial, sehingga menghasilkan sambungan "hanya geser". Ini, menurut definisi, adalah engsel struktural. Unit di antara kedua engsel tersebut umumnya disebut sebagai "bentang gantung". Bagian struktur yang tersisa disebut "lengan kantilever" dan "bentang jangkar", seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.10a.

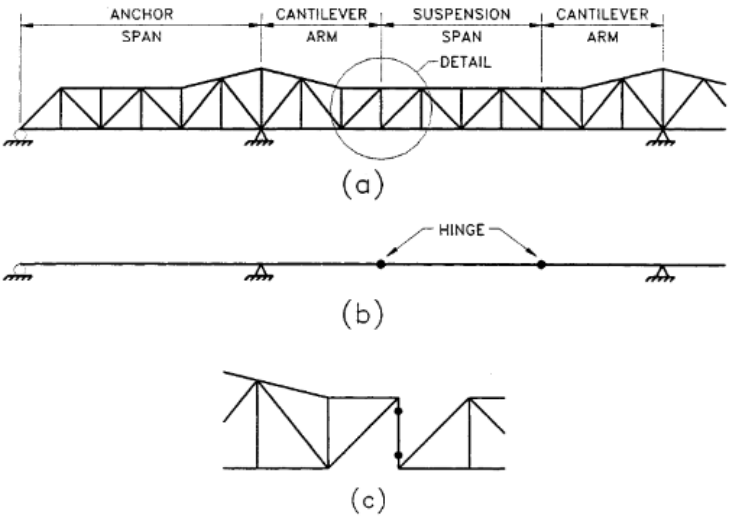
Mekanisme untuk menopang bentang gantung ditunjukkan secara konseptual pada Gambar 16.10c, yang menunjukkan bahwa dua batang penghubung hilang dan engsel telah

ditempatkan pada tali pengikat, atau gantungan, yang membawa beban bentang gantung ke lengan jangkar. Konfigurasi dengan penghubung dan dua engsel memungkinkan bagian-bagian struktur untuk mengembang dan menyusut relatif satu sama lain.

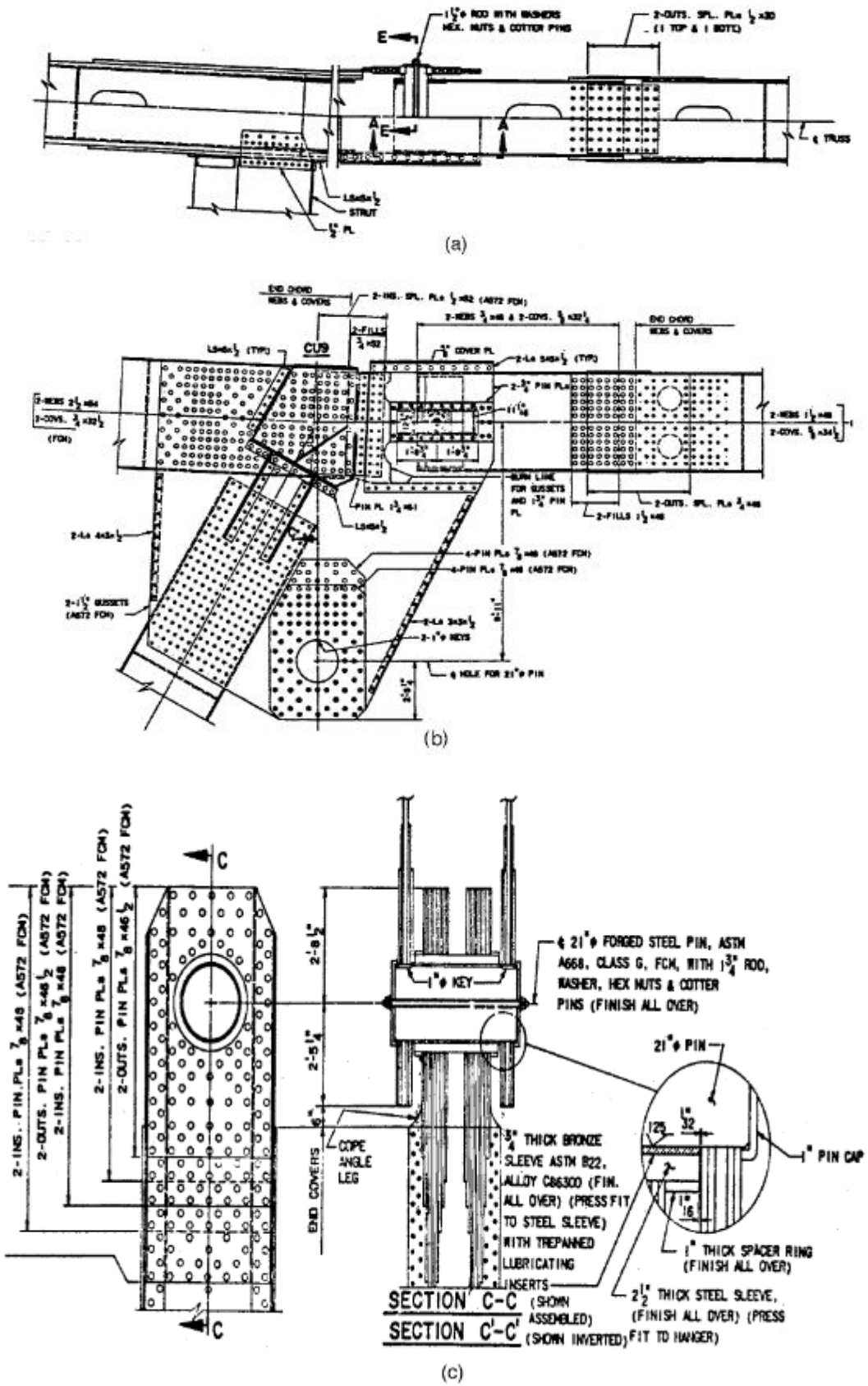
Dalam praktiknya, batang penghubung atas dan bawah yang tidak perlu ditambahkan ke struktur untuk meredakan kekhawatiran publik, dan diartikulasikan sedemikian rupa sehingga mencegahnya membawa beban aksial apa pun. Elemen-elemen ini biasanya disebut "batang penghubung palsu" atau "batang penghubung tiruan". Sambungan batang atas tipikal pada titik penggantung ditunjukkan pada Gambar 16.11. Gambar 16.11a adalah tampilan atas elemen batang atas, dan tampilan elevasi yang sesuai ditunjukkan pada Gambar 16.11b. Batang semu dalam kasus ini ditopang oleh lengan jangkar, menggunakan pin. Batang semu tersebut berlubang, sehingga dapat bergerak maju mundur dengan pemuaian dan penyusutan tanpa menanggung beban apa pun. Batang tersebut hanya bergerak maju mundur relatif terhadap pin di dalam lubang yang disediakan.

Pin tersebut menanggung berat vertikal elemen ke sambungan batang atas. Juga ditunjukkan pada Gambar 16.11b, dan meluas lebih jauh ke Gambar 16.11c, adalah detail rakitan penggantung dan pin atas dari pin pada penggantung yang digunakan untuk memungkinkan penggantung berayun maju mundur. Penggantung berpotensi menjadi elemen kritis patahan, karena kegagalan elemen ini hampir pasti akan mengakibatkan runtuhnya setidaknya bagian bentang yang digantung dari struktur.

Elemen-elemen ini biasanya dibangun dari beberapa komponen untuk menambah redundansi. Rakitan khusus yang ditunjukkan memiliki beberapa pelat yang dibaut bersama untuk mengkompensasi Lubang yang ditempati oleh pasak. Dalam beberapa tahun terakhir, banyak jembatan rangka telah dimodifikasi dengan rakitan penambah redundansi yang biasanya terdiri dari batang atau kabel yang sejajar dengan penggantung dan menempel pada bagian atas dan bawah rangka. Rakitan ini dimaksudkan untuk menanggung beban jika gantungan atau pin gagal. Beberapa detail untuk pin gantungan juga ditunjukkan pada Gambar 16.11c.



Gambar 16.10 Suspensi kantilever.



Gambar 16.11 (a) Detail tali palsu atas — tampak atas; (b) detail tali palsu atas — tampak samping; (c) detail gantungan.

Bagian-bagian struktur yang sesuai pada batang bawah ditunjukkan pada Gambar 16.12. Tampilan elevasi sambungan batang bawah ditunjukkan pada Gambar 16.12a, dan tampilan sebagian denah ditunjukkan pada Gambar 16.12b. Konsepnya sangat mirip dengan yang digunakan pada sambungan atas, yaitu terdapat pin dan slot untuk memungkinkan batang palsu bergerak tanpa menanggung beban aksial dan pin serta pelat penguat untuk mentransfer beban dari bentang gantung ke gantungan.

Setelah selesainya pemasangan bentang jangkar dan lengan kantilever, bentang gantung dapat dipasang komponen demi komponen, yang sering disebut sebagai "pemasangan batang", atau seluruh bentang gantung dapat dirakit di luar lokasi dan diangkat ke posisinya hingga dapat dipasang pada pin gantungan. Jika menggunakan metode pemasangan rangka, jembatan akan melengkung ke arah tengah saat kantilever mencapai titik tengah bentang. Jembatan akan berada dalam posisi melengkung karena, setelah dirakit hingga titik tengah bentang, kantilever akan jauh lebih pendek daripada saat penutupan titik tengah bentang.

Oleh karena itu, perlu dilakukan pengangkatan atau penurunan sebagian jembatan agar elemen penutup dapat dipasang dan beban dapat dialihkan ke sistem statis yang dimaksud. Selama proses ini, balok penopang palsu juga harus menanggung beban untuk menopang kantilever. Dengan jenis pemasangan ini, balok penopang palsu dapat dipasang sementara, dan satu atau kedua balok penopang dapat dilengkapi dengan dongkrak mekanis atau hidrolik untuk mengalihkan beban dan memposisikan ulang kedua kantilever untuk penutupan.

Ketentuan untuk jenis perakitan ini seringkali dibuat pada balok penopang palsu, setidaknya sampai pada titik memastikan bahwa ruang yang dibutuhkan tersedia untuk dongkrak dengan kapasitas yang cukup dan bahwa pelat bantalan untuk mentransmisikan beban sudah terpasang atau dapat ditambahkan oleh kontraktor. Gambar 16.13 menunjukkan detail umum untuk pemasangan dongkrak, yang memperlihatkan bagaimana dongkrak akan terpasang pada balok semu bawah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.12, dan menekan bagian struktur lainnya, sehingga dapat mengayunkan bagian kantilever dari bentang gantung ke atas untuk mempermudah penutupan.

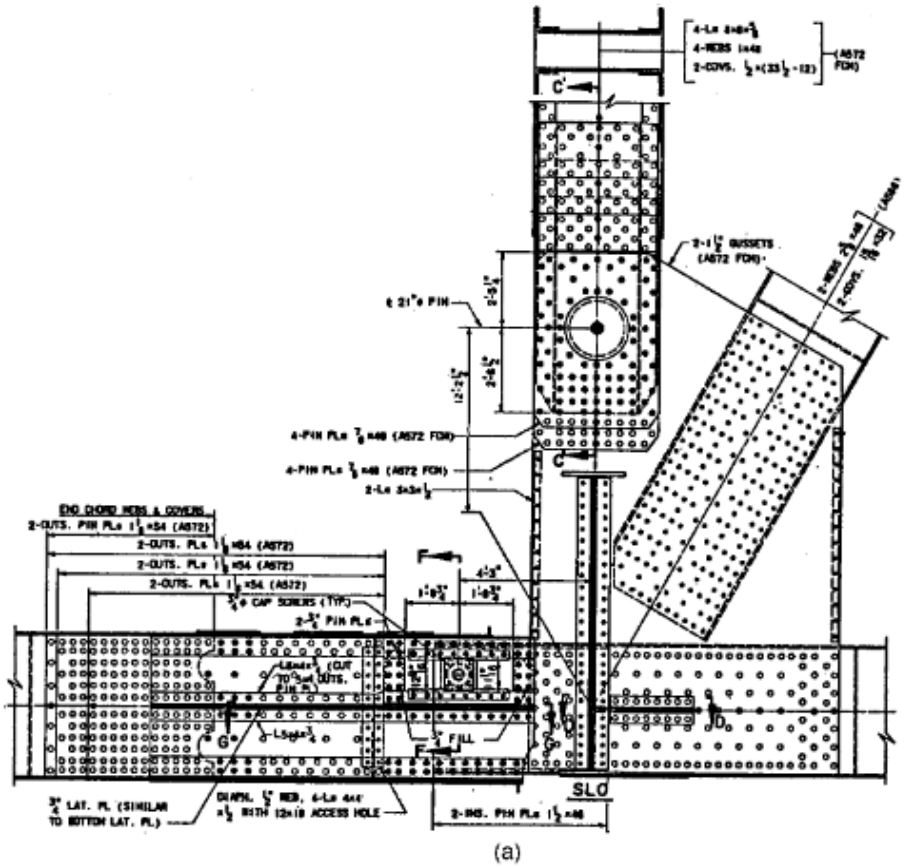
Bantalan

Dari sudut pandang bantalan, bentuk konstruksi kantilever menawarkan beberapa keuntungan lain. Bantalan yang digunakan pada pilar utama dapat dipasang pada bagian atas pilar, dan batang penghubung yang terhubung ke titik tersebut dapat dipasang pada pelat penguat. Ini memberikan sambungan yang sangat sederhana dan relatif bebas perawatan untuk menahan reaksi utama jembatan.

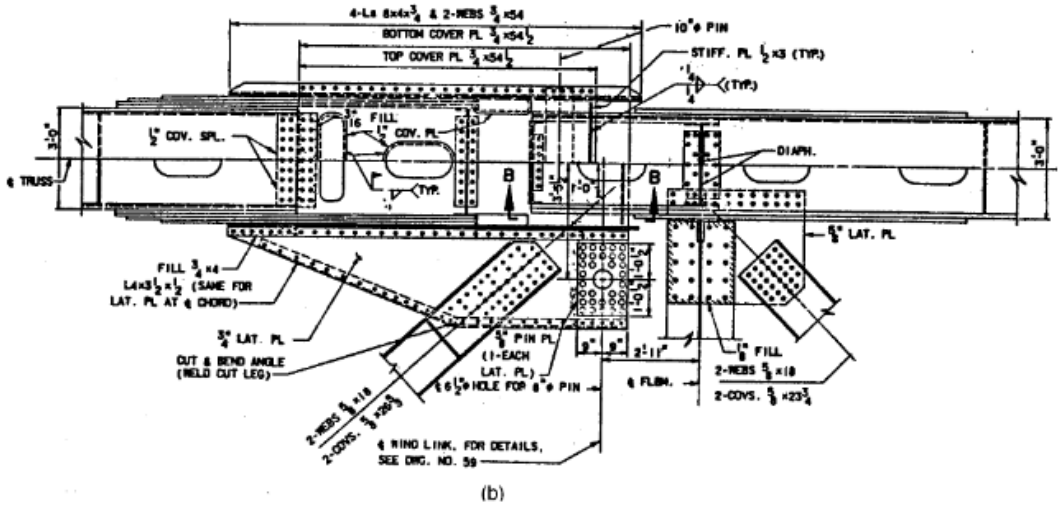
Bantalan pada pilar ujung di ujung bentang jangkar terkadang unik. Tergantung pada persyaratan lokasi atau untuk mengurangi biaya, bentang ujung terkadang cukup pendek, sehingga bahkan di bawah beban mati, reaksi pada pilar ujung bersifat negatif, yang berarti kondisi pengangkatan terjadi di bawah beban mati. Di bawah beberapa pola beban hidup, pengangkatan ini akan meningkat.

Ketika kondisi ini terjadi, rakitan penggantung yang mirip dengan yang dijelaskan pada Bagian 16.5.1 dapat digunakan untuk menghubungkan ke bantalan yang dipasang pada pilar, dan dihubungkan ke kisi-kisi baja tertanam atau perangkat serupa yang digunakan untuk menahan berat pilar untuk menahan struktur atas. Bantalan semacam itu ditunjukkan pada Gambar 16.14. Sambungan tersebut mengakomodasi pergerakan struktur atas relatif terhadap struktur bawah yang dibutuhkan oleh ekspansi dan kontraksi. Panjang ayunan lengkung sambungan dirancang sedemikian rupa sehingga perpindahan vertikal yang terkait dengan ayunan sambungan dapat diperhitungkan dan diakomodasi.

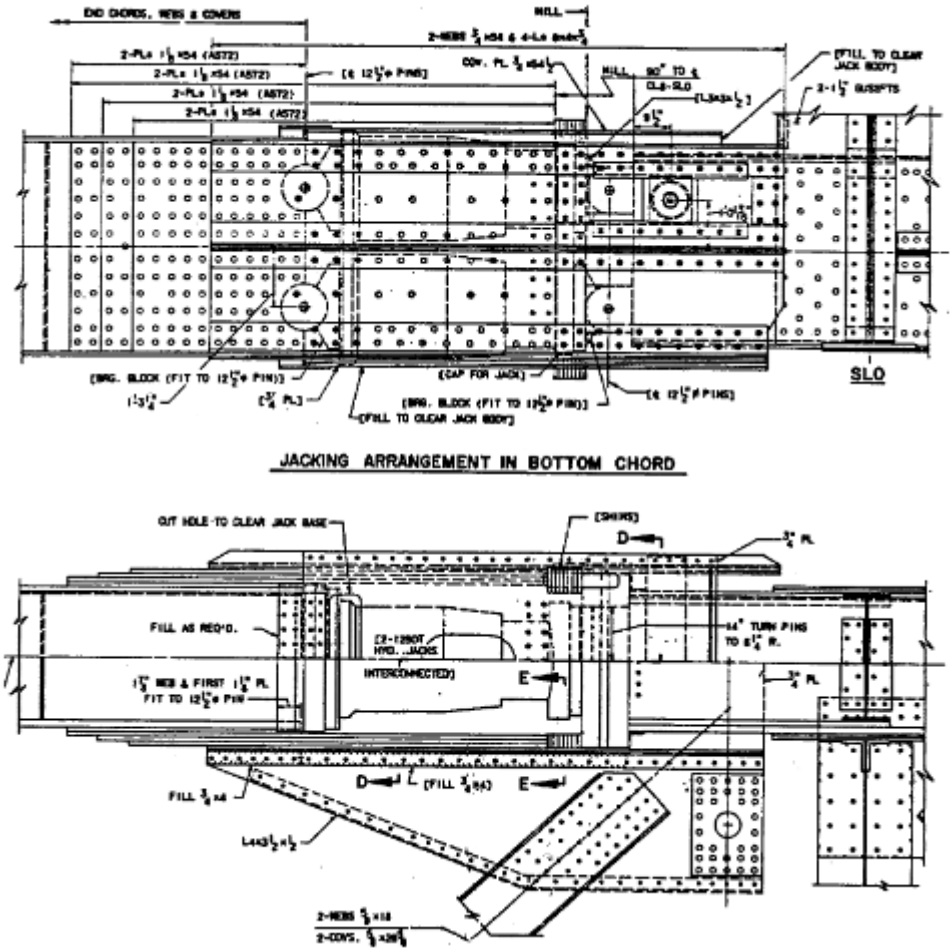
Jika reaksi positif dimungkinkan di bawah semua beban, bantalan pada pilar bentang belakang dapat berupa rocker, roller nest, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.15, rakitan roller dan roda gigi, atau bantalan modern profil rendah, seperti bantalan pot yang ditunjukkan pada Gambar 16.16 seperti yang diterapkan pada jembatan girder atau bantalan cakram yang ditunjukkan pada Gambar 16.17.



Gambar 16.12 (a) Detail tali palsu bawah — tampilan elevasi; (b) detail tali palsu bawah — tampilan denah.



Gambar 16.12 (lanjutan)



Gambar 16.13 Detail jacking akord palsu.

Biasanya, bantalan ini perlu menyediakan ekspansi dan kontraksi sambil meminimalkan gaya yang diberikan pada pilar dan memungkinkan rotasi di sekitar sumbu lentur utama jembatan. Tergantung pada preferensi perancang, bantalan ini mungkin juga atau mungkin tidak

membawa gaya horizontal pada struktur, seperti beban angin, ke pilar dalam arah melintang. Dalam beberapa kasus, bantalan korda berfungsi untuk tujuan ini melalui batang pemandu atau engsel dan, dalam beberapa kasus, bantalan angin terpisah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.18, disediakan untuk membawa beban transversal ke pilar yang terpisah dari bantalan korda utama.

Di mana struktur bersifat kontinu, berbeda dengan kantilever, biasanya akan diperlukan tiga dari empat bantalan bentang yang menopang rangka tiga bentang tipikal untuk bergerak. Pergerakan individual akan lebih besar pada bantalan ini daripada pada rangka kantilever dengan panjang yang sebanding, dan persyaratan tambahan akan dikenakan pada bantalan di salah satu dari dua pilar utama yang bergerak, karena reaksi vertikal besar yang akan ditransmisikan pada titik tersebut.

Selain itu, jembatan kontinu akan memiliki dua sambungan ekspansi, bukan empat pada jembatan kantilever, yang merupakan keuntungan sekaligus kerugian. Sambungan ini harus lebih besar untuk jembatan kontinu daripada untuk jembatan kantilever dan, oleh karena itu, lebih mahal. Di sisi lain, kecenderungan untuk meminimalkan jumlah sambungan pada struktur guna mengurangi kerusakan akibat drainase dek lebih menguntungkan struktur kontinu. Secara umum, titik-titik ekspansi dan kontraksi tambahan, sambungan dek terkait, dan perangkat artikulasi pada jembatan kantilever membutuhkan perawatan di atas rata-rata.

Lidah Angin dan Bantalan untuk Gaya Transversal

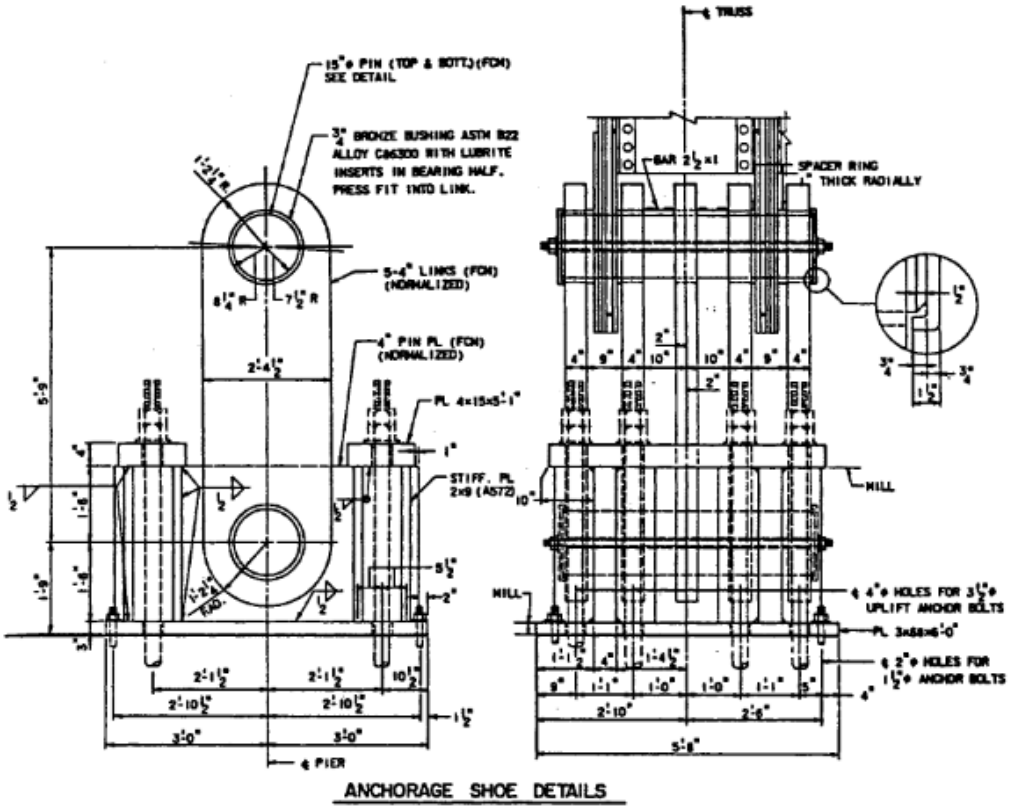
Beban angin yang ditanggung oleh bentang gantung pada jembatan kantilever harus ditanggung oleh bantalan pada pilar. Dengan demikian, beban angin perlu ditanggung melalui panel yang dibingkai dengan tali palsu. Biasanya, pada rangka tembus, semua beban angin pada bentang gantung ditahan oleh penggantung dan oleh mekanisme khusus yang digunakan untuk mentransmisikan gaya horizontal pada tingkat tali bawah dari bentang gantung ke lengan jangkar.

Beban angin yang merupakan beban pada sistem rangka lateral atas pada bidang sambungan tali atas ditanggung oleh lengan jangkar sebagai geser pada sambungan tali bawah dan torsi yang diperlukan untuk menahan transfer beban dari tali atas ke tali bawah ditanggung sebagai reaksi vertikal yang sama dan berlawanan pada penggantung.

Gaya horizontal pada tingkat korda bawah kemudian ditransmisikan dari bentang gantung ke lengan kantilever oleh perangkat yang disebut "lidah angin," yang ditunjukkan secara skematis pada Gambar 16.19. Karena adanya offset pada sambungan korda di bentang gantung, gaya horizontal menciptakan torsi pada bidang sistem lateral bawah saat gaya geser ditransmisikan melintasi sambungan ekspansi. Selain itu, karena pergerakan ekspansi dan kontraksi diakomodasi pada titik ini, perlu diperhitungkan agar beberapa anggota lateral dapat berayun bersamaan dengan ekspansi dan kontraksi tersebut. Dengan demikian, pada Gambar 16.19, terdapat empat rakitan pin yang ditunjukkan dalam detailnya. Dua tautan horizontal tersebut kemudian berayun maju mundur untuk mengakomodasi pergerakan relatif yang terjadi pada sambungan terbuka. Torsi yang disebabkan oleh geser offset ditahan oleh anggota rangka dari sambungan terbuka kembali ke titik panel berikutnya dari bentang gantung.

Anggota-anggota ini membentuk tuas untuk menahan torsi dan mencegah rotasi signifikan dari lidah angin.

Detail tipikal untuk mencapai transfer angin ini ditunjukkan pada Gambar 16.20a dan b. Gambar 16.20a menunjukkan rakitan yang membentang di sambungan terbuka antara bentang gantung dan lengan jangkar. Salah satu anggota penghubung horizontal juga ditunjukkan. Anggota reaksi yang membentuk tuas untuk menahan torsi juga ditunjukkan dalam tampilan ini, dan ditunjukkan lagi pada Gambar 16.20b saat mereka bertemu kembali ke titik kerja umum pada rangka lateral bentang gantung. Rakitan pin tipikal ditunjukkan pada Gambar 16.21.

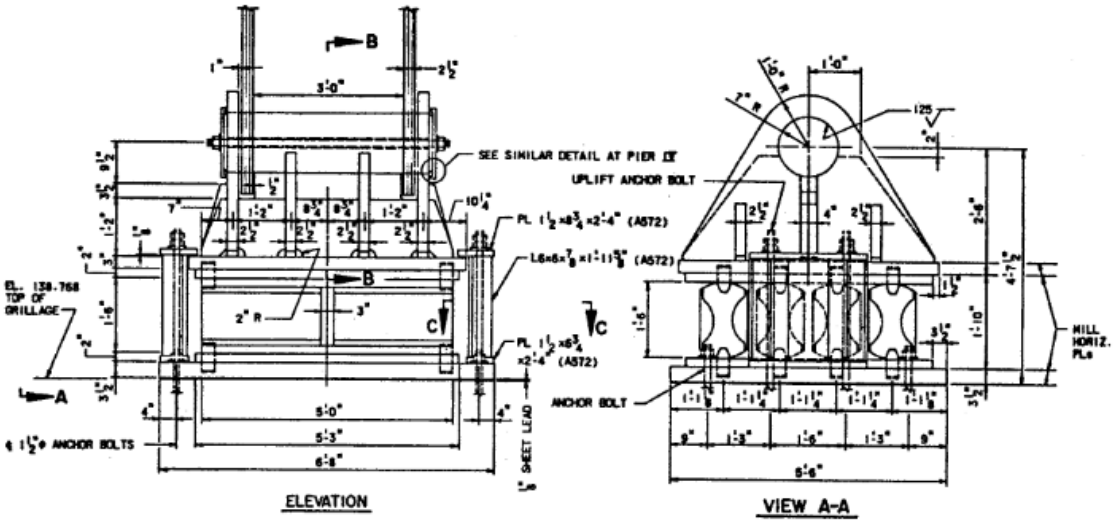


Gambar 16.14 Tumpuan pengikat tipe penghubung.

Dalam kasus rangka kontinu, karena sambungan terbuka tidak ada, tidak diperlukan perakitan yang mirip dengan lidah angin, yang dijelaskan di atas. Seperti yang terlihat pada pandangan atas, sistem gaya kolinear dapat dikembangkan untuk mentransmisikan angin dan gaya transversal lainnya ke pilar tanpa menciptakan torsi pada sistem lateral bawah. Meskipun demikian, perancang sering kali menopang titik tumpu untuk mengakomodasi eksentrisitas yang mungkin ada.

Seperti yang terlihat pada bidang vertikal, hampir pasti akan ada eksentrisitas antara pusat gaya transversal dan tumpuan. Ini juga biasanya dibingkai ke dalam sistem segitiga untuk membawa eksentrisitas ini melalui aksi rangka, daripada lentur. Detail ini biasanya jauh lebih sederhana daripada lidah angin pada bentang gantung, karena tidak perlu memperhitungkan

secara bersamaan ekspansi dan kontraksi dalam sistem rangka lateral. Ini biasanya ditangani dengan memungkinkan titik reaksi untuk bergerak relatif terhadap tumpuan sementara mereka diam relatif terhadap rangka lateral.



Gambar 16.15 Bantalan rol.

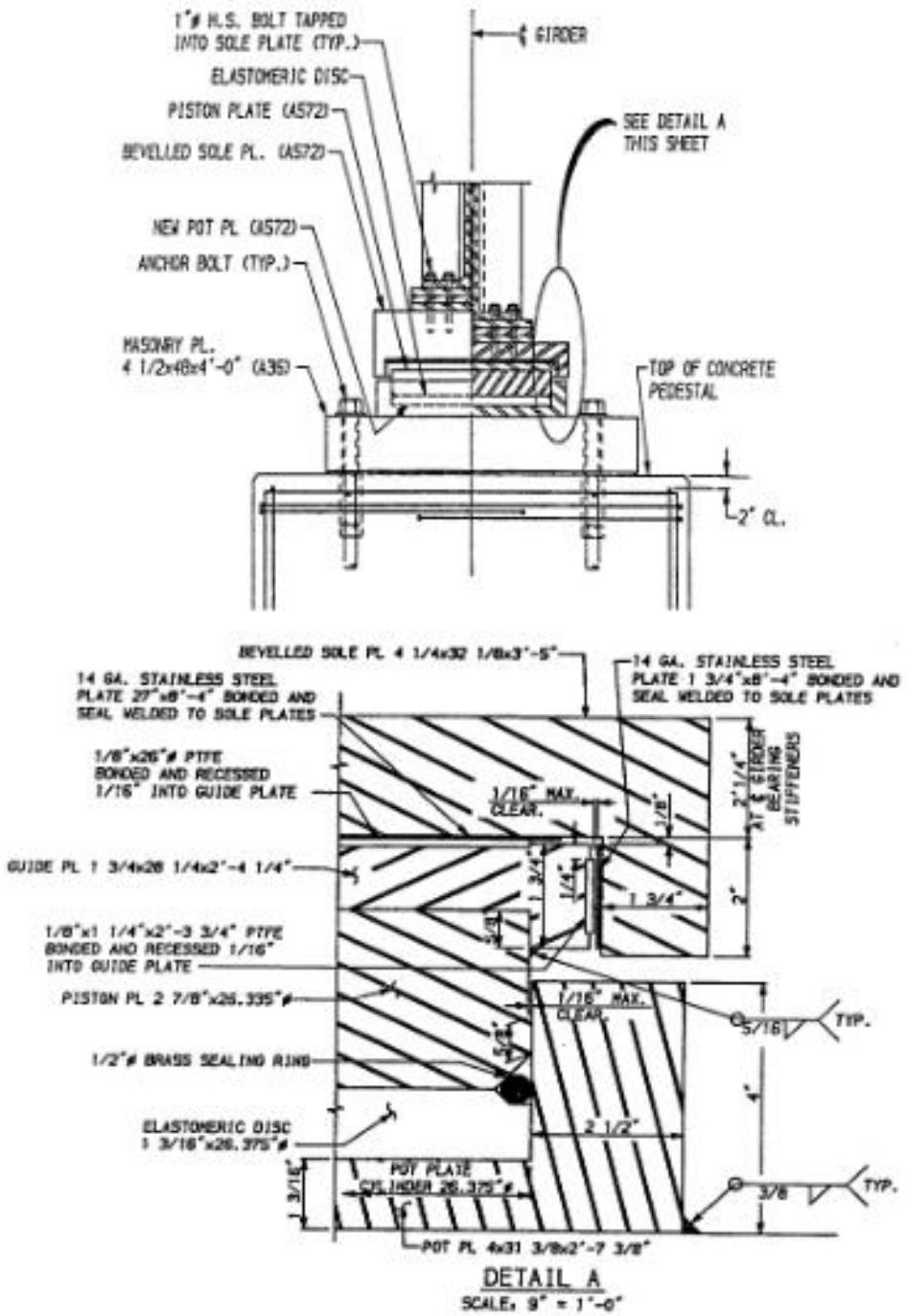
16.6 LENGKUNGAN DAN PEMASANGAN

Lengkungan untuk Geometri Vertikal

Jelas bahwa semua jembatan memiliki lokasi geometris teoritis yang ditentukan oleh gambar desain akhir. Setiap elemen memiliki panjang dan lokasi teoritis di ruang angkasa. Salah satu tujuan perancang, pembuat, dan pemasang adalah untuk menghasilkan jembatan sedekat mungkin dengan posisi teoritis, sehingga memastikan tegangan aktual serupa dengan tegangan desain.

Untuk mencapai hal ini, elemen utama biasanya dilengkungkan. Elemen tarik yang meregang di bawah beban dibuat sedemikian rupa sehingga panjangnya yang tidak tertekan lebih pendek daripada panjangnya di bawah pengaruh beban mati struktur. Kebalikannya berlaku untuk elemen tekan. Panjang yang dilengkungkan kemudian diperhitungkan selama studi tegangan dan geometri pemasangan.

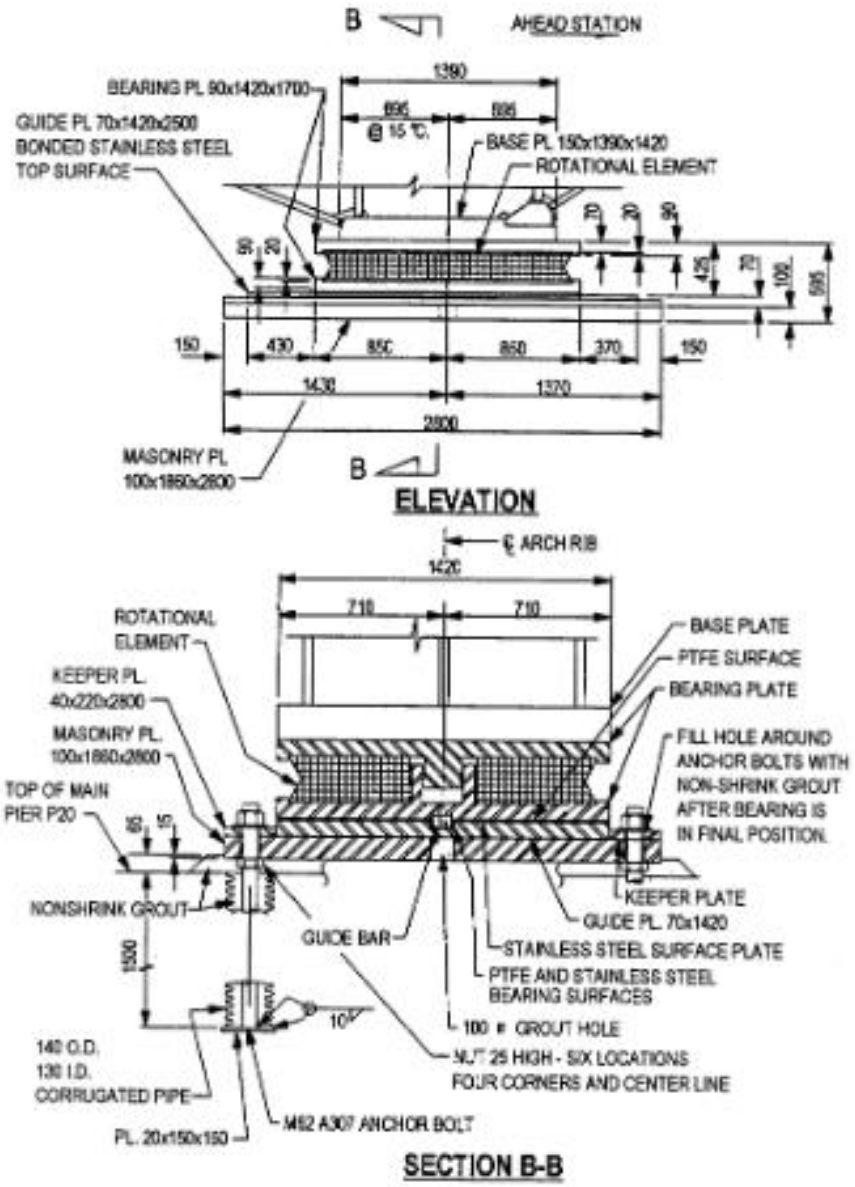
Keadaan jembatan ketika lengkungan "muncul" disebut posisi geometris. Dalam keadaan ini, beban pada jembatan cukup untuk mengembalikan semua elemen ke panjang teoritisnya. Pada keadaan lain, jembatan akan berubah bentuk dan gaya tambahan dapat terjadi akibat perbedaan antara bentuknya pada waktu tertentu dan bentuk akhirnya. Hal ini relatif mudah dilihat pada kasus rangka kontinu karena jelas tidak dapat ditentukan secara statis dan gaya geser serta momen yang menghasilkan gaya pada elemen bergantung pada bentuknya.



Gambar 16.16 (a) Bantalan pot tipikal; (b) detail bantalan pot tipikal.

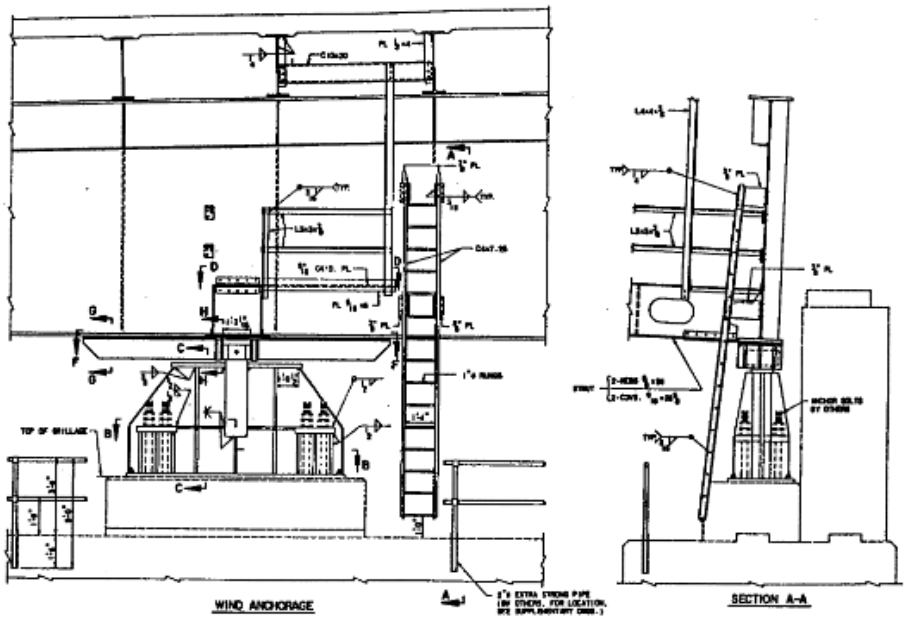
Namun, hal ini juga berlaku untuk rangka bentang sederhana karena sambungannya bukan pin tanpa gesekan seperti yang mungkin diasumsikan dalam analisis. Karena itu, bahkan bentuk rangka yang paling sederhana pun dapat memiliki gaya dan momen sementara yang signifikan pada elemen hingga mencapai posisi geometris. Seperti yang akan dibahas di bagian selanjutnya, mungkin ada momen sekunder pada posisi geometris, tergantung pada penempatan pola konektor pada ujung elemen di bengkel. Elemen sekunder seperti elemen lateral dan elemen rangka goyang biasanya tidak melengkung. Mereka biasanya dimaksudkan

untuk bebas tegangan pada posisi geometris. Dengan demikian, pada tahap pemasangan menengah, mereka juga dapat mengalami gaya sementara.

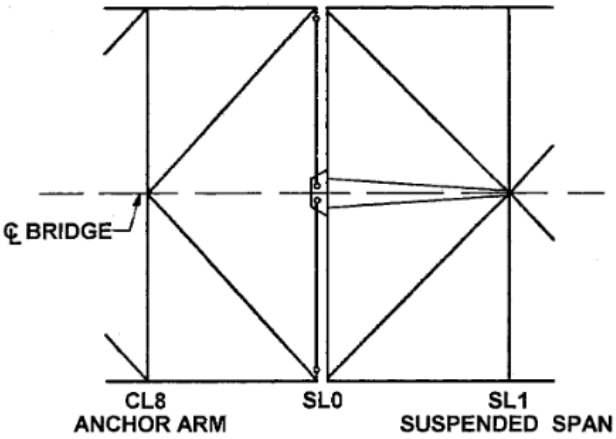


Gambar 16.17 Bantalan cakram tipikal.

Pentingnya kelengkungan dalam mencapai tujuan perancang untuk struktur akan ditunjukkan dalam pembahasan berikut. Dalam struktur determinan, gaya pada komponen ditentukan secara unik oleh geometri, pembebanan, dan kondisi tumpuan melalui persamaan keseimbangan. Perancang tidak dapat mengubah aksi struktural. Dalam struktur redundan, perancang dapat mengubah gaya yang terkait dengan setiap kasus pembebanan. Setelah itu, distribusi gaya sekali lagi ditentukan secara unik oleh semua kondisi di atas, ditambah kekakuan relatif dari berbagai komponen struktural.



Gambar 16.18 Penahan angin rangka.



Gambar 16.19 Skema lidah angin.

Pertimbangkan kasus sederhana. Jika balok dua bentang yang ditopang sederhana yang menopang beban seragam dimaksudkan untuk horizontal di bawah beban tersebut, urutan alaminya adalah memiliki reaksi dan momen negatif pada pilar sama dengan nilai yang ditunjukkan di bawah ini pada Pilar 1, 2, dan 3, masing-masing.

$$R_1 = \frac{3wl}{8} = R_3 \tag{16.1}$$

$$R_2 = \frac{10wl}{8} \tag{16.2}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} \tag{16.3}$$

Dengan mengetahui reaksi, beban, dan panjang balok, defleksi pada setiap titik balok dapat ditentukan. Mengingat contoh tersebut dimulai dengan kondisi bahwa balok harus horizontal, perhitungan defleksi akan menunjukkan bahwa defleksi adalah nol di ketiga titik tumpuan dan bahwa balok mengalami defleksi ke bawah di antara titik-titik tumpuan. Untuk menempatkan balok pada posisi horizontal di bawah beban, pelat web harus dipotong dengan bentuk yang berlawanan dengan bentuk defleksi. Serangkaian reaksi alternatif dan diagram momen yang sesuai dapat ditentukan untuk balok ini dengan melengkungkannya sehingga tidak semua tiga titik tumpuan berada pada garis lurus. Misalnya, anggaplah diinginkan untuk mengurangi momen negatif pada pilar tengah.

Hal ini dapat dicapai dengan memotong pelat web sedemikian rupa sehingga, dalam posisi tata letak horizontal, balok akan berada sedemikian rupa sehingga garis lurus antara dua reaksi eksternal akan berada di bawah tengah balok (dengan gravitasi bekerja ke bawah). Dengan demikian, ketika balok dirakit di lapangan, sejumlah pembengkokan akan terjadi sebagai balok yang ditopang sederhana dengan bentang sama dengan 2L hingga balok menyentuh tumpuan tengah. Setelah itu, sisa beban akan ditanggung sebagai unit dua bentang. Kecuali jika beban cukup besar dan berlawanan arah sehingga menimbulkan gaya angkat pada tumpuan tengah, semua beban kemudian akan ditangani sebagai unit kontinu dua bentang. Dengan cara ini, dapat ditentukan bahwa kondisi optimal adalah memiliki momen beban mati yang sama di kedua bentang dan di atas tumpuan.

Yang perlu dilakukan untuk mencapai hal ini adalah menentukan jarak offset dari titik tumpuan pada posisi peletakan. Kemudian potong balok sesuai konfigurasi tersebut menggunakan bentuk yang melengkung dan pasang. Dalam konstruksi rangka, penyesuaian gaya alami ini jarang dilakukan. Kadang-kadang, kelengkungan untuk menghasilkan struktur determinan pada penutupan baja telah digunakan untuk mempermudah pemasangan. Kelengkungan untuk pengendalian gaya sangat umum pada jenis jembatan lainnya.

Kelengkungan Sambungan

Ketika operasi utama pada anggota utama, seperti melubangi, mengebor, dan memotong telah selesai, dan ketika bagian-bagian detail yang menghubungkannya telah dibuat, semua komponen disatukan untuk dipasang, yaitu, dirakit sementara dengan baut, klem, atau las sementara. Pada saat ini, anggota diperiksa untuk akurasi dimensi, keseragaman, dan, secara umum, kesesuaian dengan gambar detail bengkel. Ketidaksejajaran pada lubang di bagian yang berpasangan harus dideteksi saat itu dan lubang diperbesar, jika perlu, untuk memasukkan baut. Setelah pemasangan selesai, anggota tersebut dibaut atau dilas dengan sambungan bengkel akhir.

Jenis pra-perakitan atau pemasangan di bengkel tersebut merupakan praktik bengkel biasa, yang secara rutin dilakukan pada hampir semua pekerjaan. Namun, ada kelas pemasangan lain, terutama terkait dengan jembatan jalan raya dan kereta api yang mungkin dipersyaratkan oleh spesifikasi proyek. Persyaratan ini mungkin menetapkan bahwa lubang pada sambungan dan penyambungan lapangan yang dibaut harus dibor ulang saat komponen dirakit di bengkel. Persyaratan tersebut harus ditinjau dengan cermat sebelum ditentukan.

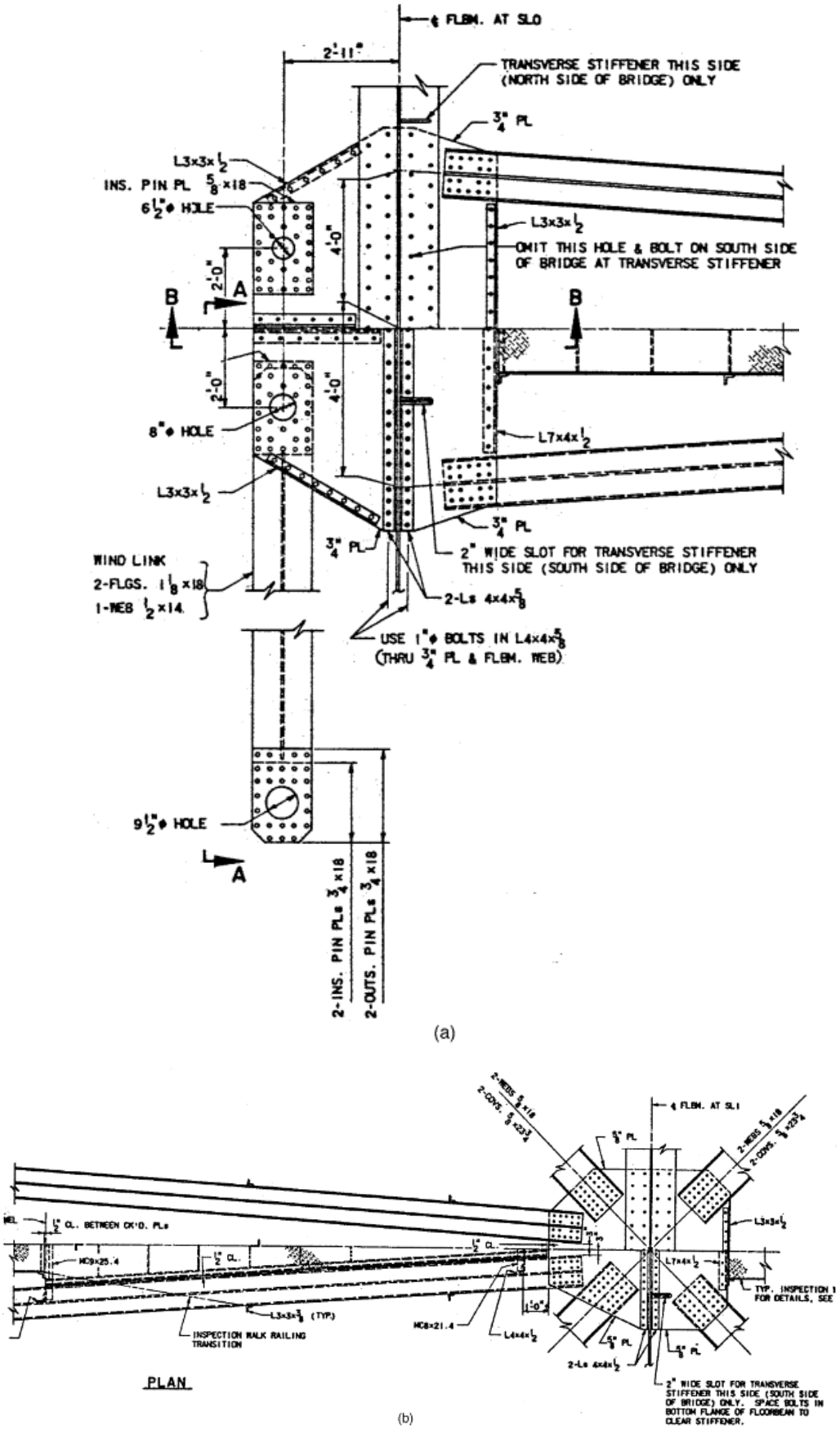
Langkah-langkah pengeboran tambahan (atau pengeboran sebagian), perakitan di bengkel, dan pengeboran ulang untuk sambungan lapangan menambah biaya yang signifikan. Peralatan pengeboran modern yang dikendalikan komputer dapat menghasilkan lubang ukuran penuh yang terletak dengan tingkat akurasi tinggi. Spesifikasi AASHTO, misalnya, mencakup ketentuan untuk mengurangi prosedur perakitan di bengkel ketika operasi pengeboran yang dikendalikan komputer digunakan.

Metode Pemasangan Umum

Metode konstruksi yang paling umum untuk rangka meliputi konstruksi kantilever, perancah, pemasangan sementara, dan pengikat. Umumnya lebih dari satu metode digunakan dalam konstruksi satu jembatan. Metode yang dipilih untuk memasang jembatan dapat bergantung pada beberapa faktor, termasuk jenis jembatan, panjang dan tinggi jembatan, jenis dan jumlah lalu lintas sungai, kedalaman air, kondisi geografis di sekitarnya, biaya, dan berat, ketersediaan, dan biaya peralatan pemasangan.

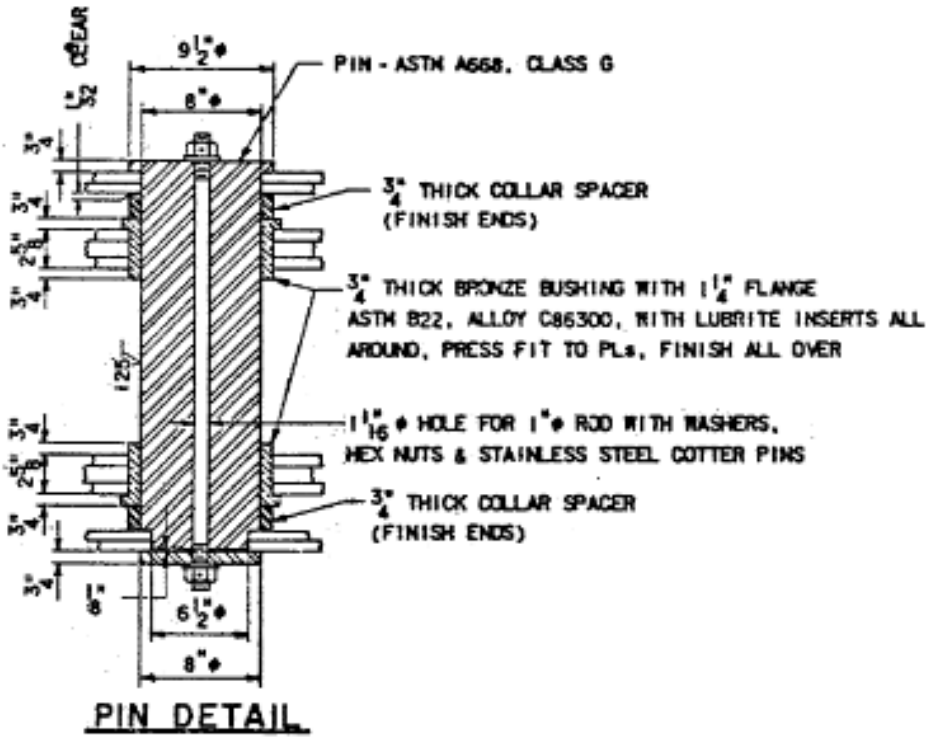
Terlepas dari metode pemasangan yang digunakan, jadwal pemasangan harus disiapkan sebelum memulai pemasangan jembatan bentang panjang. Studi tersebut harus mencakup geometri jembatan, tegangan elemen, dan stabilitas pada semua tahap pemasangan. Jembatan yang sedang dibangun seringkali bekerja sangat berbeda dibandingkan dengan kondisi akhir atau jadinya, dan karakter tegangannya berubah, misalnya dari tarik menjadi tekan.

Tegangan yang ditimbulkan oleh peralatan pemasangan juga harus diperiksa, dan, tentu saja, jembatan besar yang sedang dibangun harus diperiksa terhadap tegangan angin dan terkadang getaran akibat angin. Jadwal pemasangan umumnya harus mencakup jadwal pemasangan untuk pengencangan baut pada sambungan utama dan prosedur penutupan untuk menyambung bagian-bagian jembatan yang datang dari arah yang berlawanan. Terkadang, elemen jembatan permanen harus diperkuat untuk menahan beban pemasangan sementara. Sebelum pemasangan jembatan apa pun, kontrol yang tepat untuk garis dan elevasi jembatan harus ditetapkan dan kemudian dipertahankan selama periode konstruksi.



Gambar 16.20 (a) Detail arah angin; (b) detail lidah angin.

Sebagian besar proyek konstruksi jembatan bentang panjang memiliki prosedur penutupan formal yang disiapkan oleh insinyur jembatan. Elemen jembatan atau bagian rakitan yang dipasang untuk melengkapi bentang harus sesuai dengan bukaan memanjang untuknya, dan harus sejajar dengan kedua bagian jembatan yang berdekatan. Penyelarasan yang tepat dari bagian penutup umumnya diperoleh dengan dongkrak vertikal perancah, mengangkat jembatan yang ada dengan sistem pengikat, atau dongkrak horizontal dari batang rangka. Di Jembatan Greater New Orleans No. 2, dongkrak gunting dimasukkan sebagai pengganti elemen batang atas tiruan, dan digunakan untuk memutar rangka bentang utama untuk penyelarasan yang tepat.



Gambar 16.21 Detail pin lidah angin tipikal.

Konstruksi Kantilever

Dalam konstruksi kantilever seimbang, jembatan menjorok ke kedua arah dari satu pilar, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.22. Beban di setiap sisi pilar harus dijaga agar tetap seimbang. Dalam jenis konstruksi ini, anggota horizontal pertama yang didirikan di setiap arah mungkin harus ditopang sementara oleh penyangga, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.23.

Gambar 16.22 Pemasangan kantilever.

Gambar 16.23 Tahap awal.

Dalam jenis konstruksi kantilever lainnya, satu bentang rangka mungkin sudah lengkap, dan jembatan kemudian menjorok ke bentang yang berdekatan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.24. Jenis konstruksi ini cukup umum.

Perancah

Perancah umumnya digunakan saat membangun rangka bentang menengah, terutama untuk pendekatan jembatan di atas tanah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.25 dan 16.26. Metode ini juga digunakan dalam konstruksi jembatan bentang panjang, tetapi lalu lintas sungai yang padat, air yang dalam, atau material pondasi yang buruk dapat membatasi penggunaannya. Perancah terkadang digunakan pada jangkar atau bentang samping rangka kantilever.

Metode Apung

Metode apung adalah metode konstruksi lain yang umum digunakan untuk jembatan bentang panjang. Dalam metode ini, sebagian jembatan umumnya dirakit di atas tongkang.

Tongkang kemudian dipindahkan ke lokasi konstruksi, dan jembatan kemudian dipasang di tempatnya di atas tongkang atau ditarik secara vertikal ke tempatnya dari tongkang dan dihubungkan ke bagian jembatan yang sudah dibangun. Metode ini digunakan pada Jembatan Newburgh–Beacon kedua di seberang Sungai Hudson seperti yang dibahas di bawah ini.

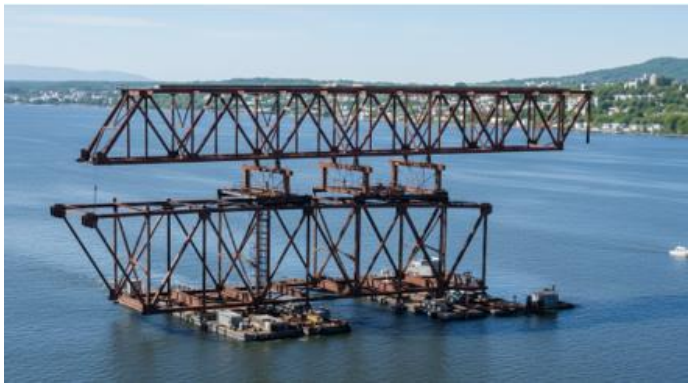
Pertama, bagian pendek dari rangka bentang utama didirikan di atas tongkang; kemudian bagian-bagian bentang pendekatan di atas sungai dirakit di atas rangka bentang utama, diapungkan ke posisinya, dan didirikan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.27 dan 16.28. Bagian jembatan yang diapungkan umumnya lebih tinggi daripada posisi akhirnya, dan diturunkan ke posisinya dengan menggunakan dongkrak. Kedua bentang jangkar kemudian dirakit di atas tongkang dan didirikan dengan cara yang sama, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.29.

Gambar 16.24 Tahap lanjutan dari konstruksi kantilever.

Gambar 16.25 Penggunaan perancah — 1.

Bagian kantilever jembatan kemudian didirikan bagian demi bagian dengan metode pemasangan kantilever hingga ke bentang utama ke gantungan pin, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.30, yang juga menunjukkan kedatangan bentang gantung dari bentang utama. Bentang gantung kemudian diangkut dengan tongkang ke posisinya dan diangkat ke tempatnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.31.

Gambar 16.26 Penggunaan perancah — 2.



Gambar 16.27 Pemasangan perancah — 1.

Gaya yang diperoleh selama berbagai tahap konstruksi mungkin sangat berbeda dari gaya yang berlaku pada kondisi akhir, dan, pada kenyataannya, seluruh mekanisme untuk menahan gaya di dalam struktur dapat berubah. Selama pemasangan rangka atap, perancah dapat digunakan untuk menopang sebagian struktur. Beban gravitasi dan lateral masih bekerja seperti pada kondisi akhir, dan mekanisme internal dasar untuk menahan gaya, seperti yang diuraikan dalam Bab 10 Spesifikasi Standar atau Bagian 6 Spesifikasi AASHTO-LRFD, tetap tidak berubah, yaitu, jalur beban utama melibatkan beban aksial pada batang dan diagonal, dengan komponen vertikal dari gaya-gaya tersebut dijumlahkan hingga sama dengan gaya geser yang diterapkan di dalam panel, dan momen lentur diperhitungkan oleh komponen horizontal dari gaya-gaya tersebut.

Gambar 16.28 Pemasangan mengambang — 2.

Gambar 16.29 Pemasangan mengambang — 3.

Gambar 16.30 Pemasangan mengambang bentang gantung.

Gambar 16.31 Pengangkatan bentang gantung.

Kelengkungan rangka tidak akan berlaku untuk kasus konstruksi menengah, dan oleh karena itu, cenderung terjadi lebih banyak rotasi sambungan dan, karenanya, lebih banyak momen lentur sekunder di dalam elemen rangka. Meskipun demikian, mekanisme penahan beban utama adalah gaya aksial pada elemen. Saat rangka didirikan, sangat mungkin bahwa elemen yang mengalami tegangan dalam kondisi permanen akan mengalami kompresi selama pemasangan, dan sebaliknya. Bahkan, keadaan tegangan dapat berbalik beberapa kali selama pemasangan jembatan.

Jelas, hal ini harus diperhitungkan, tidak hanya dalam desain elemen, tetapi juga dalam desain sambungan. Elemen tekan cenderung dirancang untuk mentransmisikan sebagian gaya dalam tumpuan. Ini tidak akan berlaku ketika elemen mengalami tegangan selama pemasangan. Demikian pula, elemen tekan yang mengalami tegangan selama pemasangan harus ditinjau untuk ketentuan penampang bersih dan ketentuan geser.

Ringkasan

Jembatan rangka telah menjadi bentuk jembatan bentang panjang yang efektif dan efisien selama lebih dari 150 tahun. Seiring dengan penggunaan jembatan balok pelat untuk bentang sekitar 550 kaki, balok kotak untuk bentang hingga 750 kaki, balok kotak beton segmental untuk bentang hingga sekitar 800 kaki, dan jembatan kabel untuk bentang sekitar 500 kaki hingga 2000 kaki, penggunaan rangka telah menurun selama 25 tahun terakhir. Meskipun demikian, rangka tetap menjadi bentuk jembatan yang hemat biaya, dan banyak pabrikan serta kontraktor berpengalaman dalam pengerjaannya. Material baru dan penggunaan analisis komputer untuk memperlakukan jembatan sebagai struktur tiga dimensi akan menjaga bentuk rangka tetap layak untuk masa mendatang.

BAB 17
JEMBATAN LENGKUNG

17.1 PENDAHULUAN

Definisi Lengkung

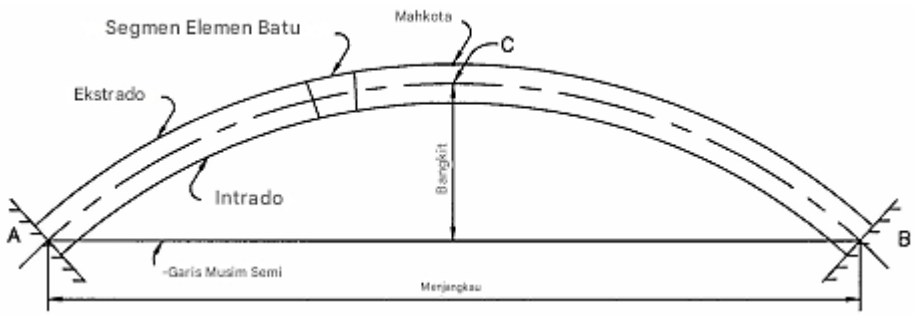
Lengkung terkadang didefinisikan sebagai elemen struktural melengkung yang membentang di atas suatu bukaan dan berfungsi sebagai penopang beban di atas bukaan tersebut. Definisi ini mengabaikan deskripsi tentang jenis elemen struktural apa, elemen momen dan gaya aksial, yang membentuk lengkung tersebut. Nomenklatur yang digunakan untuk mendeskripsikan jembatan lengkung diuraikan pada Gambar 17.1.

Lengkungan sejati atau sempurna, secara teoritis, adalah lengkungan di mana hanya gaya tekan yang bekerja pada titik pusat setiap elemen lengkungan. Bentuk lengkungan sejati, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.2, dapat dianggap sebagai kebalikan dari rantai yang menggantung di antara abutmen. Secara praktis tidak mungkin untuk memiliki jembatan lengkung sejati kecuali untuk satu kondisi pembebanan. Jembatan lengkung biasanya dikenai beberapa pembebanan (beban mati, beban hidup, suhu, dll.) yang akan menghasilkan tegangan momen lentur pada rusuk lengkung yang umumnya kecil dibandingkan dengan tegangan tekan aksial.

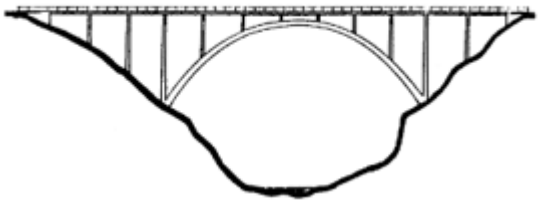
Perbandingan Jembatan Lengkung dengan Jenis Jembatan Lainnya

Jembatan lengkung sangat kompetitif dengan jembatan rangka pada bentang hingga sekitar 275 m. Jika biayanya sama atau hanya sedikit lebih tinggi untuk jembatan lengkung, maka dari pertimbangan estetika, jembatan lengkung akan dipilih daripada jembatan rangka.

Untuk bentang yang lebih panjang, biasanya di atas air, jembatan kabel-stayed terbukti lebih ekonomis daripada jembatan lengkung terikat. Jembatan lengkung memiliki kelemahan besar karena balok pengikat harus dibangun sebelum rusuk lengkung dapat berfungsi. Jembatan kabel-stayed tidak memiliki kelemahan ini, karena elemen dek dan kabel didirikan secara bersamaan selama proses konstruksi. Jembatan lengkung sejati akan terus dibangun untuk bentang panjang di atas lembah yang dalam jika sesuai.



Gambar 17.1 Nomenklatur lengkungan.



Gambar 17.2 Lengkungan beton sejati.

Estetika Jembatan Lengkung

Tidak diragukan lagi bahwa jembatan lengkung itu indah, fungsional, dan menyenangkan bagi pengendara untuk melewatinya. Jembatan lengkung bentang panjang di atas lembah yang dalam tidak memiliki saingan sejauh menyangkut estetika. Jembatan lengkung tampak lebih baik daripada jembatan rangka.

Banyak jembatan lengkung batu yang dibangun selama 2000 tahun terakhir berada di tengah kota-kota yang penduduknya menganggap jembatan-jembatan ini tidak hanya diperlukan untuk perdagangan tetapi juga karena penampilannya yang indah. Sangat disayangkan bahwa lengkungan batu, secara umum, tidak akan dibangun di lingkungan saat ini karena pekerjaan batu telah menjadi terlalu mahal.

17.2 SEJARAH SINGKAT JEMBATAN LENGKUNG

Bahkan sebelum dimulainya sejarah yang tercatat, manusia memiliki kebutuhan untuk menyeberangi aliran sungai yang deras dan rintangan alam lainnya. Awalnya, ini dilakukan dengan menggunakan batu pijakan dan kemudian dengan menggunakan batang pohon yang ditebang yang ditopang oleh batu di sungai atau membentang seluruh jarak antara tepian. Manusia segera menemukan bahwa sulur yang menempel pada puncak pohon memungkinkan mereka untuk berayun menyeberangi sungai yang lebar. Hal ini menyebabkan pembangunan jembatan gantung primitif dengan kabel sulur atau potongan bambu yang dipilin menjadi tali. Konstruksi tiang dan ambang yang menggunakan kayu dan lempengan batu, seperti yang dicontohkan oleh monumen di Stonehenge, segera menyusul.

Lengkungan muncul jauh kemudian sebagai penerapan pada pembangunan jembatan. Bangsa Sumeria, sebuah komunitas yang tinggal di Lembah Tigris-Efrat, membuat batu bata yang dijemur matahari yang digunakan sebagai bahan bangunan utama mereka. Untuk membentang sebuah bukaan, mereka mengandalkan teknik konstruksi konsol. Sekitar 4000 SM mereka menemukan keuntungan dari bentuk lengkungan dan konstruksinya dan mereka mulai membangun pintu masuk lengkungan dan jembatan lengkungan kecil dengan batu bata yang dijemur matahari.

Komunitas lain yang memiliki akses ke batu segera mulai membangun lengkungan dengan elemen batu. Pada zaman Romawi, sebagian besar jembatan dibangun sebagai lengkungan batu, juga dikenal sebagai lengkungan batu bata atau lengkungan Voussoir. Aturan empiris untuk menentukan dimensi bentuk lengkungan dan batu berbentuk baji dikembangkan. Bangsa Romawi adalah pembangun yang hebat dan banyak jembatan batu bata mereka masih berdiri hingga sekarang. Mungkin yang paling terkenal adalah Pont du Gard

di Nimes, Prancis, yang bukan hanya jembatan tetapi juga saluran air. Jembatan ini berdiri sebagai monumen bagi para pembangunnya.

Deskripsi yang sangat baik tentang jembatan Romawi besar lainnya dapat ditemukan dalam Referensi. Jembatan lengkungan batu sangat indah dan banyak dikagumi. Sejumlah jembatan telah menjadi pusat kota mereka. Hanya sedikit yang mengalami kegagalan karena batu mampu menahan gaya tekan yang sangat besar dan tahan terhadap unsur korosif. Selain itu, lengkungan stabil selama garis dorong berada di dalam area penampang. Jembatan lengkungan batu bata sangat tahan lama dan paling sulit dihancurkan.

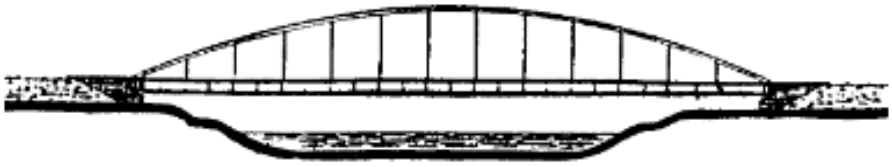
Saat ini, jembatan lengkungan umumnya dibangun dari beton atau baja. Namun, masih banyak penelitian tentang lengkungan batu yang diarahkan untuk menentukan kapasitas beban maksimumnya, sisa umurnya, stabilitasnya, persyaratan pemeliharaannya, dan juga untuk menentukan metode terbaik untuk merenovasi struktur tersebut. Alasan ketertarikan yang besar ini tentu saja karena ada ribuan jembatan lengkungan batu di seluruh dunia yang masih dilalui lalu lintas dan akan membutuhkan biaya yang sangat besar untuk mengganti semuanya, terutama karena banyak di antaranya adalah monumen nasional. Pada tahun 1779, Jembatan Besi Cor pertama dibangun di Coalbrookdale, Inggris untuk membentangi Sungai Severn. Jembatan ini berbentuk lengkungan setengah lingkaran dengan bentang 43 m. Pada tahun 1800, hanya sedikit jembatan batu bentang panjang yang dibangun karena tidak kompetitif dengan material baru ini.

Abad ke-19 benar-benar merupakan abad jembatan besi/baja, jembatan gantung, rangka, jembatan kantilever besar, viaduk, dll. Gustave Eiffel merancang dua jembatan lengkung baja yang terkenal, bentang 160 m di Oporto, Portugal dan bentang 165 m di atas Sungai Truyeres di St. Flour, Prancis. Jembatan lengkung terkenal lainnya adalah jembatan baja Eads di St. Louis yang memiliki tiga bentang 155 m. Selain itu, sebuah jembatan lengkung baja dangkal yang sangat indah, Pont Alexandre II, dibangun di Paris di atas Sungai Seine. Jembatan beton mulai dibangun pada akhir abad ke-19, dan desain lengkung Robert Maillart perlu diperhatikan karena desainnya orisinal dan sangat indah.

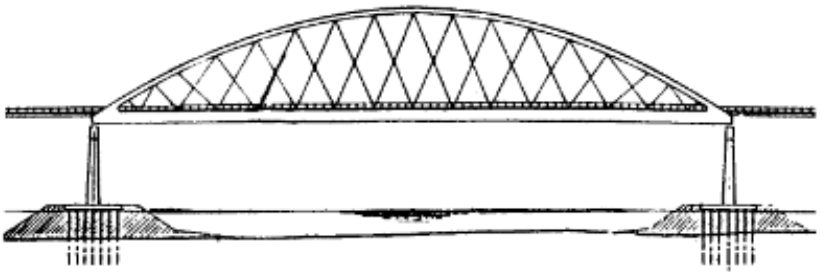
17.3 JENIS JEMBATAN LENGKUNG

Terdapat banyak jenis dan susunan jembatan lengkung yang berbeda. Jembatan lengkung dek adalah jembatan di mana dek jembatan yang mencakup struktur yang secara langsung menopang beban lalu lintas terletak di atas puncak lengkung. Lengkungan dek juga dikenal sebagai lengkungan sejati atau sempurna. Lengkungan tembus adalah lengkungan di mana dek jembatan terletak pada garis pegas lengkungan. Lengkungan setengah tembus adalah lengkungan di mana dek jembatan terletak pada ketinggian antara lengkungan dek dan lengkungan tembus.

Klasifikasi lebih lanjut mengacu pada artikulasi lengkungan. Lengkungan tetap digambarkan pada Gambar 17.1 dan menyiratkan tidak ada rotasi yang mungkin terjadi pada penyangga, A dan B. Lengkungan tetap tidak tentu hingga derajat ketiga. Lengkungan tiga engsel yang memungkinkan rotasi di A, B, dan C secara statis tentu. Lengkungan dua engsel memungkinkan rotasi di A dan B dan tidak tentu hingga derajat pertama.



Gambar 17.3 Jembatan lengkung baja terikat.



Gambar 17.4 Lengkung dengan penggantung diagonal.

Lengkungan terikat ditunjukkan pada Gambar 17.3 dan merupakan lengkungan di mana gaya horizontal reaktif yang bekerja pada rusuk lengkungan disuplai oleh pengikat tegangan pada tingkat dek lengkungan tembus atau setengah tembus. Pengikat tegangan biasanya berupa balok pelat baja atau balok kotak baja dan, tergantung pada kekakuannya, mampu menahan sebagian beban hidup. Namun, balok pengikat yang lemah membutuhkan rusuk lengkung yang dalam, dan rusuk lengkung yang tipis membutuhkan balok pengikat yang kaku dan dalam. Karena keduanya saling bergantung, dimungkinkan untuk mengoptimalkan ukuran masing-masing sesuai dengan tujuan yang ditetapkan untuk estetika dan/atau biaya. Meskipun sebagian besar jembatan lengkung tembus atau setengah tembus dibangun dengan dua bidang rusuk lengkung vertikal, ada beberapa yang dibangun hanya dengan satu rusuk dengan jalan raya yang dikantileverkan di setiap sisi rusuk.

Penggantung biasanya terdiri dari tali kawat atau profil gulungan. Penggantung biasanya vertikal, tetapi penggantung diagonal seperti rangka juga telah digunakan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.4. Penggantung diagonal menghasilkan defleksi yang lebih kecil dan pengurangan momen lentur pada rusuk lengkung dan dek. Ada juga jembatan lengkung yang dibangun dengan rusuk lengkung yang dimiringkan sehingga dapat dihubungkan di puncaknya. Ini dilakukan untuk alasan estetika tetapi memang menambah kekakuan lateral jembatan lengkung dan dapat menghasilkan pengurangan kebutuhan penguat.

17.4 CONTOH JEMBATAN LENGKUNG KHAS

Jembatan Sungai Cowlitz di Negara Bagian Washington, yang ditunjukkan pada Gambar 17.5, adalah lengkung beton sejati khas yang terdiri dari bagian kotak empat rusuk yang membentang 159 m dengan ketinggian 45 m. Hampir semua lengkung beton adalah tipe ini.

Bentang lengkung beton ganda juga telah dibangun seperti jembatan, yang ditunjukkan pada Gambar 17.6, melintasi Sungai Mississippi di Minneapolis. Jembatan tersebut terdiri dari dua bentang lengkung dangkal 168 m. Bentang lengkung beton bertulang terpanjang di dunia adalah Jembatan Wanxian Yangtze yang terletak di Tiongkok dengan bentang 425 m dan tinggi 85 m yang memberikan rasio tinggi terhadap bentang 1:5. Hal ini tidak biasa karena rangka baja lengkung tiga dimensi yang kaku yang terdiri dari tabung baja memanjang yang diisi dengan beton sebagai korda atas dan bawah didirikan untuk membentang 425 m. Rangka tersebut berfungsi sebagai penguat baja lengkung dan menopang beton cor di tempat yang diendapkan secara bertahap. Jembatan ini sebenarnya adalah struktur komposit baja-beton.

Orang Tiongkok telah membangun banyak lengkung beton bentang panjang dengan menggunakan tabung baja yang diisi dengan beton. Mereka juga telah membangun setengah dari rusuk lengkung di setiap tepi sungai, sejajar dengan aliran sungai, dan ketika selesai, memutar keduanya ke posisi akhir.

Jembatan lengkung sejati baja terpanjang memiliki bentang 518 m dan melintasi Ngarai Sungai Baru di Fayetteville, Virginia Barat. Rusuk lengkung terdiri dari rangka baja. Dek jembatan, yang juga merupakan rangka baja, ditopang oleh rangka baja penguat melintang yang sangat ramping secara longitudinal. Lengkungan jembatan memiliki rasio tinggi terhadap bentang 1:4.6 dan dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1977.

Gambar 17.5 Lengkungan beton Sungai Cowlitz.

Gambar 17.6 Dua bentang lengkungan beton dangkal.

Sebagian besar struktur atas jembatan lengkung terikat terbuat dari konstruksi baja. Struktur lengkung terikat yang khas adalah Jembatan Kembar Interstate 65 di atas Sungai Mobile di Alabama seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.7. Jembatan-jembatan tersebut dibangun dari baja tahan cuaca. Perhatikan juga tampilan penguat Vierendeel yang bagus di antara rusuk lengkung.

Gambar 17.7 Lengkungan baja ganda terikat di atas Sungai Mobile.

Gambar 17.8 Lengkungan setengah tembus Pelabuhan Milwaukee.

Jembatan Pelabuhan Milwaukee adalah lengkung terikat baja setengah bentang tiga bentang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.8. Pengikat baja pada tingkat dek dalam dan sangat kaku sementara rusuk lengkung sangat tipis. Panjang bentang utama adalah 183 m dengan bentang samping 82 m. Sekali lagi, perhatikan tampilan penguat di antara rusuk.

Lengkungan baja terikat tiga bentang setengah tembus lainnya adalah Jembatan Fremont di atas Sungai Willamette di Portland, Oregon, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.9. Ini adalah struktur dua dek dengan dek atas ortotropik dan dek bawah beton. Bentang utama lengkungan tersebut adalah 383 m di antara titik-titik pegas yang menjadikannya salah satu bentang lengkungan terikat terpanjang, jika bukan yang terpanjang, di dunia.

Lengkungan setengah tembus bentang panjang yang tidak biasa, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.10, adalah Jembatan Danau Roosevelt di Arizona. Permukaan danau akan dinaikkan, dan di atas permukaan danau 200 tahun, rusuk lengkungan dan penguatnya terbuat dari baja dan di bawah permukaan ini terbuat dari beton. Untuk menjaga kontinuitas struktural pada sambungan baja dan beton, rusuk baja diberi prategang ke dalam rusuk beton. Lengkungan ini bukan lengkungan terikat dan membentang sepanjang 335 m dengan rasio kenaikan terhadap bentang sekitar 1:5. Pengujian terowongan angin yang ekstensif dilakukan pada model struktur lengkungan ini selama fase desain.

17.5 ANALISIS JEMBATAN LENGKUNG

Beban mati, beban hidup, dan beban suhu dibahas dalam Bab 6 dari Buku Pegangan ini. Pengaruh angin dibahas dalam Bab 57 dan pengaruh gempa bumi dalam Bagian IV.

Gambar 17.9 Jembatan Fremont melintasi Sungai Willamette.

Sebelum era analisis struktur dengan metode komputer, analisis lengkungan tidak terlalu sulit dilakukan dengan bantuan mistar hitung. Secara umum, analisis tersebut menggunakan pendekatan metode gaya. Misalnya, lengkungan dua engsel secara statis tidak tentu pada derajat pertama dan oleh karena itu memiliki satu reaksi redundan. Dalam metode gaya, struktur dibuat tentu, misalnya, dengan membebaskan penyangga horizontal kanan dan membiarkannya bergerak secara horizontal.

Gambar 17.10 Jembatan Danau Roosevelt, Arizona.

Defleksi horizontal ($d1$) pada penyangga kemudian dihitung untuk beban yang diterapkan. Selanjutnya, defleksi horizontal ($d2$) pada penyangga dihitung untuk gaya horizontal 1 N yang bekerja pada penyangga. Karena jumlah kedua defleksi ini harus nol, maka reaksi horizontal total (H) pada penyangga untuk beban yang diterapkan haruslah

$$H = -\frac{(d1)}{(d2)} \tag{17.1}$$

Dengan mengetahui reaksi horizontal, momen dan gaya aksial dapat dihitung untuk lengkungan. Contoh yang baik dari prosedur desain awal untuk lengkungan dua engsel terikat terdapat dalam makalah tentang "Desain Bentang Lengkungan Terikat St. Georges". Lengkungan ini, yang selesai dibangun pada tahun 1941, membentang di Kanal Chesapeake dan Delaware dan merupakan yang pertama dari jenisnya di Amerika Serikat yang memiliki pengikat yang sangat kaku dan rusuk yang dangkal. Perancang jembatan tersebut adalah Profesor Jewell M. Garrelts yang selama bertahun-tahun menjabat sebagai kepala Departemen Teknik Sipil di Universitas Columbia.

Meskipun prosedur desain ini mungkin kasar dibandingkan dengan metode modern, banyak lengkungan yang bagus dibangun menggunakan metode tersebut. Metode analisis modern, tentu saja, menggunakan program komputer elemen hingga nonlinier tiga dimensi. Untuk informasi tentang metode elemen hingga, lihat dalam Buku Pegangan ini Bab 7 tentang Teori Struktur dan Bab 36 tentang Analisis Nonlinier. Informasi tambahan tentang analisis nonlinier dengan program komputer yang menyertainya pada disk tersedia dalam Referensi. Untuk menggunakan program elemen hingga, diperlukan desain awal yang sifat-sifatnya kemudian dapat berfungsi sebagai masukan awal untuk program komputer.

Dalam diskusi yang dipublikasikan tentang makalah St. Georges yang disebutkan di atas, Jacob Karol menurunkan rumus perkiraan untuk menghitung nilai pengaruh gaya horizontal pada lengkungan yang hanya bergantung pada rasio tinggi-bentang. Ia juga dalam makalah diskusi yang sama memberikan rumus perkiraan untuk pembagian momen total antara pengikat dan rusuk yang hanya bergantung pada kedalaman rusuk dan balok pengikat. Rumus-rumus ini sangat berguna dalam memperoleh desain awal lengkungan terikat untuk masukan ke program elemen hingga.

17.6 PERTIMBANGAN DESAIN UNTUK JEMBATAN LENGKUNG

Desain Jembatan Lengkung

Banyak bab dalam Buku Pegangan ini di Bagian II, Desain Struktur Atas, memiliki informasi mengenai desain dek yang juga berlaku untuk desain dek lengkungan. Yang dimaksud dengan dek adalah pelat beton jalan raya atau pelat baja ortotropik dan penyangga strukturnya.

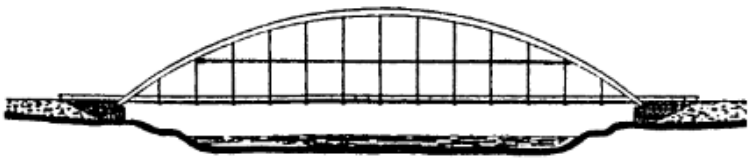
Rasio tinggi-bentang untuk lengkungan dapat sangat bervariasi karena lengkungan dapat sangat dangkal atau, di sisi ekstrem lainnya, dapat berupa setengah lingkaran. Sebagian besar lengkungan akan memiliki rasio tinggi-bentang dalam kisaran 1:4,5 hingga 1:6. Setelah momen dan gaya aksial tersedia dari analisis nonlinier elemen hingga tiga dimensi, elemen lengkungan, seperti dek, rusuk, pengikat, penggantung, dan kolom dapat diproporsikan. Rusuk lengkungan baja biasanya terbuat dari pelat berbentuk kotak persegi panjang. Pengikat biasanya berupa balok kotak baja las atau balok pelat.

Pada tahun 1970-an terdapat masalah pada beberapa jembatan lengkungan karena retakan muncul pada balok pengikat las. Perbaikan dilakukan, beberapa dengan biaya yang sangat besar. Namun, tidak ada kegagalan total pada balok pengikat mana pun. Meskipun demikian, hal itu menyebabkan komunitas teknik untuk melihat kembali kebutuhan akan redundansi. Salah satu usulan untuk jembatan lengkung adalah tidak mengelas pelat-pelat balok pengikat baja bersama-sama, melainkan menggunakan sudut untuk menghubungkannya yang diamankan dengan baut. Usulan lain adalah memberi prategang pada balok pengikat dengan kabel prategang. Usulan lain adalah agar dek ikut serta dengan balok pengikat.

Pelepasan Pusaran Angin

Bab 57 dalam Buku Pegangan ini membahas Pengaruh Angin pada Jembatan Bentang Panjang. Namun, tampaknya tepat untuk membahas secara singkat beberapa masalah pada lengkungan yang disebabkan oleh pelepasan pusaran angin.

Sesekali ditemukan lengkungan yang mengalami masalah dengan getaran penggantung, terutama yang menggunakan penggantung penampang I. Getaran tersebut merupakan akibat dari pelepasan pusaran angin. Perbaikan yang biasa dilakukan adalah menghubungkan penggantung seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.11, yang secara efektif mengurangi panjang penggantung dan mengubah frekuensi alami penggantung. Metode lain adalah menambahkan perangkat spoiler pada penggantung. Selain pada gantungan, terdapat juga masalah pelepasan pusaran pada kolom baja yang sangat panjang yang membawa beban dari dek lengkung ke rusuk lengkung.



Gambar 17.11 Kabel horizontal yang menghubungkan gantungan.

Tekuk Rusuk Lengkung

Karena rusuk lengkung jembatan lengkung dikenai gaya aksial yang tinggi, kemungkinan kegagalan akibat tekuk rusuk tidak dapat diabaikan dan harus diperhitungkan. Masalah stabilitas lengkung ditangani dengan sangat baik dalam Referensi. Nilai yang digunakan dalam rumus untuk beban tekuk kritis tercantum dalam tabel untuk berbagai kasus pembebanan dan berbagai konfigurasi lengkung.

Sebagai contoh, beban kritis tekuk untuk rusuk lengkung parabola dua engsel yang menopang beban dek vertikal seragam yang didistribusikan pada proyeksi horizontal akan dihitung:

Bentang lengkung: L = 120 m

Tinggi lengkung: S = 24 m

Rasio tinggi terhadap bentang = 24/120 = 0,2

Momen inersia rusuk: I = 7,6 × 10^9 mm^4

Modulus elastisitas: E = 20 × 10^4 N/mm^2

Gaya tekuk horizontal:

$$H = C_1 \frac{EI}{L^2} \tag{17.2}$$

Beban merata yang menyebabkan tekuk:

$$q = C_2 \frac{EI}{L^3} \tag{17.3}$$

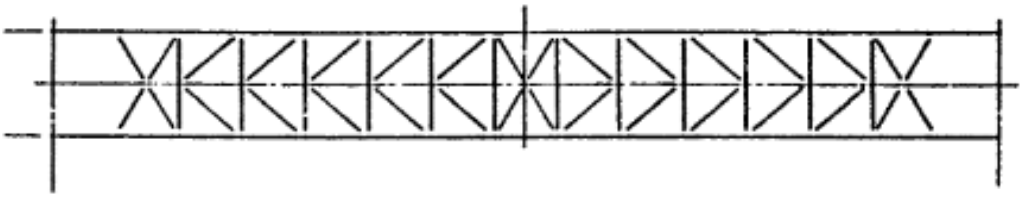
C_1 = 28,8 dan C_2 = 46,1 berasal dari Tabel 17.1 Referensi

$$H = \frac{28.8 \times 20 \times 10^4 \times 7.6 \times 10^9}{(120 \times 10^3)^2} = 3.04 \text{ MN}$$

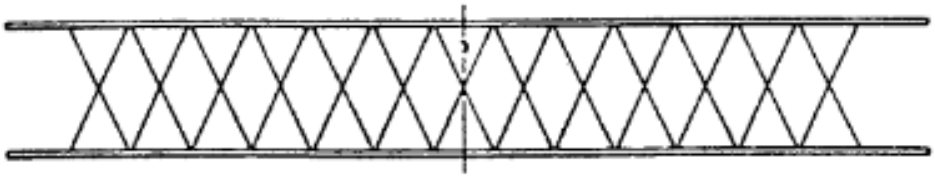
$$q = \frac{46.1 \times 3.04 \times 10^3}{28.8 \times 120} = 40.55 \text{ kN/m}$$

Perhitungan beban kritis di atas adalah untuk tekuk pada bidang lengkung yang mengasumsikan penguatan yang sangat baik antara rusuk untuk mencegah tekuk di luar bidang. Jenis penguatan yang umumnya digunakan meliputi penguatan tipe K yang ditunjukkan pada Gambar 17.12, penguatan berbentuk berlian yang ditunjukkan pada Gambar 17.13, dan penguatan tipe Vierendeel yang ditunjukkan pada Gambar 17.14.

Selain itu, perhitungan di atas adalah untuk rusuk lengkung tanpa pengekangan dari dek. Jika dek diperhitungkan, beban kritis tekuk akan meningkat.



Gambar 17.12 Penopang tipe K.



Gambar 17.13 Penopang tipe berlian.

Gambar 17.14 Penopang tipe Vierendeel.

17.7 PEMASANGAN LENGKUNGAN

Sebagian besar lengkungan dek beton telah dibangun dengan cetakan beton dan beton basah yang sepenuhnya ditopang oleh perancah. Lengkungan tersebut juga telah dibangun dengan menggunakan kabel pengikat dari menara yang ditopang oleh kabel yang ditancapkan ke tanah. Setiap kabel pengikat akan menopang cetakan untuk panjang segmen rusuk beton. Untuk beberapa lengkungan, kabel pengikat akan menopang cetakan dan beton basah dalam segmen kantilever seimbang dari menara yang didirikan di atas dermaga umum.

Lengkungan beton segmental telah didirikan oleh derek yang ditopang di tanah atau di atas tongkang. Derek tersebut mengambil segmen beton dan menghubungkannya ke segmen yang telah didirikan sebelumnya. Cara lain untuk mengirimkan dan mendirikan segmen beton adalah dengan menggunakan jalur kabel yang membentang di antara tiang menara.

Lengkungan dek baja juga telah didirikan dalam segmen-segmen panjang dengan menggunakan kabel pengikat. Metode pemasangan lainnya adalah dengan menggunakan segmen rusuk baja yang membentang di antara tiang penyangga sementara. Jembatan lengkung baja New River Gorge didirikan dengan menggunakan jalur kabel dan pengikat. Contoh-contoh yang baik dari konstruksi jembatan lengkung baja disajikan dalam Bab 45 tentang Konstruksi Jembatan Baja. Untuk bentang lengkung terikat yang biasa, dek dan pengikat baja dapat didirikan di atas tiang penyangga sementara.

Setelah operasi ini selesai, rusuk lengkung, penguat, dan penggantung dapat dibangun langsung dari dek. Skema pemasangan alternatif yang telah digunakan adalah skema di mana dek, pengikat baja, dan rusuk didirikan secara bersamaan dengan menggunakan kabel

pengikat. Skema pemasangan yang lebih spektakuler, yang ekonomis bila dapat digunakan, melibatkan pembangunan bentang lengkung terikat di tepi pantai atau di atas tiang pancang yang berdekatan dan sejajar dengan pantai. Setelah selesai, lengkung terikat diapungkan di atas tongkang ke lokasi jembatan dan kemudian ditarik secara vertikal ke posisi akhirnya di jembatan.

Sebagai contoh, Gambar 17.15 menunjukkan bentang lengkung terikat tengah Jembatan Fremont sepanjang 275 m yang diangkat secara vertikal untuk dihubungkan ke kantilever baja. Beberapa lengkungan memiliki rusuk yang didirikan di setiap garis pantai dalam posisi vertikal sebagai kolom. Setelah selesai, rusuk-rusuk tersebut kemudian diputar ke bawah untuk bertemu di tengah antara garis pantai.

Gambar 17.15 Lengkungan jembatan Fremont diangkat ke tempatnya.

BAB 18
JEMBATAN GANTUNG

18.1 PENDAHULUAN

Asal Usul

Asal usul jembatan gantung berawal sejak lama dalam sejarah. Jembatan gantung primitif, atau alat penyeberangan sederhana, merupakan cikal bakal struktur jembatan gantung modern saat ini. Jembatan gantung dibangun dengan kabel rantai besi lebih dari 2000 tahun yang lalu di Tiongkok dan catatan serupa juga ditemukan di India. Jembatan gantung besi, yang diduga berasal dari Timur, muncul di Eropa pada abad ke-16 dan dikembangkan pada abad ke-18. Meskipun rantai besi tempa digunakan sebagai kabel utama pada pertengahan abad ke-18, perluasan panjang bentang tengah yang pesat terjadi pada paruh kedua abad ke-19 yang dipicu oleh penemuan baja. Saat ini, jembatan gantung merupakan jenis yang paling cocok untuk jembatan bentang sangat panjang dan sebenarnya mewakili 20% atau lebih dari semua jembatan bentang terpanjang di dunia.

Evolusi Jembatan Gantung Modern

Awal Mula Jembatan Gantung Modern

Jembatan gantung modern bermula pada abad ke-18 ketika pengembangan struktur jembatan dan produksi besi dimulai secara besar-besaran. Jembatan Jacobs Creek dibangun oleh Finley di Amerika Serikat pada tahun 1801, yang memiliki bentang tengah 21,3 m. Ciri khas jembatan ini adalah penggunaan rangka penguat yang memberikan kekakuan pada jembatan untuk mendistribusikan beban melalui tali penggantung dan dengan demikian mencegah deformasi kabel yang berlebihan. Pembangunan Jembatan Clifton dengan bentang tengah 214 m, jembatan gantung tertua yang masih digunakan untuk kendaraan bermotor, dimulai pada tahun 1831 dan selesai pada tahun 1864 di Inggris Raya menggunakan rantai besi tempa.

Kemajuan Panjang Bentang Tengah pada Paruh Pertama Abad ke-20 di Amerika Serikat

Metode pemintalan udara (metode AS) yang digunakan untuk membangun kabel kawat paralel ditemukan oleh Roebling selama pembangunan Jembatan Niagara Falls, yang selesai pada tahun 1855 dengan bentang tengah 246 m. Teknologi ini diterapkan pada Jembatan Brooklyn, yang selesai pada tahun 1883 dengan bentang tengah 486 m, di mana kawat baja pertama kali digunakan. Jembatan Brooklyn, yang dipuji sebagai jembatan gantung modern pertama, dibangun melintasi Sungai East di New York melalui upaya pengorbanan diri keluarga Roebling ayah, putra, dan menantu perempuan selama 14 tahun.

Pada tahun 1903, Jembatan Manhattan, dengan bentang tengah 448 m, dan pada tahun 1909 Jembatan Williamsburg, dengan bentang tengah 488 m, dibangun di hulu sungai. Jembatan pertama dengan bentang tengah lebih panjang dari 1000 m adalah Jembatan George Washington yang melintasi Sungai Hudson di New York. Jembatan ini selesai dibangun pada tahun 1931 dengan bentang tengah 1067 m. Pada tahun 1936, Jembatan San Francisco–Oakland Bay, yang merupakan jembatan gantung kembar dengan bentang tengah 704 m, dan

pada tahun 1937, Jembatan Golden Gate dengan bentang tengah 1280 m dibangun di wilayah Teluk San Francisco.

Pada tahun 1940, Jembatan Tacoma Narrows, dengan bentang tengah 853 m, terpanjang ketiga di dunia pada saat itu, menunjukkan osilasi mode lentur hingga 8,5 m dengan getaran mode torsi selanjutnya. Jembatan ini akhirnya runtuh akibat angin berkecepatan 19 m/s hanya 4 bulan setelah selesai dibangun. Setelah kecelakaan tersebut, desain tahan angin menjadi sangat penting untuk jembatan gantung. Jembatan Tacoma Narrows, yang awalnya diperkuat dengan balok I, direkonstruksi pada tahun 1950 dengan panjang bentang yang sama sambil menggunakan balok penguat tipe rangka.

Jembatan Mackinac Straits dengan bentang tengah 1158 m dibangun sebagai jembatan gantung besar yang sebanding dengan Jembatan Golden Gate pada tahun 1956 dan Jembatan Verrazano Narrows dengan bentang tengah 1298 m, yang memperbarui rekor dunia setelah interval 17 tahun, dibangun pada tahun 1964.

Tren Baru dalam Struktur di Eropa dari Akhir Perang Dunia II hingga tahun 1950-an

Jembatan gantung yang luar biasa dibangun di Eropa meskipun panjang bentang tengahnya tidak terlalu panjang. Di Inggris Raya, meskipun Jembatan Forth Road, dengan bentang tengah 1006 m, dibangun menggunakan balok penguat rangka, Jembatan Severn, dengan bentang tengah 988 m, dibangun secara bersamaan dengan balok kotak dan tali penggantung diagonal pada tahun 1966. Desain unik ini merevolusi teknologi jembatan gantung. Jembatan Humber, dengan bentang tengah 1410 m, yang merupakan jembatan terpanjang di dunia sebelum tahun 1997, dibangun menggunakan teknologi yang mirip dengan Jembatan Severn. Di Portugal, Jembatan 25 de Abril dirancang untuk mengangkut lalu lintas kereta api dan lalu lintas kendaraan di masa depan dan selesai pada tahun 1966 dengan bentang tengah 1013 m. Pada tahun 1998, Jembatan Great Belt East dengan bentang tengah terpanjang kedua sepanjang 1624 m selesai dibangun di Denmark menggunakan balok kotak.

Perkembangan di Asia sejak tahun 1970-an

Di Jepang, penelitian untuk pembangunan Jembatan Honshu–Shikoku dimulai oleh Japan Society of Civil Engineers pada tahun 1961. Teknologi yang dikembangkan untuk jembatan gantung bentang panjang sebagai bagian dari Proyek Jembatan Honshu–Shikoku pertama kali berkontribusi pada pembangunan Jembatan Kanmon, yang selesai pada tahun 1973 dengan bentang tengah 712 m, kemudian Jembatan Namhae, yang selesai pada tahun 1973 di Republik Korea dengan bentang tengah 400 m, dan akhirnya Jembatan Hirado, yang selesai pada tahun 1977 dengan bentang tengah 465 m.

Jembatan Innoshima, dengan bentang tengah 770 m, dibangun pada tahun 1983 sebagai jembatan gantung pertama dari Proyek Jembatan Honshu–Shikoku, diikuti oleh Jembatan Ohnaruto, yang dirancang untuk menampung lalu lintas kereta api di masa depan selain beban kendaraan dan selesai pada tahun 1985 dengan bentang tengah 876 m. Jalur utama Proyek Jembatan Honshu–Shikoku, yang dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1988, menggabungkan teknologi unggul yang memungkinkan jembatan untuk menampung kereta api berkecepatan tinggi. Jalur ini mencakup jembatan gantung bentang panjang seperti Jembatan Minami Bisan–Seto, dengan bentang tengah 1100 m, Jembatan Kita Bisan–Seto,

dengan bentang tengah 990 m, dan Jembatan Shimotsui–Seto dengan bentang tengah 910 m. Jembatan Akashi Kaikyo, yang selesai dibangun pada tahun 1998 dengan bentang tengah terpanjang di dunia yaitu 1991 m, mewakili akumulasi teknologi konstruksi jembatan hingga saat ini.

Di Turki, Jembatan Bosporus, dengan bentang tengah 1074 m, dibangun pada tahun 1973 dengan tipe jembatan yang mirip dengan Jembatan Severn, sedangkan Jembatan Bosporus Kedua dengan bentang tengah 1090 m, yang sekarang disebut Jembatan Fatih Sultan Mehmet, selesai dibangun pada tahun 1988 menggunakan tali penggantung vertikal alih-alih diagonal.

Di Tiongkok, Jembatan Tsing Ma (Hong Kong), jembatan gabungan kereta api dan jalan raya dengan bentang tengah 1377 m, selesai dibangun pada tahun 1997. Konstruksi jembatan gantung bentang panjang 1000 m saat ini dianggap luar biasa, Jembatan Sungai Yangtze Xi Ling dengan bentang tengah 900 m dan Jembatan Sungai Yangtze Jing Yin dengan bentang tengah 1385 m saat ini sedang dalam pembangunan. Kedua jembatan gantung tersebut memiliki balok penguat berbentuk kotak dan menara utama beton. Selain jembatan-jembatan ini, jembatan gantung bentang panjang tambahan juga direncanakan.

Dimensi Jembatan Gantung di Dunia

Dimensi utama jembatan gantung bentang panjang di dunia ditunjukkan pada Tabel 18.1.

Tabel 18.1 Dimensi Jembatan Gantung Bentang Panjang

No	Jembatan	Negara	Tahun Penyelesaian	Panjang Bentang (m)	Tipe	Perkataan
1	Akashi Kaikyo	Jepang	1998	960+1991+960	3 bentang, 2 engsel	
2	Great Belt East	Denmark	1998	535+1624+535	Kontinu	
3	Humber	U.K.	1981	280+1410+530	3 bentang, 2 engsel	
4	Jing Yin Yangtze River	China	1999	(336.5)+1385+(309.34)	Rentang tunggal	
5	Tsing Ma	China	1997	455+1377 (+300)	Kontinu	Jalan Raya + Kereta Api
6	Verrazano Narrows	U.S.	1964	370.3+1298.5+370.3	3 bentang, 2 engsel	
7	Golden Gate	U.S.	1937	342.9+1280.2+342.9	3 bentang, 2 engsel	
8	Höga Kusten	Swedia	1997	310+1210+280	3 bentang, 2 engsel	
9	Mackinac Straits	U.S.	1957	548.6+1158.2+548.6	3 bentang, 2 engsel	
10	Minami Bisan–Seto	Jepang	1988	274+1100+274	Kontinu	Jalan Raya + Kereta Api
11	Fatih Sultan Mehmet	Turki	1988	(210+) 1090 (+210)	Rentang tunggal	
12	Bosphorus	Turki	1973	(231+) 1074 (+255)	Rentang tunggal	
13	George Washington	U.S.	1931	185.9+1066.8+198.1	3 bentang, 2 engsel	
14	3rd Kurushima Kaikyo	Jepang	1999	(260+) 1030 (+280)	Rentang tunggal	

15	2nd Kurushima Kaikyo	Jepang	1999	250+1020 (+245)	3 bentang, 2 engsel	
16	25 de Abril	Portugal	1966	483.4+1012.9+483.4	Kontinu	Jalan Raya + Kereta Api
17	Forth Road	U.K.	1964	408.4+1005.8+408.4	3 bentang, 2 engsel	
18	Kita Bisan–Seto	Jepang	1988	274+990+274	Kontinu	Jalan Raya + Kereta Api
19	Severn	U.K.	1966	304.8+987.6+304.8	3 bentang, 2 engsel	
20	Shimotsui–Seto	Jepang	1988	230+940+230	Bentang tunggal dengan kantilever	Jalan Raya + Kereta Api
21	Xi Ling Yangtze River	China	1997	225+900+255	Rentang tunggal	
22	Hu Men Zhu Jiang	China	1997	302+888+348.5	Rentang tunggal	
23	Ohnaruto	Jepang	1985	93+330+876+330	3 bentang, 2 engsel	Jalan Raya + Kereta Api
24	Second Tacoma Narrows	U.S.	1950	335.3+853.4+335.3	3 bentang, 2 engsel	
25	Askøy	Norwegia	1992	(173+) 850 (+173)	Rentang tunggal	
26	Innoshima	Jepang	1983	250+770+250	3 bentang, 2 engsel	
27	Akinada	Jepang	2000	255+750+170	3 bentang, 2 engsel	
28	Hakucho	Jepang	1998	330+720+330	3 bentang, 2 engsel	
29	Angostura	Venezuela	1967	280+712+280	3 bentang, 2 engsel	
30	Kanmon	Jepang	1973	178+712+178	3 bentang, 2 engsel	
31	San Francisco–Oakland Bay	U.S.	1936	356.9+704.1+353.6 353.6+704.1+353.6	3 bentang, 2 engsel	

18.2 SISTEM STRUKTUR JEMBATAN GANTUNG

Komponen Struktur

Komponen struktur dasar dari sistem jembatan gantung ditunjukkan pada Gambar 18.1.

1. Balok/rangka penguat: Struktur memanjang yang menopang dan mendistribusikan beban kendaraan yang bergerak, bertindak sebagai tali untuk sistem lateral dan mengamankan stabilitas aerodinamis struktur.
2. Kabel utama: Sekelompok kabel kawat paralel yang menopang balok/rangka penguat dengan tali penggantung dan mentransfer beban ke menara.
3. Menara utama: Struktur vertikal perantara yang menopang kabel utama dan mentransfer beban jembatan ke fondasi.
4. Jangkar: Blok beton masif yang menambatkan kabel utama dan bertindak sebagai penyangga ujung jembatan.

Jenis Jembatan Gantung

Jembatan gantung dapat diklasifikasikan berdasarkan jumlah bentang, kontinuitas balok pengaku, jenis penggantung, dan jenis penjangkaran kabel.

Jumlah Bentang

Jembatan diklasifikasikan menjadi jembatan gantung bentang tunggal, bentang ganda, atau bentang tiga dengan dua menara, dan jembatan gantung bentang ganda yang memiliki

tiga menara atau lebih (Gambar 18.2). Jembatan gantung bentang tiga adalah yang paling umum digunakan. Pada jembatan gantung bentang ganda, perpindahan horizontal puncak menara mungkin meningkat karena kondisi beban, dan tindakan penanggulangan untuk mengendalikan perpindahan tersebut mungkin diperlukan.

Kontinuitas Balok Penguat

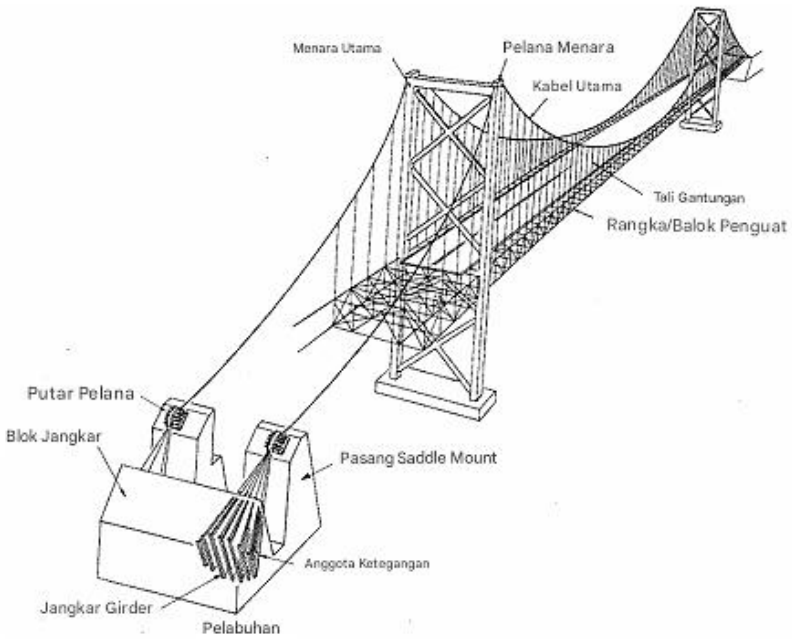
Balok penguat biasanya diklasifikasikan menjadi tipe dua engsel atau kontinu (Gambar 18.3). Balok penguat dua engsel umumnya digunakan untuk jembatan jalan raya. Untuk jembatan gabungan jalan raya-kereta api, balok kontinu sering diadopsi untuk memastikan kelancaran lalu lintas kereta api.

Jenis-Jenis Tali Gantung

Tali gantung, atau tali penggantung, dapat berupa vertikal atau diagonal (Gambar 18.4). Umumnya, tali gantung pada sebagian besar jembatan gantung adalah vertikal. Tali gantung diagonal telah digunakan, seperti pada Jembatan Severn, untuk meningkatkan peredaman struktur yang digantung. Kadang-kadang, tali gantung vertikal dan diagonal digabungkan untuk kekakuan yang lebih besar.

Jenis-Jenis Penjangkaran Kabel

Ini diklasifikasikan menjadi tipe yang dijangkar secara eksternal atau dijangkar sendiri (Gambar 18.5). Penjangkaran eksternal adalah yang paling umum. Kabel utama yang dijangkar sendiri dipasang pada balok penguat alih-alih pada penjangkaran; Tekanan aksial diteruskan ke balok-balok penyangga.



Gambar 18.1 Komponen jembatan gantung.

Menara Utama

Arah Memanjang

Menara diklasifikasikan menjadi tipe kaku, fleksibel, atau terkunci (Gambar 18.6). Menara fleksibel umumnya digunakan pada jembatan gantung bentang panjang, menara kaku

untuk jembatan gantung bentang ganda untuk memberikan kekakuan yang cukup pada jembatan, dan menara terkunci kadang-kadang digunakan untuk jembatan gantung bentang relatif pendek.

Arah Melintang

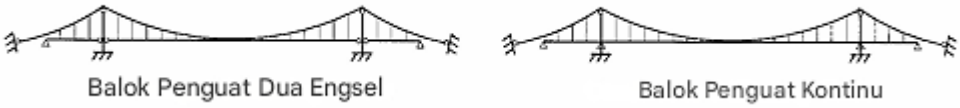
Menara diklasifikasikan menjadi tipe portal atau yang ditopang secara diagonal (Tabel 18.2). Selain itu, poros menara dapat berupa vertikal atau miring. Biasanya, sumbu tengah poros miring bertepatan dengan garis tengah kabel di bagian atas menara. Pemeriksaan konfigurasi menara yang cermat sangat penting, karena menara mendominasi estetika jembatan.

Kabel

Pada jembatan gantung awal, rantai, rantai batang mata, atau material lain digunakan untuk kabel utama. Kabel kawat pertama kali digunakan pada jembatan gantung pada paruh pertama abad ke-19, dan kabel kawat paralel pertama kali diadopsi pada Jembatan Niagara Falls pada tahun 1854. Kawat baja yang ditarik dingin dan digalvanis pertama kali diadopsi pada Jembatan Brooklyn pada tahun 1883.

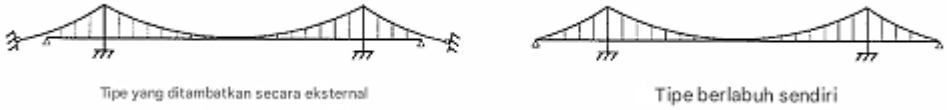
Jenis ini telah digunakan di hampir semua jembatan gantung bentang panjang modern. Jenis untaian kawat paralel dan tali kawat terpilin yang biasanya membentuk kabel ditunjukkan pada Tabel 18.3. Umumnya, untaian dibundel menjadi lingkaran untuk membentuk satu kabel. Tali penggantung dapat berupa batang baja, batangan baja, tali kawat terpilin, untaian kawat paralel, dan lain-lain. Tali kawat terpilin paling sering digunakan pada jembatan gantung modern. Pada Jembatan Akashi Kaikyo dan Jembatan Kurushima Kaikyo, untaian kawat paralel yang dilapisi dengan tabung polietilen digunakan (Gambar 18.7).

Gambar 18.2 Jenis-jenis jembatan gantung.

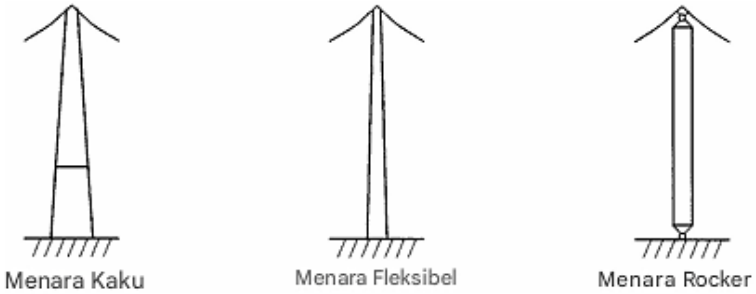


Gambar 18.3 Jenis-jenis balok pengaku.

Gambar 18.4 Jenis-jenis penggantung.

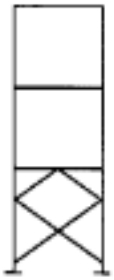


Gambar 18.5 Jenis-jenis penjangkaran kabel.



Gambar 18.6 Jenis struktur menara utama.

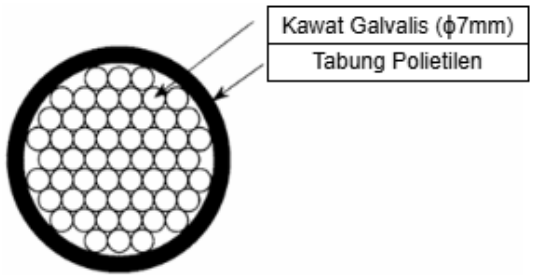
Tabel 18.2 Jenis Kerangka Menara Utama

	Truss	Portal	Combined Truss and Portal
Shape			
Bridge	Akashi Kaikyo Forth Road	Great Belt East Humber	Golden Gate Second Tacoma Narrows

Tabel 18.3 Jenis-Jenis Kabel Jembatan Gantung

Nama	Bentuk bagian	Struktur	Jembatan
Untai Kawat Paralel		Kawat-kawat tersebut dibundel secara heksagonal dan sejajar.	Brooklyn Humber Great Belt East Akashi Kaikyo
Tali Untai		Enam untaian yang terbuat dari beberapa kawat dililitkan di sekitar untaian inti.	St.Johns
Tali Spiral		Kawat-kawat tersebut tersusun dalam beberapa lapisan, terutama dengan arah lilitan yang berlawanan.	Little Belt Tancarville Wakato

Tali Kumparan Terkunci		Kawat yang mengalami deformasi digunakan untuk lapisan luar Tali Spiral.	Kvalsund Emmerich Albsburg New Köln Rodenkirchen



Gambar 18.7 Untaian kawat paralel yang dilapisi dengan tabung polietilen.

Struktur Gantung

Balok penguat dapat berupa balok I, rangka, dan balok kotak (Gambar 18.8). Pada beberapa jembatan gantung bentang pendek, balok itu sendiri tidak memiliki kekakuan yang cukup dan biasanya diperkuat dengan tali penahan badai. Pada jembatan gantung bentang panjang, rangka atau balok kotak biasanya digunakan. Balok I menjadi kurang menguntungkan karena stabilitas aerodinamisnya. Terdapat keuntungan dan kerugian pada rangka dan balok kotak, yang melibatkan pertimbangan antara stabilitas aerodinamis, kemudahan konstruksi, pemeliharaan, dan sebagainya.

Jangkar

Secara umum, struktur jangkar meliputi fondasi, blok jangkar, blok bengkok, rangka jangkar kabel, dan rumah pelindung. Jangkar diklasifikasikan menjadi sistem jangkar gravitasi atau terowongan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.9. Penjangkaran gravitasi mengandalkan massa penjangkaran itu sendiri untuk menahan tegangan kabel utama. Jenis ini umum digunakan pada banyak jembatan gantung. Penjangkaran terowongan menyalurkan tegangan kabel utama langsung ke dalam tanah. Kondisi geoteknik yang memadai diperlukan.

18.3 DESAIN JEMBATAN GANTUNG

Umum

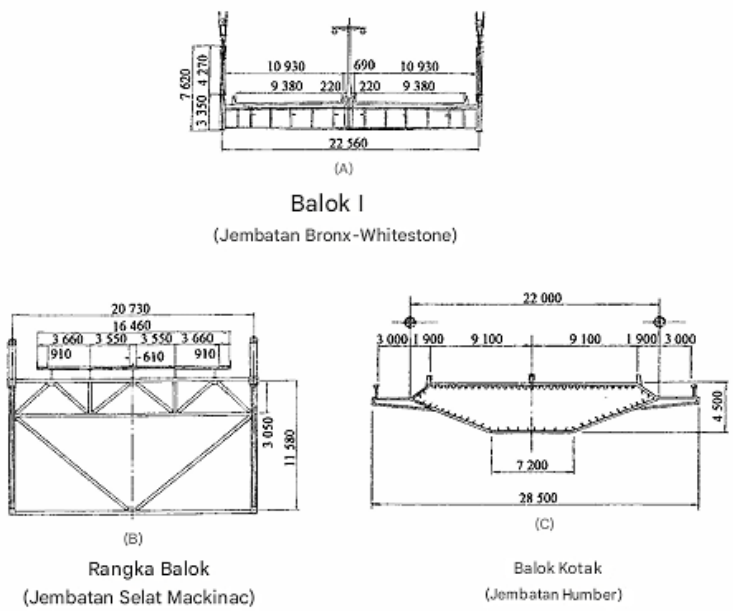
Naveir adalah orang pertama yang mempertimbangkan teori perhitungan jembatan gantung tanpa pengaku pada tahun 1823. Balok yang sangat kaku diadopsi untuk struktur gantung pada paruh kedua abad ke-19 karena balok tanpa pengaku yang digunakan sebelumnya bengkok dan bergetar di bawah beban yang tidak terlalu besar.

Akibatnya, Rankine pada tahun 1858 mencoba menganalisis jembatan gantung dengan rangka yang sangat kaku, diikuti oleh Melan, yang membantu melengkapi teori elastis, di mana rangka pengaku dianggap sebagai benda elastis. Ritter pada tahun 1877, Lévy pada tahun 1886, dan Melan pada tahun 1888 menyajikan teori defleksi sebagai alternatif yang lebih baik dari teori elastis. Moisseiff menyadari bahwa perilaku aktual jembatan gantung tidak dapat dijelaskan oleh teori elastisitas dalam studi Jembatan Brooklyn pada tahun 1901, dan

menegaskan bahwa teori defleksi mampu mengevaluasi defleksi jembatan tersebut dengan lebih akurat.

Moisseiff merancang Jembatan Manhattan menggunakan teori defleksi pada tahun 1909. Teori ini menjadi teknik desain yang berguna yang berhasil digunakan untuk membangun jembatan gantung bentang panjang lainnya. Selain itu, seiring dengan peningkatan panjang bentang jembatan gantung, beban horizontal seperti beban angin dan beban vertikal menjadi penentu desain balok pengaku. Moisseiff adalah salah satu orang pertama yang menetapkan metode analisis di luar bidang untuk jembatan gantung.

Saat ini, berkat perkembangan komputer yang pesat dan akumulasi studi analisis matriks pada masalah nonlinier, teori deformasi hingga dengan model rangka diskrit umumnya digunakan untuk analisis jembatan gantung. Brotton adalah orang pertama yang menganalisis jembatan gantung sebagai struktur bidang dalam analisis matriks dan menerapkan temuannya pada analisis pada tahap pembangunan Jembatan Severn dengan hasil yang baik. Tesis Saafan dan Tezcan, yang menerapkan teori deformasi matriks umum pada analisis bidang vertikal jembatan gantung diterbitkan hampir bersamaan pada tahun 1966. Metode Newton–Raphson atau metode perhitungan iterasi asli dapat digunakan dalam analisis perpindahan matriks nonlinier untuk jembatan gantung.



Gambar 18.8 Jenis-jenis balok pengaku.

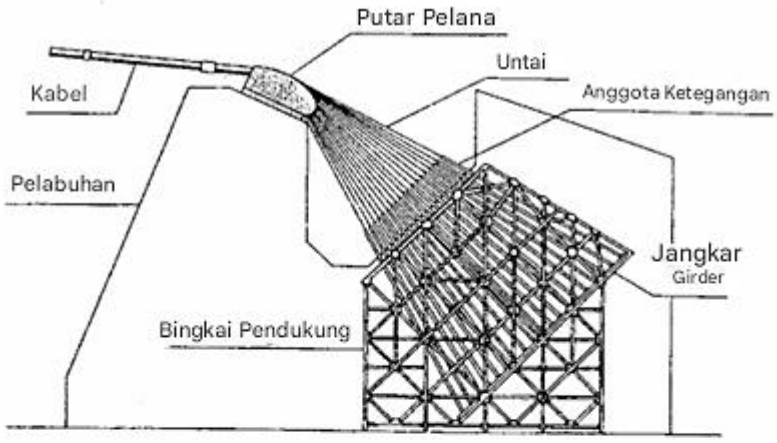
Metode Analitis

Teori Klasik

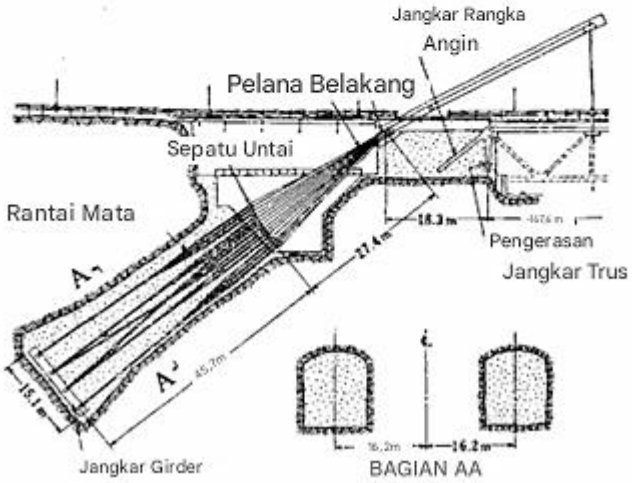
Teori Elastis dan Teori Defleksi

Teori elastis dan teori defleksi adalah analisis bidang untuk sistem jembatan gantung secara keseluruhan. Dalam teori-teori ini, seluruh jembatan gantung diasumsikan sebagai badan kontinu dan tali penggantungnya berjarak dekat. Kedua metode analitis ini mengasumsikan:

- Kabel sepenuhnya fleksibel.
- Balok pengaku horizontal dan lurus. Momen inersia geometris konstan.
- Beban mati pada balok pengaku dan kabel bersifat seragam. Koordinat kabel berbentuk parabola.
- Semua beban mati ditanggung oleh kabel.



(A)



(B)

Gambar 18.9 Jenis-jenis jangkar. (a) Gravitasi, Jembatan Akashi Kaikyo; (b) terowongan, Jembatan George Washington.

Perbedaan antara kedua teori tersebut adalah apakah defleksi kabel akibat beban hidup dipertimbangkan. Gambar 18.10 menunjukkan gaya dan defleksi akibat beban pada jembatan gantung. Momen lentur, $M(x)$, dari balok pengaku setelah pembebanan beban hidup ditunjukkan sebagai berikut:

Teori Elastis:

$$M(x) = M_0(x) - H_p y(x) \tag{18.1}$$

Teori Defleksi:

$$M(x) = M_0(x) - H_p y(x) - (H_w + H_p)\eta(x) \tag{18.2}$$

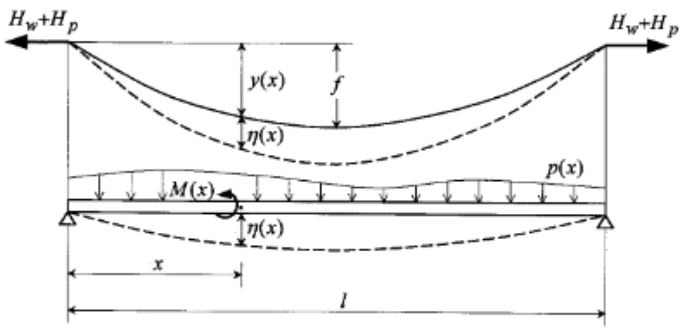
di mana

$M_0(x)$ = momen lentur akibat beban hidup yang diterapkan pada balok sederhana dengan panjang bentang yang sama dengan balok pengaku

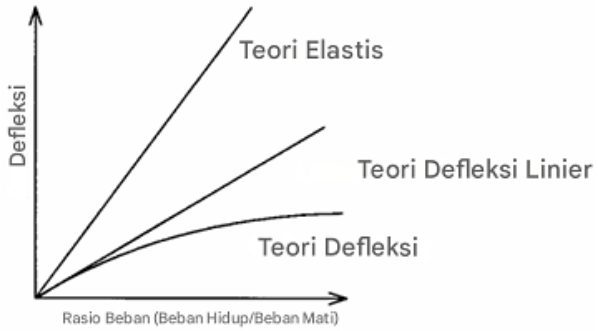
$y(x)$ = posisi longitudinal kabel

$\eta(x)$ = defleksi kabel dan balok pengaku akibat beban hidup

H_w, H_p = tegangan horizontal kabel akibat beban mati dan beban hidup, masing-masing



Gambar 18.10 Deformasi dan gaya pada jembatan gantung.



Gambar 18.11 Hubungan rasio defleksi–beban antar teori. (Sumber: Bleich, F. et al., Teori Matematika Getaran pada Jembatan Gantung, Biro Jalan Raya Umum, Washington, D.C., 1950.)

Dipahami bahwa momen lentur balok pengaku berkurang karena defleksi yang disebabkan oleh beban hidup dipertimbangkan dalam produk terakhir Persamaan (18.2). Karena teori defleksi adalah analisis nonlinier, prinsip superposisi menggunakan garis pengaruh tidak dapat diterapkan. Namun, karena intensitas beban hidup lebih kecil daripada beban mati untuk jembatan gantung bentang panjang, akurasi yang cukup dapat diperoleh bahkan jika diasumsikan bahwa $H_w + H_p$ konstan dalam kondisi $H_w \gg H_p$.

Dalam kondisi tersebut, karena analisis menjadi linier, garis pengaruh dapat digunakan. Gambar 18.11 menunjukkan hubungan rasio defleksi beban di antara teori elastis, defleksi,

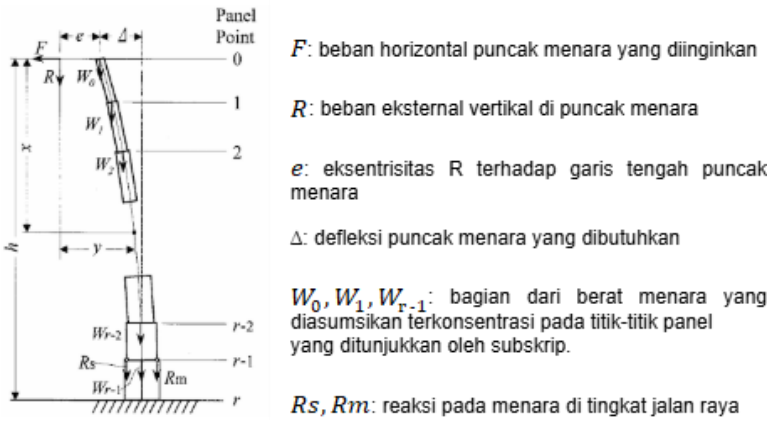
dan defleksi linier. Ketika rasio beban hidup terhadap beban mati kecil, teori linier sangat efektif untuk analisis. Dalam teori defleksi, kekakuan lentur menara dapat diabaikan karena tidak memiliki signifikansi terhadap perilaku seluruh jembatan.

Analisis di Luar Bidang Akibat Beban Horizontal

Gaya lateral yang disebabkan oleh angin atau gempa bumi cenderung ditransmisikan dari balok penguat ke kabel utama, karena balok tersebut memiliki deformasi lateral yang lebih besar daripada kabel utama karena perbedaan beban horizontal dan kekakuannya. Moisseiff pertama kali menetapkan metode analisis di luar bidang dengan mempertimbangkan efek ini.

Analisis di Luar Bidang Menara Utama

Birdsall mengusulkan teori tentang perilaku menara utama dalam arah longitudinal. Teori Birdsall menggunakan persamaan keseimbangan untuk menara akibat gaya vertikal dan horizontal dari kabel yang bekerja pada puncak menara. Poros menara dianggap sebagai balok kantilever dengan penampang variabel, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.12. Beban horizontal (F) diperoleh dengan syarat beban vertikal (R), yang bekerja pada puncak menara, dan perpindahan horizontal (Δ) dihitung dengan menggunakan metode teori defleksi umum Steinman.



Gambar 18.12 Model analitis menara utama. (Sumber: Birdsall, B., Trans. ASCE, 1942. Dengan izin.)

Metode Desain Modern

Metode Deformasi Terbatas

Dengan perkembangan komputer dalam beberapa tahun terakhir, metode perpindahan terbatas pada struktur rangka telah digunakan sebagai metode analitis yang lebih akurat. Metode ini digunakan untuk analisis bidang atau analisis rangka ruang dari seluruh struktur jembatan gantung. Analisis rangka menurut teori perpindahan terbatas dilakukan dengan memperoleh hubungan antara gaya dan perpindahan di ujung setiap elemen dari seluruh sistem struktural. Dalam metode analitis ini, perilaku aktual jembatan seperti perpanjangan tali penggantung, yang diabaikan dalam teori defleksi, dapat dipertimbangkan. Jembatan gantung dengan tali penggantung miring, seperti Jembatan Severn, dan jembatan dalam tahap pembangunan juga dianalisis dengan teori ini. Meskipun hubungan antara gaya

dan perpindahan di ujung elemen bersifat nonlinier dalam teori perpindahan hingga, teori deformasi hingga linier digunakan dalam analisis beban vertikal eksentrik dan analisis di luar bidang; karena nonlinieritas geometris dapat dianggap relatif kecil dalam kasus-kasus tersebut.
Analisis Tekuk Elastis dan Getaran

Analisis tekuk elastis digunakan untuk menentukan panjang tekuk efektif yang dibutuhkan dalam desain elemen tekan, seperti poros menara utama. Analisis getaran diperlukan untuk menentukan frekuensi alami dan mode getaran seluruh jembatan gantung sebagai bagian dari desain ketahanan angin dan gempa. Kedua analisis ini merupakan masalah nilai eigen dalam metode deformasi hingga linier untuk struktur rangka.

Kriteria Desain

Prosedur Desain

Prosedur desain umum untuk struktur atas jembatan gantung ditunjukkan pada Gambar 18.13. Struktur yang paling rasional untuk lokasi tertentu dipilih dari hasil desain awal dari berbagai alternatif. Kemudian dilanjutkan dengan desain detail akhir.

Gambar 18.13 Prosedur desain untuk struktur atas jembatan gantung.

Beban Desain

Beban desain untuk jembatan gantung harus mempertimbangkan kondisi alam lokasi konstruksi, pentingnya jembatan, panjang bentangnya, dan fungsinya (lalu lintas kendaraan atau kereta api). Penting dalam desain jembatan gantung untuk menentukan beban mati

secara akurat karena beban mati biasanya mendominasi gaya pada komponen utama jembatan. Mengamankan keamanan struktural terhadap angin kencang dan gempa bumi juga merupakan masalah penting untuk jembatan gantung bentang panjang.

1. Dalam kasus angin, pertimbangan karakteristik getaran dan aerodinamika sangat penting.
2. Dalam kasus gempa bumi, asumsi magnitudo gempa dan evaluasi kandungan energi sangat penting untuk jembatan di daerah yang rawan terhadap peristiwa berskala besar.

Beban desain lainnya termasuk efek akibat kesalahan dalam fabrikasi dan pemasangan elemen, perubahan suhu, dan kemungkinan pergerakan penyangga.

Prosedur Analisis

Prosedur umum yang digunakan untuk desain jembatan gantung modern adalah sebagai berikut (Gambar 18.14):

1. Pilih Konfigurasi Awal: Panjang bentang dan lendutan kabel ditentukan, dan beban mati serta kekakuan diasumsikan.
2. Analisis Model Struktural: Dalam kasus analisis bidang datar, gaya dan deformasi anggota di bawah beban hidup diperoleh dengan menggunakan teori deformasi hingga atau teori deformasi hingga linier dengan model dua dimensi. Dalam kasus analisis bidang tegak lurus, gaya angin dan deformasi anggota dihitung dengan menggunakan teori deformasi hingga linier dengan model tiga dimensi.
3. Analisis Respons Dinamis: Respons gempa bumi dihitung dengan menggunakan analisis spektrum respons atau analisis riwayat waktu.
4. Desain Anggota: Kabel dan balok dirancang menggunakan gaya yang diperoleh dari analisis sebelumnya.
5. Analisis Menara: Menara dianalisis menggunakan beban dan defleksi, yang ditentukan dari analisis struktur global yang telah dijelaskan sebelumnya.
6. Verifikasi Nilai yang Diasumsikan dan Stabilitas Aerodinamis: Nilai awal yang diasumsikan untuk beban mati dan kekakuan diverifikasi cukup mendekati nilai yang diperoleh dari analisis detail. Stabilitas aerodinamis akan diselidiki melalui analisis dan/atau uji terowongan angin menggunakan dimensi yang diperoleh dari analisis dinamis.

Desain Tahan Angin

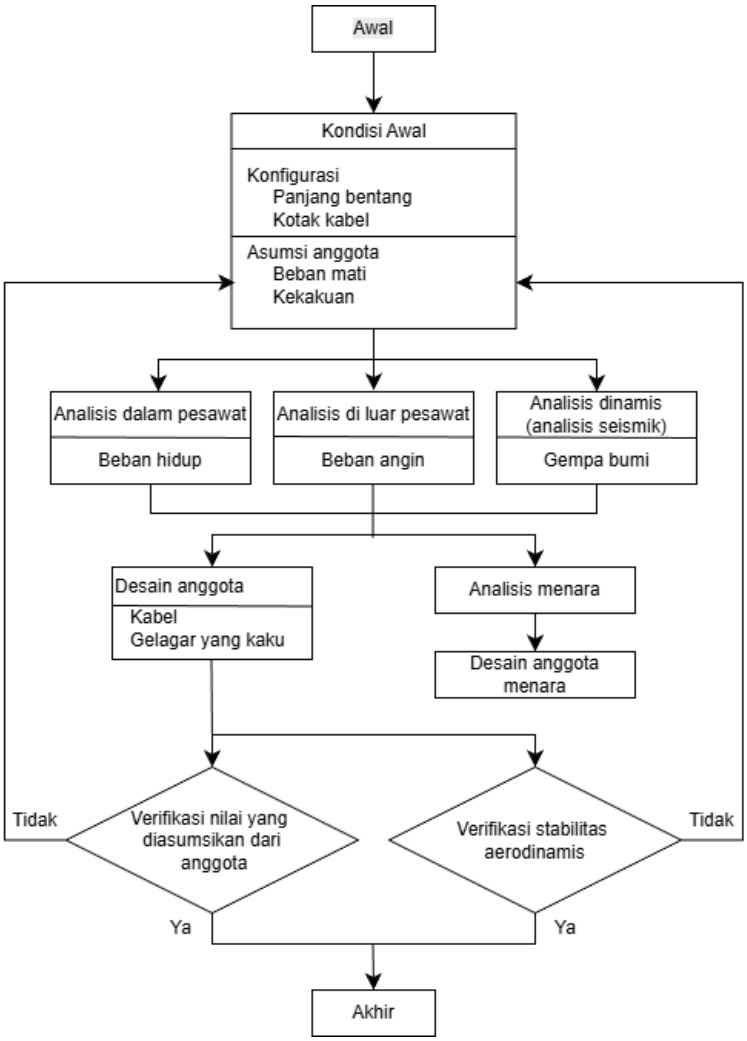
Umum

Pada paruh pertama abad ke-19, jembatan gantung kadang-kadang runtuh akibat beban angin karena balok cenderung memiliki kekakuan yang tidak mencukupi. Pada paruh kedua abad ke-19, keruntuhan tersebut berkurang karena pentingnya membuat balok cukup kaku telah diakui.

Pada awal abad ke-20, penguatan balok dengan kekakuan yang lebih rendah muncul kembali ketika teori defleksi diterapkan pada jembatan gantung bentang panjang. Jembatan Tacoma Narrows runtuh 4 bulan setelah selesai dibangun pada tahun 1940 dengan kecepatan angin hanya 19 m/s. Dek jembatan diperkuat dengan balok I yang dibentuk dari pelat yang

disusun. Balok I memiliki kekakuan yang rendah dan stabilitas aerodinamis yang sangat buruk seperti yang ditunjukkan dalam desain tahan angin baru-baru ini.

Setelah kecelakaan ini, uji terowongan angin untuk balok penguat menjadi rutin dalam penyelidikan stabilitas aerodinamis. Balok penguat tipe rangka, yang memberikan kekakuan yang cukup dan dikombinasikan sebagian dengan kisi dek terbuka, telah mendominasi desain jembatan gantung modern di Amerika Serikat.



Gambar 18.14 Prosedur umum untuk mendesain jembatan gantung.

Namun, jenis balok penguat baru, yaitu balok kotak aerodinamis dengan stabilitas aerodinamis yang cukup diadopsi untuk Jembatan Severn di Inggris pada tahun 1966. Pada tahun 1980-an, dikonfirmasi bahwa balok kotak, dengan fairing besar (penstabil) di setiap sisi dan bukaan memanjang di dek atas dan bawah, memiliki stabilitas aerodinamis yang sangat baik. Konsep ini diadopsi untuk Jembatan Tsing Ma, yang selesai pada tahun 1997. Jembatan Akashi Kaikyo memiliki penstabil vertikal di bentang tengah yang terletak di sepanjang garis tengah balok penguat tipe rangka tepat di bawah dek untuk meningkatkan stabilitas aerodinamis.

Pada tahun 1990-an, di Italia, tipe balok baru telah diusulkan untuk Jembatan Selat Messina, yang akan memiliki bentang tengah 3300 m. Balok selebar 60 m akan terdiri dari tiga

balok kotak oval yang menopang lalu lintas jalan raya dan kereta api. Peredam aerodinamis yang dikombinasikan dengan layar angin juga akan dipasang di kedua tepi balok. Balok penguat pada jembatan gantung terbaru ditunjukkan pada Gambar 18.15.

Standar Desain

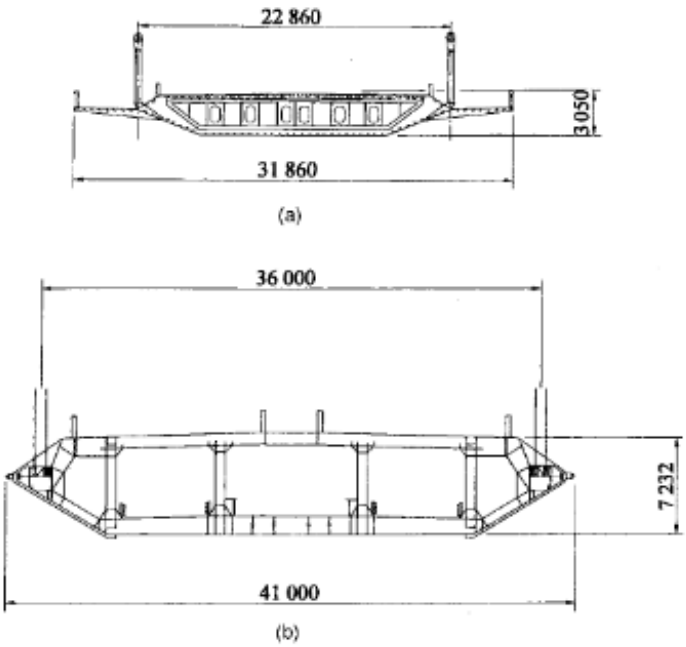
Gambar 18.16 menunjukkan prosedur desain tahan angin yang ditentukan dalam Standar Jembatan Honshu–Shikoku. Dalam prosedur desain, pengujian terowongan angin diperlukan untuk dua tujuan: pertama, untuk memverifikasi koefisien hambatan aliran udara, gaya angkat, dan momen yang sangat memengaruhi desain statis; dan kedua, untuk memverifikasi bahwa getaran berbahaya tidak akan terjadi.

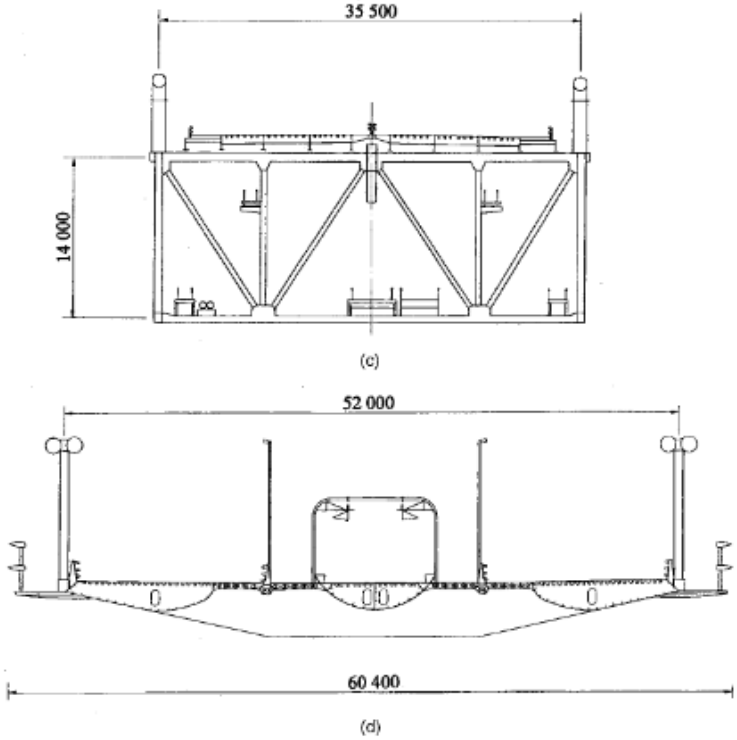
Analisis respons hembusan angin adalah metode analitis untuk memastikan getaran paksa struktur oleh hembusan angin. Hasilnya digunakan untuk menghitung deformasi struktural dan tegangan selain yang disebabkan oleh angin rata-rata. Divergensi, salah satu jenis ketidakstabilan statis, dianalisis dengan menggunakan analisis perpindahan terbatas untuk memeriksa hubungan antara gaya angin dan deformasi. Flutter adalah fenomena paling kritis dalam mempertimbangkan stabilitas dinamis jembatan gantung, karena kemungkinan keruntuhan. Analisis flutter biasanya melibatkan penyelesaian persamaan gerak jembatan sebagai masalah nilai eigen kompleks di mana gaya aerodinamis tidak stabil dari pengujian terowongan angin diterapkan.

Pengujian Terowongan Angin

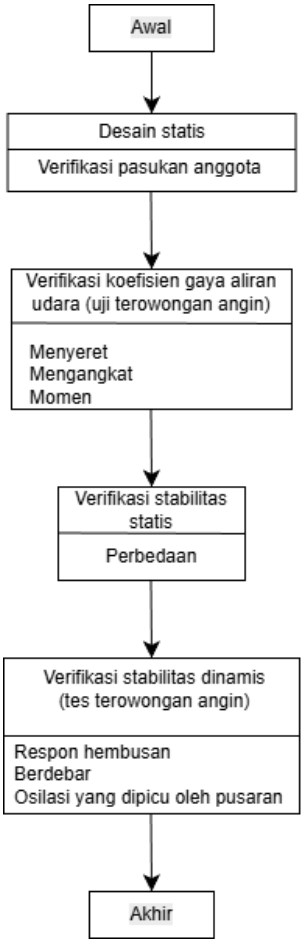
Secara umum, pengujian terowongan angin berikut dilakukan untuk menyelidiki stabilitas aerodinamis dari balok penguat.

1. Pengujian Dua Dimensi Model Kaku dengan Penopang Pegas: Karakteristik aerodinamis dari mode tertentu dapat dipelajari. Skala model umumnya lebih besar dari $1/100$.
2. Pengujian Model Global Tiga Dimensi: Pengujian yang digunakan untuk memeriksa efek kopling dari berbagai mode.





Gambar 18.15 Penampang melintang melalui balok pengaku. (a) Jembatan Severn, (b) Jembatan Tsing Ma; (c) Jembatan Akashi Kaikyo, (d) Jembatan Selat Messina.



Gambar 18.16 Prosedur untuk desain tahan angin.

Untuk Jembatan Akashi Kaikyo, model global 1/100 dengan panjang total sekitar 40 m, diuji di laboratorium terowongan angin lapisan batas. Bersamaan dengan verifikasi stabilitas aerodinamis Jembatan Akashi Kaikyo, temuan baru dalam analisis flutter dan analisis respons hembusan angin ditetapkan dari hasil pengujian.

Penanggulangan Getaran

Penanggulangan getaran akibat angin diklasifikasikan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 18.4.

1. Meningkatkan Peredaman Struktural: Peredaman, sebuah penanggulangan berdasarkan mekanika struktural, efektif dalam mengurangi amplitudo osilasi yang diinduksi pusaran yang sering diamati selama pembangunan menara utama dan sebagainya. Perangkat peredam massa tertala (TMD) dan peredam cairan tertala (TLD) juga telah digunakan untuk mengatasi fenomena ini dalam beberapa tahun terakhir. Perangkat peredam massa aktif (AMD), yang dapat menekan amplitudo getaran pada pita frekuensi yang lebih luas, juga telah diperkenalkan.

Tabel 18.4 Penanggulangan Getaran

Kategori	Barang	Penanggulangan
Mekanika struktural	Tingkatkan redaman	TMD[a], TLD[b], AMD[c]
	Meningkatkan kekakuan	Meningkatkan luas penampang balok
	Tingkatkan massa	
Mekanika aerodinamis	Penampang melintang	Balok kotak yang ramping
		Buka dek
	Suplemen	Spoiler, Tutup

a. Peredam massa tertala.
b. Peredam cairan tertala.
c. Peredam massa aktif.

2. Meningkatkan Kekakuan: Salah satu cara untuk meningkatkan kekakuan adalah dengan meningkatkan tinggi balok. Ini adalah tindakan efektif untuk menekan getaran.
3. Mekanika Aerodinamika: Mungkin juga perlu untuk mengadopsi tindakan penanggulangan aerodinamika, seperti menyediakan bukaan di dek, dan suplemen untuk stabilisasi pada balok penguat.

Desain Seismik

Umum

Dalam beberapa tahun terakhir, tidak ada kasus jembatan gantung yang runtuh atau bahkan rusak parah akibat gempa bumi. Selama pembangunan Jembatan Akashi Kaikyo, lokasi relatif empat fondasi sedikit berubah karena pergerakan kerak bumi pada Gempa Bumi Nanbu Hyogo-ken tahun 1995. Untungnya, gempa bumi tersebut tidak menyebabkan kerusakan kritis pada struktur. Meskipun gaya geser pada struktur atas yang dihasilkan oleh beban seismik relatif kecil karena frekuensi alami struktur atas umumnya rendah, perlu mempertimbangkan kemungkinan perpindahan besar pada balok dan gaya besar yang ditransfer ke penyangga.

Metode Desain

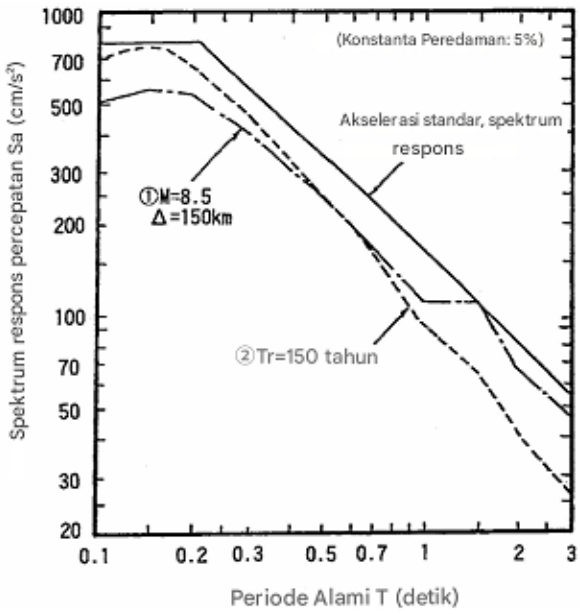
Struktur atas jembatan gantung harus mempertimbangkan gerakan periode panjang dalam desain seismik. Contoh tipikal desain seismik adalah sebagai berikut. Struktur atas Jembatan Akashi Kaikyo dirancang dengan mempertimbangkan gerakan tanah yang besar termasuk kontribusi periode panjang. Spektrum respons percepatan dari standar desain ditunjukkan pada Gambar 18.17. Analisis riwayat waktu dilakukan pada model jembatan global tiga dimensi termasuk substruktur dan pegas tanah.

Menara Utama

Umum

Menara tipe fleksibel telah mendominasi di antara menara utama pada jembatan gantung bentang panjang baru-baru ini. Jenis menara ini mempertahankan keseimbangan struktural sambil mengakomodasi perpindahan dan gaya ke bawah dari kabel utama. Baik baja maupun beton adalah material yang layak. Jembatan-jembatan besar seperti Jembatan Golden Gate dan Jembatan Verrazano Narrows di Amerika Serikat, serta Jembatan Akashi Kaikyo di Jepang, terdiri dari menara baja.

Contoh menara beton termasuk Jembatan Humber dan Jembatan Great Belt East di Eropa dan Jembatan Tsing Ma di Tiongkok. Karena kondisi batas dan pembebanan menara utama relatif mudah dalam sistem jembatan gantung, menara utama dapat dianalisis sebagai sistem struktur independen.



Gambar 18.17 Spektrum respons percepatan desain. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku, Standar Desain Seismik untuk Jembatan Akashi Kaikyo, Jepang, 1988. Dengan izin.)

Metode Desain

Metode desain untuk menara baja adalah sebagai berikut. Konsep dasar untuk desain menara beton serupa. Untuk arah transversal, menara utama dianalisis menggunakan teori deformasi kecil. Hal ini diperbolehkan karena efek pengekangan kabel dapat diabaikan dan

kekakuan lentur menara tinggi. Untuk arah longitudinal, metode analisis Birdsall, yang dibahas umumnya digunakan. Namun, metode yang lebih ketat, seperti analisis perpindahan terbatas dengan model tiga dimensi yang memungkinkan analisis arah transversal dan longitudinal, dapat digunakan, seperti yang dilakukan pada Jembatan Akashi Kaikyo. Contoh prosedur desain untuk menara utama ditunjukkan pada Gambar 18.18.

Struktur Menara

Penampang melintang poros menara dapat berbentuk T, persegi panjang, atau berbentuk silang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.19. Meskipun struktur multisel yang terdiri dari bagian-bagian kotak kecil telah digunakan untuk beberapa waktu, sel dan sel tunggal telah menjadi lebih menonjol pada jembatan gantung yang lebih baru.

Detail dasar menara yang mentransmisikan gaya aksial, gaya lateral, dan momen lentur ke pondasi, dapat berupa tipe kisi (tipe transmisi bantalan) atau tipe tertanam (tipe transmisi geser), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.20. Sambungan lapangan untuk poros menara biasanya berupa sambungan baut. Gaya tekan yang besar dari kabel bekerja di sepanjang poros menara.

Kontak yang erat antara dua permukaan logam bekerja bersama dengan sambungan baut untuk mentransmisikan gaya tekan melintasi sambungan dengan tegangan bantalan yang tersebar melalui dinding dan penguat memanjang di dalam poros menara. Metode ini dapat menjamin akurasi konfigurasi menara yang sangat tinggi. Jenis detail sambungan lain untuk menara baja menggunakan baut tarik digunakan pada Jembatan Forth Road, Jembatan Severn, Jembatan Bosporus, dan Jembatan Kurushima Kaikyo pertama (Gambar 18.21).

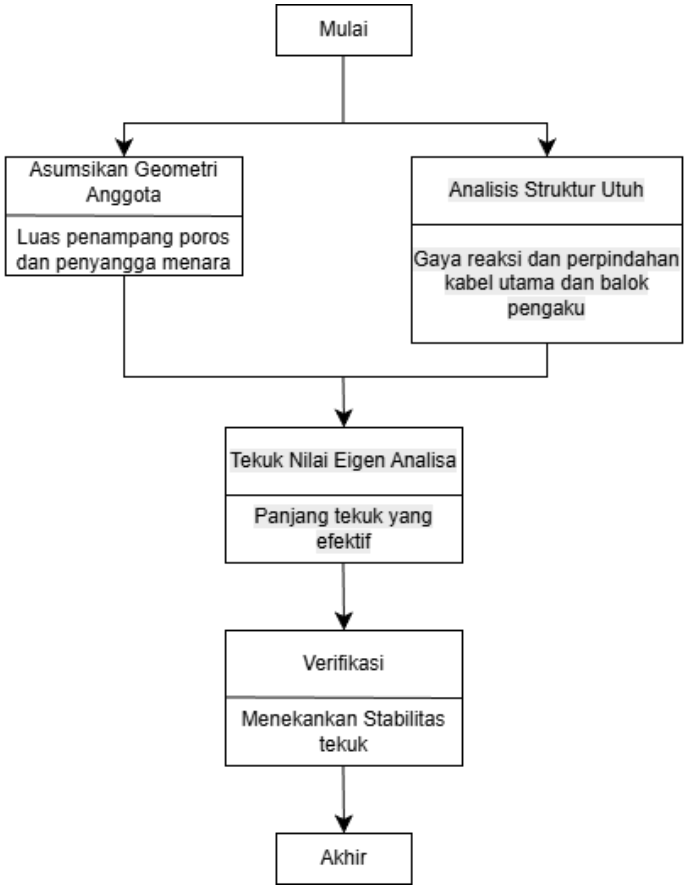
Kabel

Umum

Kabel kawat paralel telah digunakan secara eksklusif sebagai kabel utama pada jembatan gantung bentang panjang. Kawat paralel memiliki keunggulan kekuatan tinggi dan modulus elastisitas tinggi dibandingkan dengan tali kawat terpilin. Desain kabel kawat paralel akan dibahas selanjutnya, bersama dengan struktur tambahan pada kabel utama.

Prosedur Desain

Penentuan posisi kabel utama harus dilakukan terlebih dahulu (Gambar 18.22). Rasio lendutan-bentang harus ditentukan untuk meminimalkan biaya konstruksi jembatan. Secara umum, rasio lendutan-bentang ini sekitar 1:10. Namun, karakteristik getaran seluruh jembatan gantung terkadang berubah seiring perubahan rasio lendutan-bentang, sehingga pengaruhnya terhadap stabilitas aerodinamis jembatan juga harus dipertimbangkan. Setelah analisis struktural dilakukan sesuai dengan proses desain yang ditunjukkan pada Gambar 18.14, luas penampang kabel utama ditentukan berdasarkan tegangan kabel maksimum, yang biasanya terjadi pada sisi bentang puncak menara.



Gambar 18.18 Prosedur desain untuk menara utama. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku, Standar Desain Menara Utama untuk Jembatan Gantung, HSBA, Jepang, 1984. Dengan izin.)

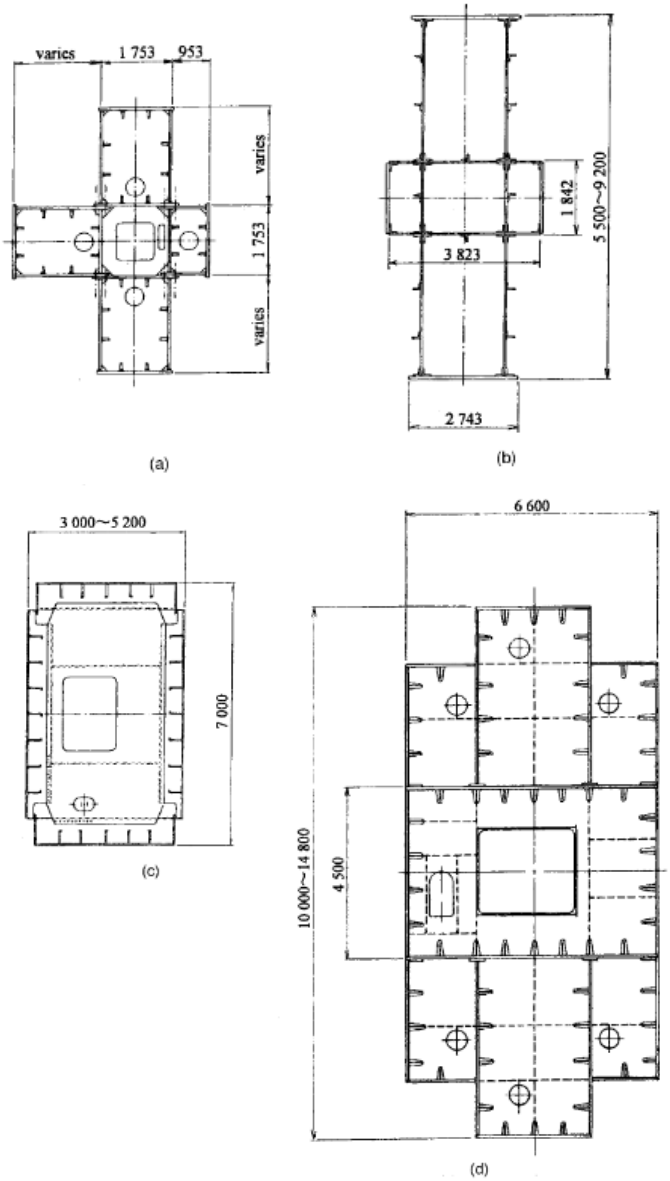
Desain Penampang Kabel

Kekuatan tarik kawat kabel sekitar 1570 N/mm2 (160 kgf/mm^2) dalam beberapa tahun terakhir. Untuk faktor keamanan, 2,5 digunakan untuk Jembatan Verrazano Narrows dan 2,2 untuk Jembatan Humber. Dalam desain Jembatan Akashi Kaikyo, faktor keamanan 2,2 digunakan dengan menggunakan metode tegangan yang diizinkan dengan mempertimbangkan tegangan dominan beban mati.

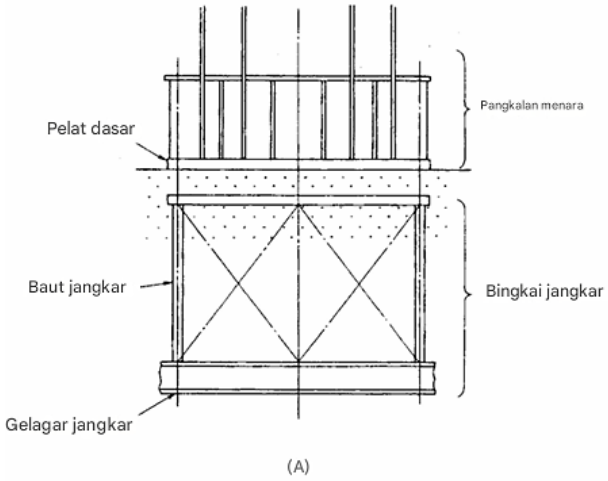
Kabel utama menggunakan kawat baja berkekuatan tinggi yang baru dikembangkan dengan kekuatan tarik 1770 N/mm2 (180 kgf/mm^2) dan tegangan yang diizinkan 804 N/mm^2 (82 kgf/mm^2) yang menyebabkan pembahasan ini. Peningkatan kekuatan kawat kabel selama bertahun-tahun ditunjukkan pada Gambar 18.23. Dalam desain Jembatan Great Belt East yang dilakukan menggunakan metode desain batas keadaan, faktor keamanan 2,0 diterapkan untuk batas keadaan kritis. Statistik kabel jembatan gantung utama ditunjukkan pada Tabel 18.5.

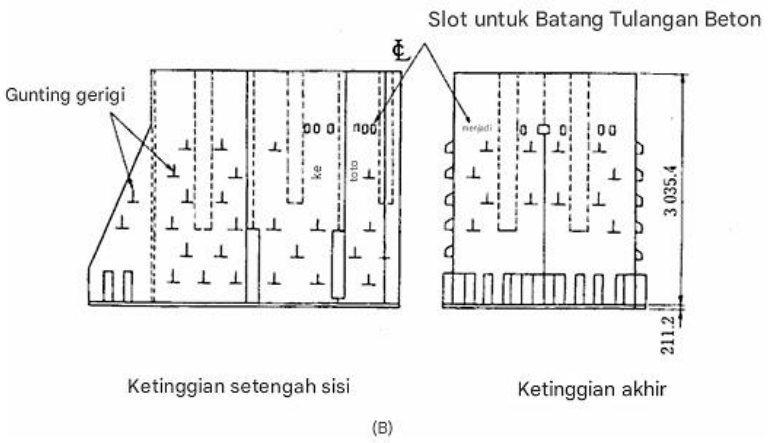
Komponen Tambahan

Gambar 18.24 menunjukkan komponen tambahan kabel utama.



Gambar 18.19 Penampang poros menara. (a) Jembatan Pelabuhan Baru, (b) Jembatan 25de Abril, (c) Jembatan Bosporus, (d) Jembatan Akashi Kaikyo.





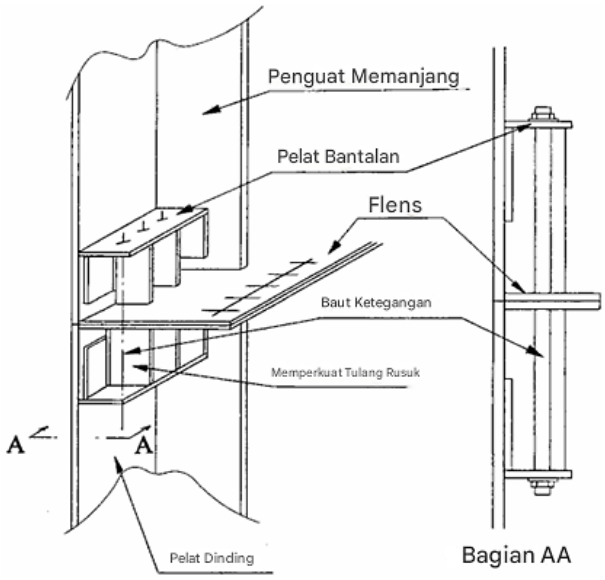
Gambar 18.20 Dasar menara. (a) Struktur kisi (tipe penahan beban — transmisi), Jembatan Akashi Kaikyo; (b) dasar tertanam (tipe transmisi geser), Jembatan Bosporus.

1. Untaian kabel ditambatkan pada rangka jangkar kabel yang tertanam di dalam jangkar beton.
2. Tali penggantung diikatkan ke kabel utama dengan pita kabel.
3. Pelana kabel menopang kabel utama di menara dan di tiang cabang pada jangkar; yang pertama disebut pelana menara dan yang kedua disebut pelana cabang.

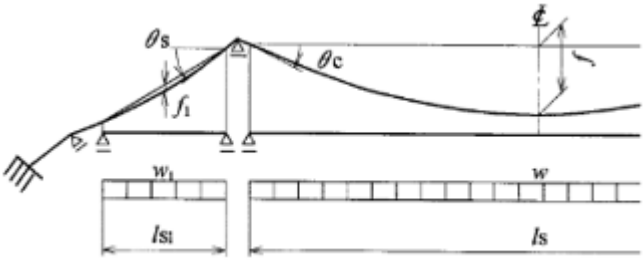
Struktur Gantung

Umum

Struktur gantung jembatan gantung dapat diklasifikasikan sebagai balok penguat rangka atau balok penguat kotak, seperti yang dijelaskan pada Bagian 18.3.4. Pertimbangan dasar dalam memilih jenis balok ditunjukkan pada Tabel 18.6. Panjang jembatan dan kondisi alam sekitarnya juga merupakan faktor.



Gambar 18.21 Sambungan menggunakan baut tarik. (Jembatan Kurushima Kaikyo Pertama, Jembatan Bosporus.)



f:Lendutan bentang tengah
f_1:Lendutan bentang samping
w:Beban mati merata (Bentang tengah)
w_1:Beban mati merata (Bentang samping)
θ_C:Sudut tangensial kabel (Bentang tengah)
θ_S:Sudut tangensial kabel (Bentang samping)
ls:Panjang bentang tengah
ls_1:Panjang bentang samping

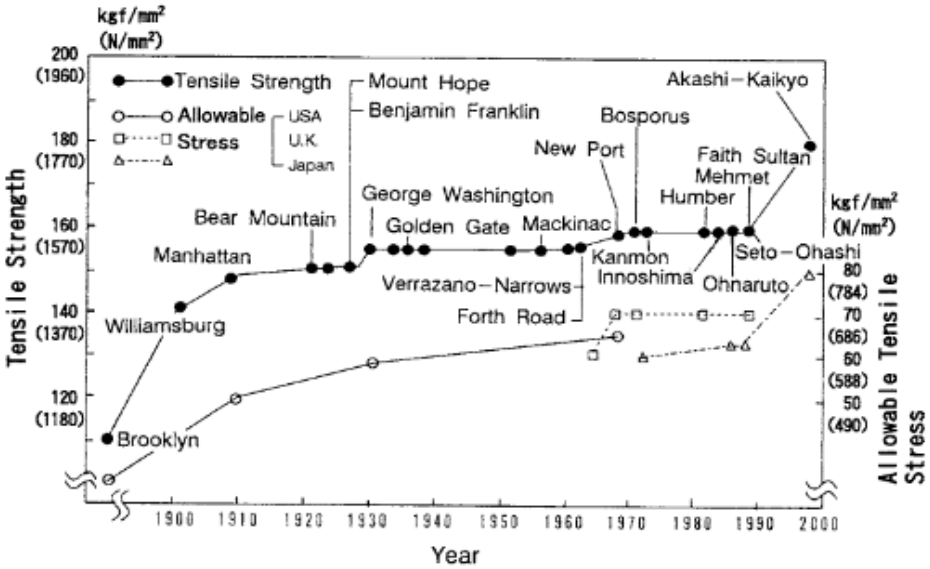
Gambar 18.22 Konfigurasi jembatan gantung.

Desain Balok Penguat

Dimensi Dasar

Lebar balok penguat ditentukan untuk mengakomodasi lebar jalan dan bahu jalan. Kedalaman balok penguat, yang memengaruhi kekakuan lentur dan torsinya, ditentukan untuk memastikan stabilitas aerodinamis. Setelah memeriksa konfigurasi balok penguat alternatif, uji terowongan angin dilakukan untuk memverifikasi stabilitas aerodinamis balok.

Dalam menilai stabilitas aerodinamis, khususnya getaran, dari desain jembatan, rasio frekuensi lentur-torsi 2,0 atau lebih direkomendasikan. Namun, tidak selalu perlu untuk memenuhi kondisi ini jika karakteristik aerodinamis balok penguat memuaskan.



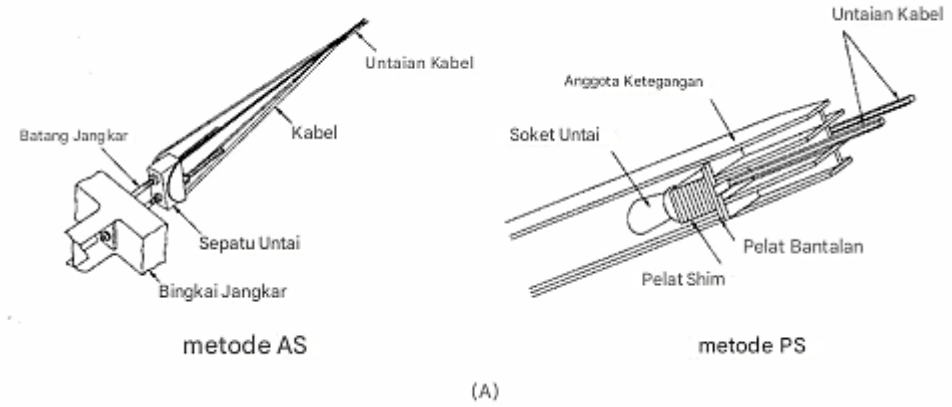
Gambar 18.23 Peningkatan kekuatan kawat kabel.

Tabel 18.5 Kabel Utama Jembatan Gantung Bentang Panjang

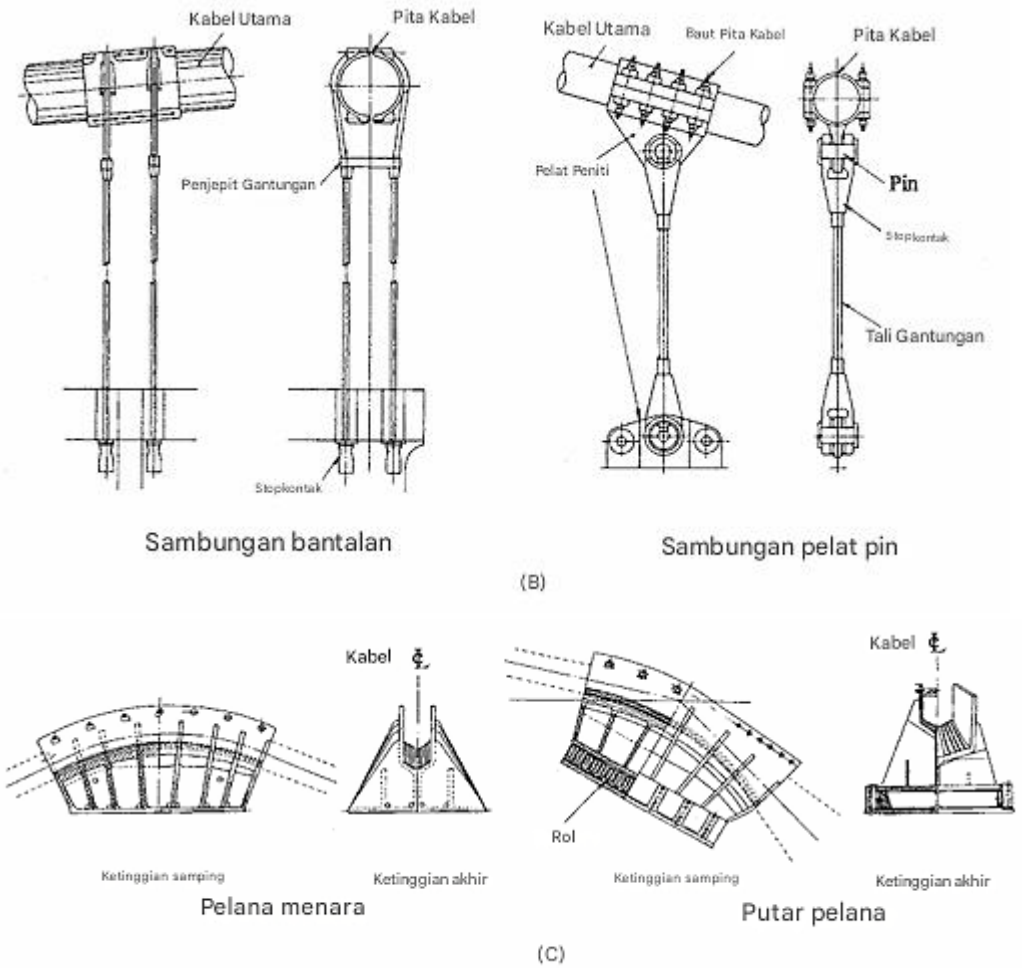
No.	Jembatan	Negara	Tahun Penyelesaian	Rentang Tengah Panjang (m)	Metode Pemasangan	Komposisi Kabel Utama
1	Akashi Kaikyo	Jepang	1998	1991	P.S.	127 × 290
2	Great Belt East	Denmark	1998	1624	A.S.	504 × 37

3	Humber	U.K.	1981	1410	A.S.	404 × 37
4	Jing Yin Yangtze River	China	1999	1385	P.S.	127 × 169(c/s), 177(s/s)
5	Tsing Ma	China	1997	1377	A.S.	368 × 80 + 360 × 11 (c/s, Tsing Yi s/s) 368 × 80+360 × 11 + 304 × 6(Ma Wan s/s)
6	Verrazano Narrows	U.S.	1964	1298.5	A.S.	28 × 61 × 2 cables
7	Golden Gate	U.S.	1937	1280.2	A.S.	452 × 61
8	Höga Kusten	Swedia	1997	1210	A.S.	304 × 37(c/s) 304 × 37 + 120 × 4(s/s)
9	Mackinac Straits	U.S.	1957	1158.2	A.S.	340 × 37
10	Minami Bisan-Seto	Jepang	1988	1100	P.S.	127 × 271
11	Fatih Sultan Mehmet	Turki	1988	1090	A.S.	504 × 32(c/s), 36(s/s)
12	Bosphorus	Turki	1973	1074	A.S.	550 × 19
13	George Washington	U.S.	1931	1066.8	A.S.	434 × 61 × 2 cables
14	3rd Kurushima Kaikyo	Jepang	1999	1030	P.S.	127 × 102
15	2nd Kurushima Kaikyo	Jepang	1999	1020	P.S.	127 × 102
16	25 de Abril	Portugal	1966	1012.9	A.S.	304 × 37
17	Forth Road	UK	1964	1005.8	A.S.	(304~328) × 37
18	Kita Bisan-Seto	Jepang	1988	990	P.S.	127 × 234
19	Severn	UK	1966	987.6	A.S.	438 × 19
20	Shimotsui-Seto	Jepang	1988	940	A.S.	552 × 44

a Republik Rakyat Tiongkok.
b Sedang dalam pembangunan
c P.S.: metode kawat paralel pracetak A.S.: metode pemasangan putar udara.
d Kawat/untai × untai/kabel.



(A)



Gambar 18.24 Komponen tambahan kabel utama. (a) Jangkar untaian rangka jangkar. (Sumber: Japan Society of Civil Engineers, Jembatan Gantung, Jepang, 1996. Dengan izin.) (b) Tali penggantung. (Sumber: Japan Society of Civil Engineers, Jembatan Gantung, Jepang, 1996. Dengan izin.) (c) Pelana Kabel.

Tabel 18.6 Pertimbangan Dasar dalam Memilih Jenis Struktur Penguat

Barang	Rangka Balok	Kotak Girder
Tinggi balok	Tinggi	Rendah
Stabilitas aerodinamis	Flutter harus diverifikasi	Osilasi yang dipicu oleh pusaran cenderung terjadi Flutter harus diverifikasi
Pemeliharaan	Area pelapisan besar	Area pelapisan kecil
Konstruksi	Baik metode penampang datar maupun metode pemasangan penampang dapat digunakan.	Hanya metode pemasangan bagian yang diperbolehkan.

Balok Rangka

Desain sifat penampang balok pengaku umumnya diatur oleh beban hidup atau beban angin. Teori deformasi hingga linier umumnya diterapkan untuk menentukan reaksi akibat beban hidup dalam arah memanjang, di mana garis pengaruh beban hidup dapat digunakan. Namun, reaksi akibat beban angin ditentukan menggunakan analisis deformasi hingga dengan

model tiga dimensi dengan asumsi bahwa balok pengaku dan kabel dibebani dengan bagian homogen dari beban angin. Teori deformasi hingga linier digunakan untuk menghitung reaksi di luar bidang akibat beban angin karena perubahan tegangan kabel dapat diabaikan.

Balok Kotak

Dimensi dasar balok kotak untuk jembatan gantung yang relatif kecil hanya ditentukan oleh persyaratan fabrikasi, pemasangan, dan pemeliharaan. Stabilitas aerodinamis jembatan umumnya bukan masalah serius. Namun, semakin panjang bentang tengah, semakin kaku balok yang dibutuhkan untuk memastikan stabilitas aerodinamis. Tinggi balok ditentukan untuk memenuhi persyaratan kekakuan. Untuk Jembatan Kurushima Kaikyo Kedua dan Ketiga, tinggi girder yang dibutuhkan ditetapkan pada 4,3 m berdasarkan uji terowongan angin. Kelelahan akibat beban hidup perlu dipertimbangkan secara khusus untuk flensa atas girder kotak karena secara langsung menopang lalu lintas jembatan. Diafragma menopang sistem lantai dan mentransmisikan gaya reaksi dari sistem lantai ke tali penggantung.

Komponen Tambahan

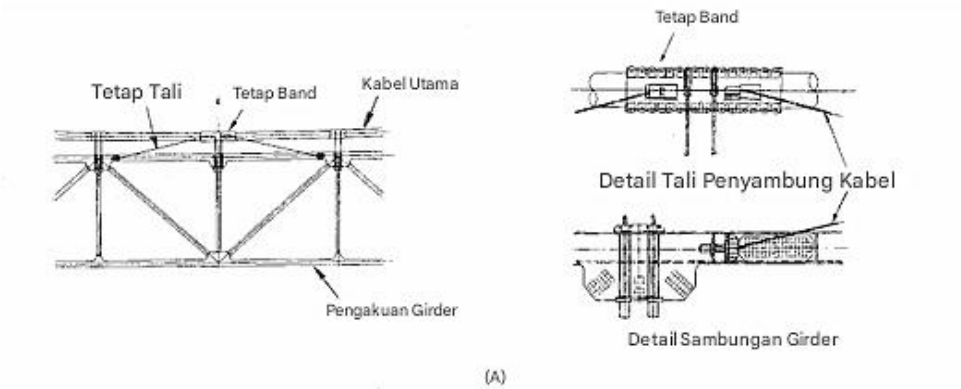
Gambar 18.25 menunjukkan komponen tambahan dari girder pengaku.

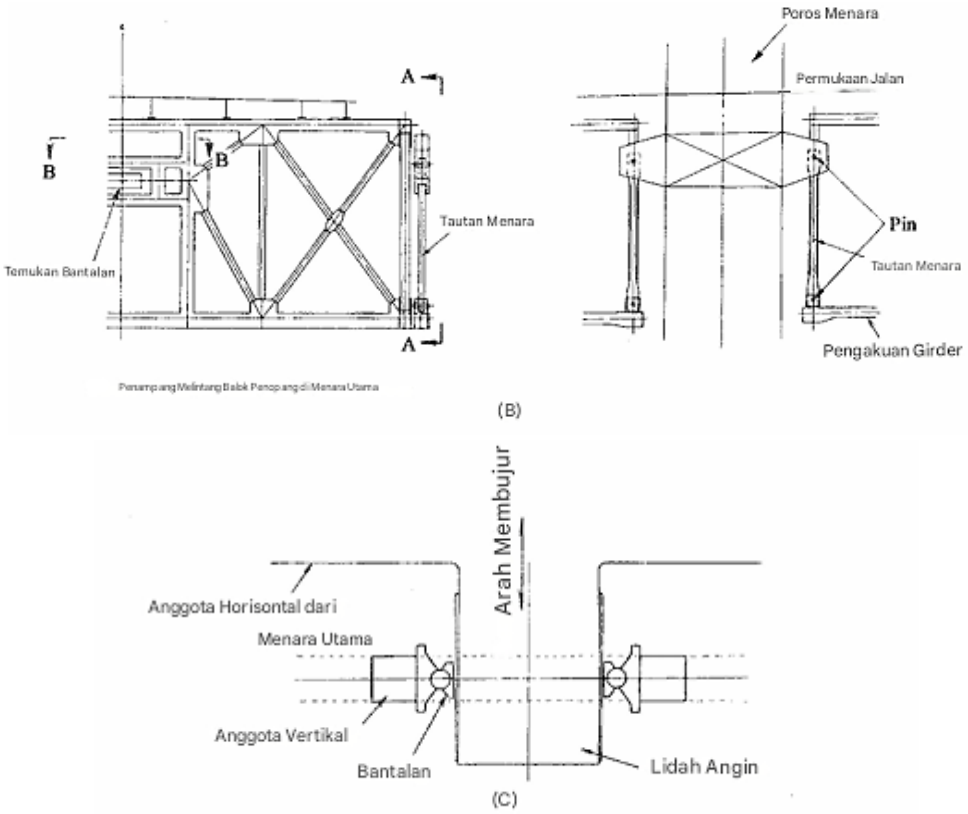
1. Tali penahan mengikat kabel utama dan girder untuk membatasi perpindahan longitudinal girder akibat angin, gempa bumi, dan perubahan suhu.
2. Sambungan menara dan sambungan ujung menopang girder pengaku di menara utama dan angkur.
3. Bantalan angin, yang dipasang pada anggota horizontal menara dan angkur, mencegah perpindahan transversal girder akibat angin dan gempa bumi.
4. Sambungan ekspansi dipasang di menara utama jembatan berengsel dua dan di angkur untuk menyerap perpindahan memanjang balok.

18.4 KONSTRUKSI JEMBATAN GANTUNG

Menara Utama

Menara jembatan gantung menopang kabel utama dan struktur gantung. Mengontrol akurasi pemasangan untuk memastikan bahwa poros menara tegak lurus sangat penting. Selama konstruksi, karena menara tersebut merupakan struktur kantilever dan dengan demikian mudah bergetar akibat angin, tindakan penanggulangan getaran diperlukan. Contoh terbaru yang diambil dari pembangunan menara baja Jembatan Akashi Kaikyo dan menara beton Jembatan Tsing Ma dijelaskan di bawah ini.

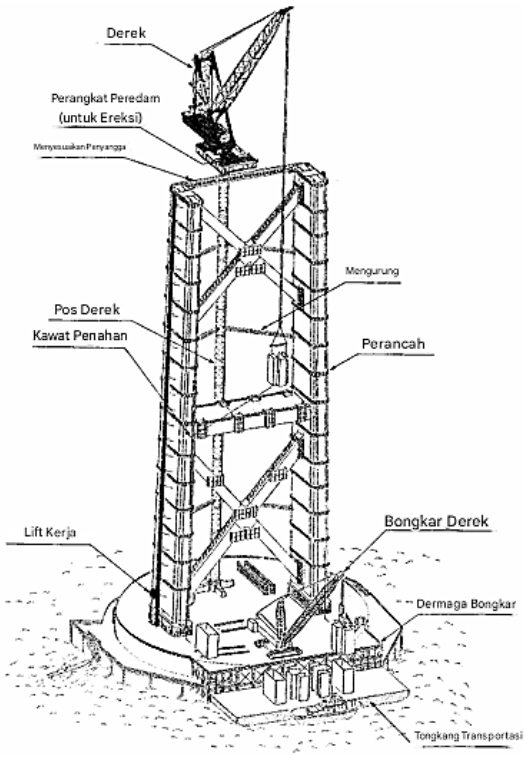




Gambar 18.25 Komponen tambahan dari balok penguat. (a) Penyangga tengah; (b) penghubung menara (Bagian A-A); (c) penahan angin (Bagian B-B). (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku, Desain Jembatan Gantung, Jepang, 1990. Dengan izin.)

Menara Baja

Menara baja biasanya terdiri dari sel atau memiliki penampang kotak dengan pelat penguat rusuk. Yang pertama digunakan pada Jembatan Forth Road, Jembatan 25 de Abril, Jembatan Kanmon, dan sebagian besar Jembatan Honshu–Shikoku. Yang terakhir diterapkan pada Jembatan Severn, Jembatan Bosporus, Jembatan Fatih Sultan Mehmet, dan Jembatan Kurushima Kaikyo. Untuk pemasangan menara baja, digunakan derek apung, derek menara, dan derek rambat. Gambar 18.26 menunjukkan metode pemasangan menara yang digunakan untuk Jembatan Akashi Kaikyo.



Gambar 18.26 Gambaran umum konstruksi menara utama.

Menara Jembatan Akashi Kaikyo memiliki tinggi 297 m. Penampang melintangnya terdiri dari tiga sel dengan sudut yang dipotong (lihat Gambar 18.19). Porosnya dibagi secara vertikal menjadi 30 bagian. Bagian-bagian tersebut diprefabrikasi dan diangkut ke lokasi menggunakan tongkang. Pelat dasar dan bagian pertama didirikan menggunakan derek apung. Sisanya didirikan menggunakan derek menara yang ditopang pada pilar menara. Untuk mengendalikan osilasi berbahaya akibat angin, TMD dan AMD dipasang di poros menara dan derek.

Menara Beton

Menara Jembatan Tsing Ma memiliki tinggi 206 m, lebar 6,0 m secara melintang, dan meruncing dari 18,0 m di bagian bawah hingga 9,0 m di bagian atas secara memanjang. Poros menara berongga. Setiap menara utama dibentuk dengan metode slip-forming dalam operasi terus menerus sepanjang waktu, menggunakan dua derek menara dan ember beton (Gambar 18.27).

Gambar 18.27 Pemasangan menara untuk Jembatan Tsing Ma.

Kabel

Metode Pemintalan Udara

Metode pemintalan udara (metode AS) kabel kawat paralel ditemukan oleh John A. Roebling dan pertama kali digunakan di Jembatan Niagara Falls yang selesai dibangun pada tahun 1855 dengan bentang tengah 246 m (Gambar 18.28). Ia menerapkan teknologi ini di Jembatan Brooklyn di mana kawat baja pertama kali digunakan. Sebagian besar jembatan gantung yang dibangun di Amerika Serikat sejak pengembangan metode AS oleh Roebling telah menggunakan kabel kawat paralel. Sebaliknya, di Eropa, kabel tali terpilin digunakan hingga Jembatan Forth Road dibangun pada tahun 1966.

Dalam metode AS konvensional, kawat individual direntangkan dalam kondisi menggantung bebas, dan kendur setiap kawat harus disesuaikan secara individual untuk memastikan semuanya memiliki panjang yang sama. Dalam metode yang disebut kontrol kendur ini, kualitas kabel dan durasi pemasangan cenderung dipengaruhi oleh kondisi kerja di lokasi, termasuk kondisi angin dan peralatan pemintalan kabel yang tersedia. Metode ini juga membutuhkan banyak pekerja untuk menyesuaikan kendur kawat.

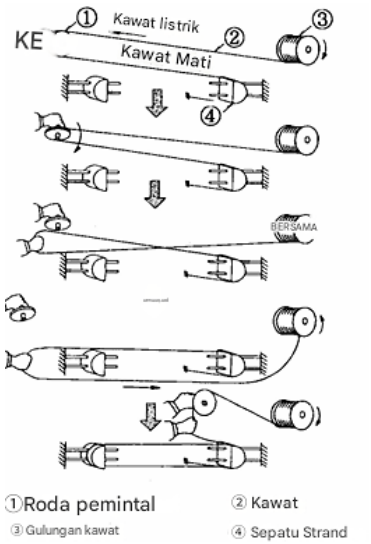
Sebuah metode baru, yang disebut metode kontrol tegangan, dikembangkan di Jepang (Gambar 18.29). Idenya adalah untuk menjaga tegangan pada kawat tetap konstan selama pemintalan kabel untuk mendapatkan panjang kawat yang seragam. Metode ini digunakan pada Jembatan Hirado, Shimotsui–Seto, Bosporus Kedua, dan Great Belt East (Gambar 18.30). Metode ini tetap membutuhkan penyesuaian untaian individual bahkan dalam metode ini.

Metode Untaian Kawat Paralel Pra-fabrikasi

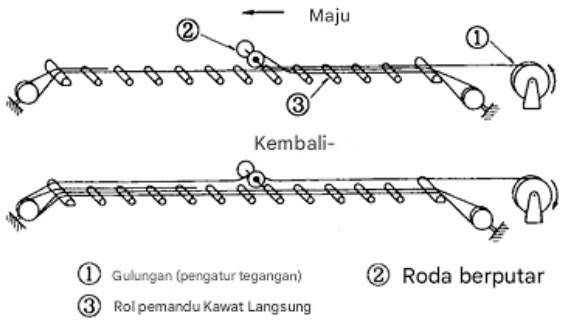
Sekitar tahun 1965, sebuah metode pra-fabrikasi kabel kawat paralel dikembangkan untuk mengurangi intensitas kerja di lokasi yang dibutuhkan untuk pemintalan kabel dalam metode AS. Metode untaian kawat paralel pra-fabrikasi (metode PS) pertama kali digunakan di Jembatan Pelabuhan Baru. Itu adalah langkah pertama menuju kemajuan lebih lanjut yang dicapai di Jepang dalam memperbesar bagian untaian, mengembangkan kawat berkekuatan tarik tinggi, dan memperpanjang untaian.

Struktur Gantung

Terdapat berbagai metode untuk mendirikan struktur gantung. Biasanya, metode tersebut telah berkembang dari jenis struktur dan kondisi alam serta sosial setempat.



Gambar 18.28 Prinsip kerja putaran udara. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku, Teknologi Jembatan Seto–Ohashi, Jepang, 1989. Dengan izin.)



Gambar 18.29 Prinsip kerja metode kontrol tegangan. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku, Teknologi Jembatan Seto–Ohashi, Jepang, 1989. Dengan izin.)

Metode Sambungan Blok Balok

Sambungan antara bagian balok penguat dapat diklasifikasikan menjadi dua metode.

Metode Engsel Penuh

Dalam metode ini, sambungan dihubungkan secara longgar sampai semua bagian balok terpasang. Metode ini memungkinkan analisis perilaku balok yang sederhana dan mudah selama konstruksi. Penguatan sementara pada elemen biasanya tidak diperlukan. Namun, sulit untuk mendapatkan stabilitas aerodinamis yang cukup kecuali jika struktur untuk menahan gaya angin diberikan pada sambungan, yang digunakan pada Jembatan Kurushima Kaikyo, misalnya.

Gambar 18.30 Putaran udara untuk jembatan Shimotsui–Seto. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku.)

Metode Sambungan Kaku

Dalam metode ini, sambungan penuh langsung diselesaikan saat setiap blok balok didirikan di tempatnya. Ini menjaga balok penguat tetap halus dan kaku, memberikan stabilitas aerodinamis yang baik dan akurasi konstruksi yang tinggi. Namun, penguatan sementara pada balok dan tali penggantung untuk menahan tegangan berlebih sementara atau operasi terkontrol untuk menghindari tegangan berlebih terkadang diperlukan.

Metode Pemasangan Balok

Balok penguat biasanya dipasang menggunakan metode penampang balok atau kantilever dari menara atau jangkar.

Metode Penampang Balok

Kondisi terkini untuk metode penampang balok dengan sambungan engsel ditunjukkan pada Gambar 18.31. Di lokasi konstruksi Jembatan Kurushima Kaikyo, arus pasang surut yang cepat dan kompleks hingga 5 m/s menyulitkan tongkang dek dan kapal tunda untuk mempertahankan posisi yang diinginkan dalam waktu lama. Hasilnya, tongkang yang dapat dikendalikan sendiri, yang mampu mempertahankan posisinya menggunakan pemantauan komputer, dan sistem sambungan cepat, yang dapat mempersingkat periode pemasangan sebenarnya, telah dikembangkan dan dimanfaatkan sepenuhnya.

Metode Kantilever

Contoh terbaru dari metode kantilever balok pada Jembatan Akashi Kaikyo ditunjukkan pada Gambar 18.32. Panel-panel rangka balok penguat yang telah dirakit sebelumnya didirikan dengan memperpanjang balok penguat sebagai kantilever dari menara dan jangkar. Hal ini menghindari gangguan lalu lintas laut, yang akan diperlukan untuk metode penampang balok.

Gambar 18.31 Metode pemasann blok pada Jembatan Kurushima Kaikyo. (Sumber: Otoritas Jembatan Honshu–Shikoku.)

Gambar 18.32 Metode kantilever pada Jembatan Akashi Kaikyo.

18.5 PENGUKURAN LAPANGAN DAN PELAPISAN

Uji Beban

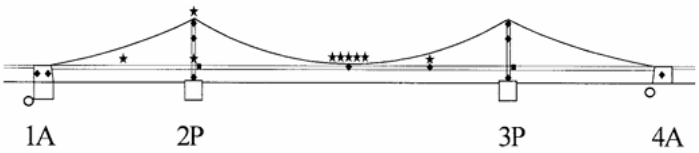
Tujuan dari uji beban terutama untuk memastikan keamanan jembatan baik dalam perilaku statis maupun dinamis. Uji beban statis dilakukan pada Jembatan Wakato, Kanmon, dan Jembatan Presiden Mobutu Sese–Seko dengan membebani kendaraan berat di atas jembatan. Metode untuk memverifikasi perilaku dinamis meliputi uji getaran dan pengukuran osilasi mikro yang disebabkan oleh angin ringan.

Tabel 18.7 Peredaman Struktural yang Diperoleh dari Uji Getaran

Menjembatani	Panjang Bentang Tengah (m)	Penurunan Logaritmik[a]
Minami Bisan-Seto	1100	0.020~0.096
Ohnaruto	876	0.033~0.112
Kanmon	712	0.016~0.062
Ohshima	560	0.017~0.180

a. Peredaman struktural.

Uji getaran didasarkan pada respons terukur terhadap getaran paksa. Uji getaran dijelaskan pada Bagian 18.5.2. Karakteristik dinamis jembatan, seperti redaman struktural, frekuensi alami, dan mode getaran, dipastikan menggunakan uji getaran. Karena nilai sebenarnya dari redaman struktural sulit diperkirakan secara teoritis, nilai yang diasumsikan harus diverifikasi dengan pengukuran aktual. Contoh data terukur tentang redaman struktural yang diperoleh melalui uji getaran ditunjukkan pada Tabel 18.7.



Simbol	Nama instrumen
★	alat pengukur arah angin dan anemometer
◆	akselerometer, speedometer perpindahan
■	menutupi pengukur perpindahan
○	seismometer

Gambar 18.33 Penempatan instrumen pengukuran di Jembatan Akashi Kaikyo.

Pengamatan Lapangan

Pengamatan lapangan dilakukan untuk memverifikasi karakteristik perilaku jembatan seperti stabilitas aerodinamis dan ketahanan seismik, dan untuk memastikan keamanan jembatan. Untuk mengumpulkan data yang diperlukan untuk sertifikasi, berbagai instrumen pengukuran dipasang di jembatan gantung. Contoh instrumen pengukuran yang digunakan diberikan pada Gambar 18.33.

Sebuah baling-baling angin dan anemometer, yang mengukur kondisi angin lokal, dan sebuah seismometer, untuk memantau aktivitas seismik, mengumpulkan data tentang kondisi alam. Sebuah akselerometer dan speedometer perpindahan dipasang untuk mengukur respons dinamis struktur terhadap beban angin dan gempa bumi. Sebuah pengukur perpindahan ujung dek melacak respons terhadap beban lalu lintas. Data yang terkumpul dari instrumen pengukuran ini akan berkontribusi pada desain jembatan bentang yang lebih panjang di masa mendatang.

Spesifikasi Pelapisan

Jembatan baja biasanya mendapatkan perawatan pelapisan yang mencakup cat anti karat untuk lapisan dasar, dan cat resin alkid berbasis minyak atau cat resin karet terklorinasi untuk lapisan tengah dan atas. Perawatan pengecatan ini perlu diulang dalam interval beberapa tahun. Karena jembatan gantung bentang panjang umumnya dibangun di lingkungan laut, yang sangat korosif, dan memiliki permukaan pengecatan yang sangat luas, yang perlu dikerjakan ulang secara teratur, diperlukan metode pelapisan tugas berat dengan daya tahan jangka panjang.

Teknologi pelapisan terbaru yang diadopsi untuk jembatan gantung utama ditunjukkan pada Tabel 18.8. Metode pengecatan sebelumnya mengandalkan cat anti korosi berbasis minyak atau cat anti korosi timbal merah untuk lapisan dasar dengan resin ftalat atau cat

aluminium sebagai lapisan tengah dan atas. Spesifikasi pelapisan terbaru yang ditujukan untuk daya tahan jangka panjang memerlukan cat dasar yang diperkaya seng anorganik, yang sangat menghambat karat karena reaksi anodik pengorbanan seng, dengan lapisan perantara resin epoksi dan lapisan atas resin poliuretan atau fluororesin. Karena keunggulan cat fluororesin untuk daya tahan jangka panjang dan dalam mempertahankan kilau tinggi di bawah sinar ultraviolet telah dikonfirmasi dalam beberapa tahun terakhir, maka cat ini digunakan untuk Jembatan Akashi Kaikyo.

Perlindungan Korosi Kabel Utama

Karena kabel utama jembatan gantung merupakan elemen struktural terpenting, perlindungan korosi sangat penting untuk pemeliharaan jangka panjang jembatan. Kabel utama terdiri dari kawat baja galvanis dengan diameter sekitar 5 mm dengan rongga sekitar 20% yang berurutan secara longitudinal dan melintang.

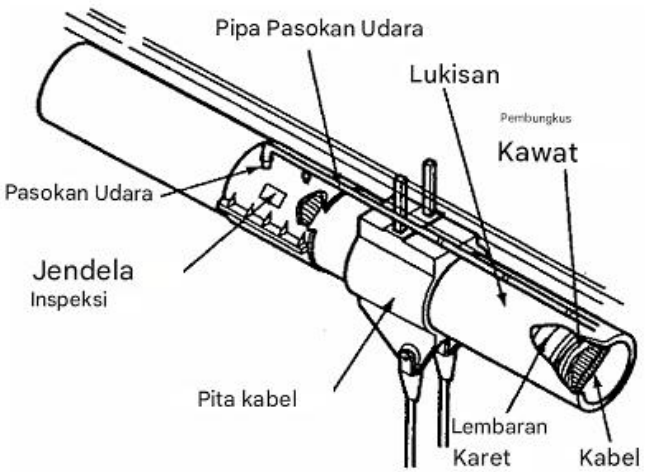
Tabel 18.8 Sistem Pelapisan Jembatan Gantung Utama

Negara	Jembatan	Tahun Penyelesaian	Spesifikasi Pelapisan
U.S.	George Washington	1931	Bahan dasar: cat anti korosi berbahan dasar minyak Atas: cat resin ftalat
	San Francisco–Oakland Bay Golden Gate	1936	Dasar: cat anti korosi timbal merah Kepada: cat aluminium resin fenolik yang dimodifikasi minyak
	Mackinac Straits Verrazano Narrows	1957 1965	Bahan dasar: cat anti korosi berbahan dasar minyak Atas: cat resin ftalat
Kanada	Pierre La Porte	1970	Dasar: cat anti korosi timbal kromat dasar Atas: cat resin alkid
Turki	Bosphorus	1973	Dasar: penyemprotan seng Atas: cat oksida besi mika resin fenolik
	Fatih Sultan Mehmet	1988	Dasar: cat kaya seng organik Menengah: cat resin epoksi Menengah: cat resin epoksi oksida besi mika Atas: cat resin karet terklorinasi
U.K.	Forth Road Severn Humber	1964 1966 1981	Dasar: penyemprotan seng Atas: cat oksida besi mika resin fenolik
Jepang	Kanmon	1973	Lapisan dasar: penyemprotan seng Lapisan tengah: cat oksida besi mika Lapisan atas: cat resin karet terklorinasi
	Innoshima	1983	Lapisan dasar: cat anorganik kaya seng dengan daya rekat tinggi Lapisan tengah: cat resin epoksi dengan daya rekat tinggi Lapisan atas: cat resin poliuretan
	Akashi Kaikyo	1998	Lapisan dasar: cat anorganik kaya seng dengan daya rekat tinggi

			Lapisan tengah: cat resin epoksi dengan daya rekat tinggi Lapisan tengah: cat resin epoksi Lapisan atas: cat fluororesin

Korosi kabel utama disebabkan tidak hanya oleh invasi air dan ion dari luar, tetapi juga oleh embun yang dihasilkan dari kondisi kering dan lembap yang bergantian di dalam rongga kabel. Sistem perlindungan korosi standar untuk kabel utama sejak pertama kali dikembangkan untuk Jembatan Brooklyn adalah dengan menggunakan kawat galvanis yang dilapisi pasta, dibungkus dengan kawat lunak galvanis, dan kemudian dilapisi.

Pendekatan baru seperti membungkus kawat dengan karet neoprena atau akrilik fiberglass atau kawat baja deformasi berbentuk S juga telah dicoba. Sistem injeksi udara yang telah dihilangkan kelembapannya dikembangkan dan digunakan pada Jembatan Akashi Kaikyo. Sistem ini mencakup pembungkusan untuk meningkatkan kedap air dan injeksi udara yang telah dihilangkan kelembapannya ke dalam kabel utama seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.34. Contoh sistem perlindungan korosi untuk kabel utama pada jembatan gantung utama ditunjukkan pada Tabel 18.9.



Gambar 18.34 Sistem injeksi udara yang telah dihilangkan kelembapannya untuk kabel utama Jembatan Akashi Kaikyo.

Tabel 18.9 Sistem Perlindungan Korosi untuk Kabel Utama Jembatan Gantung Utama

		Kabel			
Jembatan	Tahun Penyelesaian	Metode Pemasangan	Kabel	Pasta	Pembungkus
Brooklyn	1883	A.S.	Galvanis	Pasta timbal merah	Kawat galvanis
Williamsburg	1903	A.S.	-	Pasta timbal merah	Kain katun tebal + lapisan besi lembaran
Golden Gate	1937	A.S.	Galvanis	Pasta timbal merah	Kawat galvanis

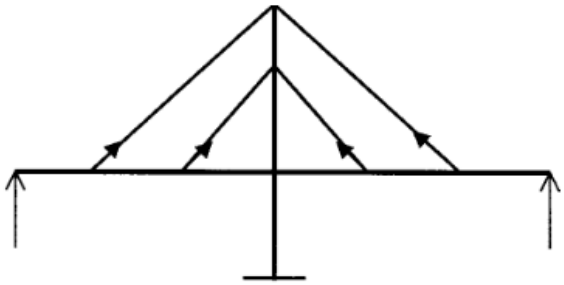
Chesapeake Bay II	1973	A.S.	Galvanis	-	Karet neoprena
Verrazano Narrows	1964	A.S.	Galvanis	Pasta timbal merah	Kawat galvanis
Severn	1966	A.S.	Galvanis	Pasta timbal merah	Kawat galvanis
New Port	1969	A.S.	Galvanis	-	Akrilik yang diperkuat kaca
Kanmon	1973	P.S.	Galvanis	Pasta timbal organik terpolimerisasi	Kawat galvanis
Minami Bisan–Seto	1988	P.S.	Galvanis	Kalsium plumbat mengandung polimerisasi pasta timbal organik	Kawat galvanis
Hakucho	1998	P.S.	Galvanis	Pasta aluminium trifosfat mengandung timbal organik	Kawat galvanis (bentuk S)
Akashi Kaikyo	1998	P.S.	Galvanis	-	Kawat galvanis + pembungkus karet

a. Dilapisi dengan minyak biji rami mentah.

BAB 19
JEMBATAN KABEL GANTUNG

19.1 JEMBATAN KABEL PANCANG: EVOLUSI DAN REKOR

Sejak selesainya Jembatan Stromsund di Swedia pada tahun 1955, jembatan kabel gantung telah berkembang menjadi jenis jembatan paling populer untuk jembatan bentang panjang. Keragaman bentuk dan rupa jembatan kabel gantung menarik minat bahkan arsitek yang paling menuntut maupun warga biasa. Para insinyur menganggapnya inovatif dan menantang secara teknis. Untuk bentang hingga sekitar 1000 m, jembatan kabel pancang lebih ekonomis.



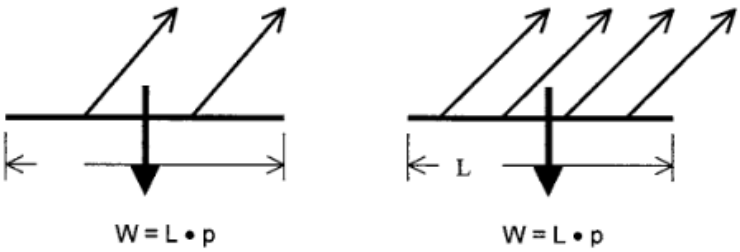
Gambar 19.1 Konsep jembatan kabel-stayed.

Konsep jembatan kabel pancang sederhana. Jembatan terutama menanggung beban vertikal yang bekerja pada balok, Gambar 19.1. Kabel pancang memberikan dukungan perantara untuk balok sehingga dapat membentang jarak yang jauh. Bentuk struktur dasar jembatan kabel pancang adalah serangkaian segitiga yang saling tumpang tindih yang terdiri dari pylon, atau menara, kabel, dan balok. Semua elemen ini sebagian besar berada di bawah gaya aksial, dengan kabel dalam tegangan dan baik pylon maupun balok dalam kompresi. Elemen yang dibebani secara aksial umumnya lebih efisien daripada elemen lentur. Hal ini berkontribusi pada ekonomi jembatan kabel pancang.

Pada hitungan terakhir, terdapat sekitar 600 jembatan kabel pancang di dunia dan jumlahnya meningkat pesat. Panjang bentang juga meningkat secara signifikan.

Gambar 19.2 Jembatan Neuenkamp.

Gambar 19.3 Jembatan Normandie.



Gambar 19.4 Gaya kabel dalam kaitannya dengan beban pada balok.

Beberapa tonggak sejarah: Jembatan Stromsund di Swedia, yang selesai dibangun pada tahun 1955 dengan bentang utama 183 m, biasanya diakui sebagai jembatan kabel pancang utama pertama di dunia; Jembatan Knie (320 m) dan Jembatan Neuenkamp (350 m) di Jerman, Gambar 19.2, merupakan bentang terpanjang pada awal tahun 1970-an, hingga Jembatan Pulau Annacis–Alex Fraser (465 m) selesai dibangun pada pertengahan tahun 1980-an.

Jembatan Yangpu dengan bentang 602 m merupakan langkah maju yang besar pada tahun 1994 tetapi dilampaui dalam waktu sekitar setengah tahun oleh Jembatan Normandie (856 m), Gambar 19.3. Jembatan Tatara, dengan bentang tengah 890 m, merupakan rekor dunia saat ini. Beberapa bentang dengan panjang sekitar 600 m sedang dalam pembangunan. Bentang yang lebih panjang sedang direncanakan.

19.2 KONFIGURASI JEMBATAN KABEL GANTUNG

Tata Letak Umum

Pada tahap awal, ide jembatan kabel-stayed adalah menggunakan suspensi kabel untuk menggantikan pilar sebagai penyangga perantara untuk balok sehingga dapat membentang jarak yang lebih panjang. Oleh karena itu, jembatan kabel-stayed awal menempatkan kabel berjauhan satu sama lain berdasarkan kekuatan maksimum balok. Hal ini menghasilkan balok yang agak kaku yang harus membentang jarak yang besar antar kabel, selain menahan gaya global.

Perilaku balok kabel-stayed dapat disimulasikan secara perkiraan oleh balok yang ditopang secara elastis. Momen lentur pada balok di bawah beban tertentu dapat dianggap terdiri dari komponen lokal dan komponen global. Momen lentur lokal antara kabel berbanding lurus dengan kuadrat jaraknya. Momen lentur global dari balok yang didukung secara elastis kira-kira

$$M = a * p * \sqrt{(I/k)} \tag{19.1}$$

di mana a adalah koefisien yang bergantung pada jenis beban p, I adalah momen inersia balok, dan k adalah konstanta penopang elastis yang diperoleh dari kekakuan kabel. Momen global berkurang seiring dengan berkurangnya kekakuan balok, I.

Mengingat bahwa fungsi kabel adalah untuk menahan beban pada balok jembatan, yang tetap sama, jumlah total kabel yang dibutuhkan untuk sebuah jembatan pada dasarnya sama terlepas dari jumlah kabel, atau jarak antar kabel, Gambar 19.4. Tetapi jika jarak antar kabel lebih kecil, momen lentur lokal balok di antara kabel juga lebih kecil. Pengurangan momen lentur lokal memungkinkan balok menjadi lebih fleksibel. Balok yang lebih fleksibel pada gilirannya menarik momen global yang lebih kecil.

Akibatnya, balok yang sangat fleksibel dapat digunakan dengan kabel yang berjarak dekat di banyak jembatan kabel modern. Jembatan Talmadge, Savannah, Gambar 19.5, memiliki kedalaman 1,45 m untuk bentang 335 m, Jembatan ALRT Skytrain, Vancouver, Gambar 19.6, memiliki kedalaman 1,1 m untuk bentang 340 m dan desain Jembatan Portsmouth memiliki girder dengan kedalaman 84 cm untuk bentang 286 m.

Karena girder sangat fleksibel, pertanyaan mengenai stabilitas tekuk kadang-kadang muncul di awal. Namun, seperti yang dirumuskan oleh Tang, Persamaan (19.2), menggunakan metode energi,

$$P(cr) = \int EIw''^2 ds + \sum EC * Ac * Lc / \left[\int (Ps/Pc) w'^2 ds\right] \tag{19.2}$$

di mana E adalah modulus elastisitas, I adalah momen inersia, A adalah luas penampang, L adalah panjang, w adalah defleksi, dan ( )' adalah turunan terhadap panjang s. Beban tekuk lebih bergantung pada kekakuan kabel daripada kekakuan balok. Secara teoritis, bahkan jika kekakuan balok diabaikan, jembatan kabel-stayed masih dapat stabil dalam sebagian besar kasus. Pengalaman menunjukkan bahwa bahkan untuk balok yang paling fleksibel sekalipun, beban kritis terhadap tekuk elastis jauh melebihi 400% dari beban aktual jembatan.

Gambar 19.5 Jembatan Talmadge.

Gambar 19.6 Jembatan Skytrain ALRT.

Gambar 19.7 Susunan kabel.

Persyaratan desain yang baru diadopsi bahwa semua kabel harus dapat diganti secara individual membuat kabel yang berdekatan lebih diinginkan. Biasanya diperlukan agar satu kabel dapat dilepas tegangannya, dibongkar, dan diganti di bawah beban lalu lintas yang berkurang. Momen lentur tambahan pada balok tidak akan meningkat secara berlebihan jika jarak antar kabel kecil.

Ketersediaan komputer yang semakin canggih juga membantu. Kompleksitas analisis meningkat seiring bertambahnya jumlah kabel. Komputer menawarkan insinyur alat terbaik untuk mengatasi masalah ini. Konfigurasi kabel harpa, radial, kipas, Gambar 19.7, atau konfigurasi kabel lainnya telah digunakan. Namun, kecuali pada struktur bentang yang sangat panjang, konfigurasi kabel tidak memiliki efek besar pada perilaku jembatan.

Susunan kabel tipe harpa menawarkan tampilan yang sangat bersih dan halus karena susunan kabel paralel akan selalu tampak paralel terlepas dari sudut pandang. Hal ini juga memungkinkan dimulainya konstruksi balok lebih awal karena jangkar kabel di menara dimulai pada ketinggian yang lebih rendah. Jembatan Hoechst dan Jembatan Dames Point adalah contoh yang sepenuhnya memanfaatkan keuntungan ini.

Susunan kabel tipe kipas juga bisa sangat menarik, terutama untuk sistem kabel bidang tunggal. Karena kemiringan kabel lebih curam, gaya aksial pada balok, yang merupakan akumulasi dari semua komponen horizontal gaya kabel, lebih kecil. Fitur ini menguntungkan untuk jembatan bentang panjang di mana kompresi pada balok dapat mengontrol desain. Jembatan Nord, Bonn, Gambar 19.8, adalah salah satu yang pertama dari jenis ini.

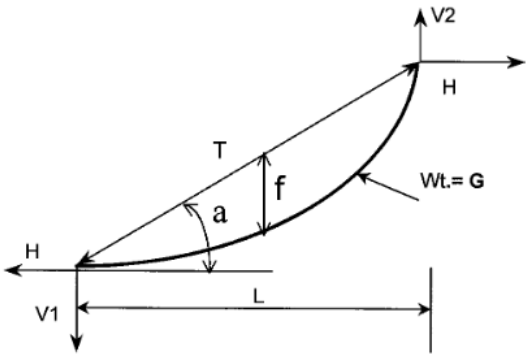
Susunan kabel radial dengan semua kabel dijangkar pada titik umum di menara cukup efisien. Namun, detail yang baik sulit dicapai. Kecuali jika ditangani dengan baik, mungkin terlihat canggung. Jembatan Ludwighafen, Jerman, Gambar 19.9, adalah contoh yang sukses. Jembatan Yelcho, Chili, dengan semua kabel yang ditambatkan pada bidang horizontal di puncak menara, merupakan solusi yang sangat baik, baik secara teknis maupun estetika.

Gambar 19.8 Jembatan Nord.

Gambar 19.9 Jembatan Ludwighafen.

Ketika Jembatan Stromsund dirancang, jembatan bentang panjang merupakan ranah konstruksi baja. Oleh karena itu, sebagian besar jembatan kabel pancang awal adalah struktur baja. Jembatan-jembatan tersebut mempertahankan fitur-fitur yang mencolok dari jenis jembatan baja bentang panjang lainnya.

Pada tahun 1960-an, Morandi merancang dan membangun beberapa jembatan kabel pancang beton bentang relatif panjang. Desainnya biasanya memiliki sedikit kabel dalam satu bentang dengan penyangga tambahan di menara untuk balok. Desain tersebut tidak sepenuhnya memanfaatkan keunggulan sistem kabel pancang. Jembatan kabel pancang beton dalam bentuk modernnya dimulai dengan Jembatan Hoechst di Jerman, diikuti oleh Jembatan Brotone di Prancis dan Jembatan Dames Point di Amerika Serikat, yang masing-masing mewakili kemajuan signifikan dalam teknologi terkini.



Gambar 19.10 Kabel miring.

Kabel

Kabel adalah elemen terpenting dari jembatan kabel pancang. Kabel membawa beban balok dan mentransfernya ke menara dan jangkar kabel penahan belakang. Kabel pada jembatan kabel pancang semuanya miring, Gambar 19.10. Kekakuan sebenarnya dari kabel miring bervariasi dengan sudut kemiringan, a, berat total kabel, G, dan gaya tegangan kabel, T:

$$EA(\text{eff}) = EA/\{1 + G^2\, EA \cos^2 a\, /(12\, T^3)\} \tag{19.3}$$

di mana E dan A adalah modulus Young dan luas penampang kabel. Dan jika tegangan kabel T berubah dari T1 ke T2, kekakuan kabel ekivalen akan menjadi

$$EA(\text{eff}) = EA/\{1 + G^2\, EA \cos^2 a\, (T1 + T2)/(24\, T1^2\, T2^2)\} \tag{19.4}$$

Dalam kebanyakan kasus, kabel dikencangkan hingga sekitar 40% dari kekuatan maksimumnya dalam kondisi beban permanen. Di bawah tegangan semacam ini, kekakuan kabel efektif mendekati nilai sebenarnya, kecuali untuk kabel yang sangat panjang. Namun, tegangan pada

kabel mungkin cukup rendah selama beberapa tahap konstruksi sehingga efektivitasnya harus dipertimbangkan dengan benar.

Faktor keamanan 2,2 biasanya direkomendasikan untuk kabel. Hal ini menghasilkan tegangan yang diizinkan sebesar 45% dari kekuatan tarik maksimum terjamin (GUTS) di bawah beban mati dan beban hidup. Perlu dicatat bahwa tegangan yang diizinkan pada kabel harus mempertimbangkan banyak faktor, yang terpenting adalah kekuatan rakitan jangkar yang merupakan titik terlemah pada kabel sehubungan dengan kapasitas dan perilaku kelelahan.

Telah terjadi perkembangan signifikan dalam sistem kabel penahan. Kabel awal sebagian besar berupa untaian lilitan terkunci. Pada saat itu, untaian lilitan terkunci adalah satu-satunya sistem kabel yang tersedia yang dapat memenuhi persyaratan yang lebih ketat dari jembatan kabel penahan.

Selama bertahun-tahun, banyak sistem kabel baru telah berhasil digunakan. Kabel kawat paralel dengan soket Hi-Am pertama kali digunakan pada tahun 1969 di Jembatan Schumacher di Mannheim, Jerman. Sejak itu, teknik fabrikasi telah ditingkatkan dan jenis kabel ini masih menjadi salah satu kabel terbaik yang tersedia secara komersial saat ini. Soket Hi-Am memiliki cangkang baja berbentuk kerucut. Kawat-kawatnya sejajar sepanjang kabel. Setiap kawat diikatkan ke pelat di ujung soket dengan kepala kancing. Ruang di dalam soket kemudian diisi dengan epoksi yang dicampur dengan seng dan bola-bola baja kecil.

Kabel kawat paralel Hi-Am diprefabrikasi dengan panjang yang tepat di halaman dan diangkut ke lokasi dalam gulungan. Karena kawat-kawatnya sejajar dan oleh karena itu semuanya memiliki panjang yang sama, kabel terkadang mengalami kesulitan dalam penggulungan. Kesulitan ini dapat diatasi dengan memutar kabel selama proses penggulungan. Untuk menghindari masalah ini sepenuhnya, kabel dapat difabrikasi dengan lilitan panjang. Namun, lilitan panjang dapat menyebabkan kabel yang sangat pendek terpelintir selama penegangan.

Tendon batang berulir digunakan untuk beberapa kabel penahan. Yang pertama adalah untuk Jembatan Hoechst di atas Sungai Main di Jerman. Jembatan Penang dan Jembatan Dames Point juga memiliki kabel batang. Semuanya memiliki pipa baja dengan adukan semen sebagai perlindungan korosi. Kinerjanya sangat baik.

Jenis kabel yang paling populer saat ini menggunakan untaian tujuh kawat. Untaian ini, yang awalnya dikembangkan untuk aplikasi beton prategang, menawarkan kemudahan pengerjaan dan ekonomis. Untaian ini dapat dibuat di pabrik atau di lokasi. Dalam kebanyakan kasus, perlindungan korosi disediakan oleh pipa polietilen densitas tinggi yang diisi dengan adukan semen. Teknik pemasangan telah berkembang hingga sepasang kabel dapat dipasang di lokasi dalam 1 hari.

Dalam upaya mencari perlindungan korosi yang lebih baik, terutama selama tahap konstruksi sebelum kabel diisi dengan adukan semen, berbagai alternatif, seperti pelapisan epoksi, galvanisasi, lilin, dan gemuk telah diusulkan dan digunakan. Pelapisan untaian yang tepat harus sepenuhnya mengisi rongga di antara kawat dengan penghambat korosi. Hal ini mengharuskan kawat dilonggarkan sebelum proses pelapisan dilakukan dan kemudian dipilin kembali ke dalam konfigurasi untaian.

Selain epoksi, gemuk, atau galvanisasi, untaian dapat diselubungi secara individual. Untaian galvanis yang diselubungi mungkin memiliki lilin atau gemuk di dalam selubungnya. Ketiga jenis perlindungan tambahan ini tampaknya dapat diterima dan seharusnya berkinerja baik. Namun, catatan kinerja jangka panjang belum tersedia.

Elemen terpenting dalam kabel adalah jangkar. Dalam hal ini, soket Hi-Am memiliki catatan kinerja yang sangat baik. Kabel untaian dengan soket terikat, mirip dengan soket Hi-Am, juga berkinerja sangat baik. Dalam jangkar tak terikat yang baru diperkenalkan, semua untaian ditahan di tempatnya hanya oleh baji. Pengujian telah mengkonfirmasi bahwa jangkar ini memenuhi persyaratan desain. Tetapi baji untaian tak terikat adalah elemen struktural yang rapuh dan rentan terhadap penyimpangan konstruksi. Kehati-hatian harus dilakukan dalam desain, fabrikasi, dan pemasangan jika angkur semacam itu akan digunakan pada jembatan kabel. Keuntungan dari sistem kabel tanpa ikatan adalah kabel, atau untaian individual, dapat diganti dengan relatif mudah.

Uji angkur kabel telah menunjukkan bahwa, pada angkur berikatan, kurang dari setengah tegangan siklik ditransfer ke baji. Sisanya dihilangkan melalui pengisi dan masuk ke angkur secara langsung melalui ikatan. Ini menguntungkan dalam hal kelelahan dan kelebihan beban.

Rekomendasi Institut Penegangan Pasca-Tegangan untuk Desain dan Pengujian Kabel Penahan diterbitkan pada tahun 1986. Ini adalah kriteria pertama yang diakui secara seragam untuk desain kabel. Bersama dengan Pedoman Desain Jembatan Kabel-Tahan dari *American Society of Civil Engineers*, keduanya memberikan dasar yang sangat dibutuhkan bagi para insinyur untuk memulai desain mereka. Telah ada berbagai saran untuk menggunakan material komposit seperti serat karbon, dll. sebagai penahan dan prototipe kecil telah dibangun. Namun, aplikasi komersial yang sebenarnya masih membutuhkan penelitian dan pengembangan lebih lanjut.

Balok

Meskipun Jembatan Stromsund memiliki dek beton, sebagian besar jembatan kabel-tahan awal lainnya memiliki dek ortotropik. Hal ini karena jembatan kabel-tahan dan dek ortotropik diperkenalkan ke industri konstruksi pada waktu yang hampir bersamaan. Perpaduan keduanya logis. Fakta bahwa hampir semua jembatan bentang panjang dibangun oleh perusahaan baja pada saat itu membuat pilihan tersebut lebih mudah dipahami.

Dek ortotropik yang dirancang dan dibuat dengan benar merupakan solusi yang baik untuk jembatan kabel pancang. Namun, dengan meningkatnya biaya tenaga kerja, dek ortotropik menjadi kurang menarik secara komersial kecuali untuk bentang yang sangat panjang. Banyak jembatan kabel pancang beton telah selesai dibangun. Secara umum, terdapat dua perkembangan utama: konstruksi cor di tempat dan konstruksi pracetak.

Gambar 19.11 Form traveler Jembatan Dames Point.

Gambar 19.12 Jembatan Sunshine Skyway – kotak pracetak dan pemasangan.

Konstruksi cor di tempat jembatan kabel-stayed merupakan pengembangan lebih lanjut dari metode konstruksi kantilever bebas jembatan balok kotak. Konstruksi tipikal dilakukan dengan menggunakan form traveler. Balok kotak merupakan bentuk yang populer untuk balok pada struktur awal, seperti Jembatan Hoechst, Jembatan Barrios de Luna, dan Jembatan Waal. Namun penampang yang lebih sederhana terbukti menarik: susunan balok dan pelat pada Jembatan Penang, Jembatan Dames Point, dan Jembatan Talmadge, atau penampang pelat padat seperti pada Jembatan Yelcho, Jembatan Portsmouth, dan Jembatan Diepoldsau, keduanya secara teknis baik dan ekonomis. Penggunaan form traveler yang didukung kabel yang baru dikembangkan, Gambar 19.11, membuat jenis balok ini jauh lebih ekonomis untuk dibangun.

Konstruksi pracetak memungkinkan penampang yang sedikit lebih rumit karena pracetak dilakukan di lokasi. Namun, segmen-segmen tersebut harus serupa untuk menghindari penyesuaian pada cetakan pracetak. Berat segmen dibatasi oleh kemampuan transportasi peralatan yang digunakan. Penampang kotak adalah penampang yang lebih disukai karena lebih kaku dan lebih mudah didirikan. Jembatan Brotonne, Jembatan Sunshine Skyway, Gambar 19.12, dan Jembatan Kanal Chesapeake dan Delaware adalah contoh yang baik. Namun, beberapa jembatan kabel-stayed dengan girder fleksibel telah berhasil diselesaikan, terutama Jembatan Pasco–Kennewick, Jembatan East Huntington, dan Jembatan ALRT Skytrain.

Seiring kemajuan teknologi beton, jembatan kabel-stayed saat ini dapat mempertimbangkan penggunaan beton ringan berkekuatan tinggi untuk girder, terutama di daerah dengan aktivitas seismik tinggi. Meskipun dek ortotropik baja terlalu mahal untuk

konstruksi di sebagian besar negara saat ini, dek komposit dengan pelat beton di atas rangka baja dapat sangat kompetitif. Pada Jembatan Stromsund, dek beton tidak dibuat komposit dengan balok baja. Konstruksi seperti itu tidak ekonomis karena gaya tekan aksial pada balok harus ditanggung sepenuhnya oleh balok baja. Membuat dek komposit dengan balok baja menggunakan stud geser mengurangi jumlah baja pada balok secara signifikan. Tegangan tekan pada dek beton juga meningkatkan kinerja pelat dek. Jembatan Hootley adalah jembatan komposit utama pertama yang dirancang, tetapi Jembatan Pulau Annacis selesai lebih dulu. Jembatan Yang Pu adalah bentang terpanjang saat ini. Jembatan Baytown–LaPorte, Gambar 19.13, memiliki area dek terbesar.

Panel pelat pracetak biasanya digunakan untuk jembatan komposit. Persyaratan agar panel pracetak disimpan selama jangka waktu tertentu, misalnya, 90 hari, sebelum pemasangan mengurangi efek rangkak dan penyusutan secara signifikan. Panel pracetak ditopang oleh balok lantai dan balok tepi selama pemasangan. Celah di antara panel diisi dengan beton yang tidak menyusut. Detail sambungan penutup ini harus dikerjakan dengan cermat untuk menghindari keretakan akibat penyusutan dan tegangan lainnya.

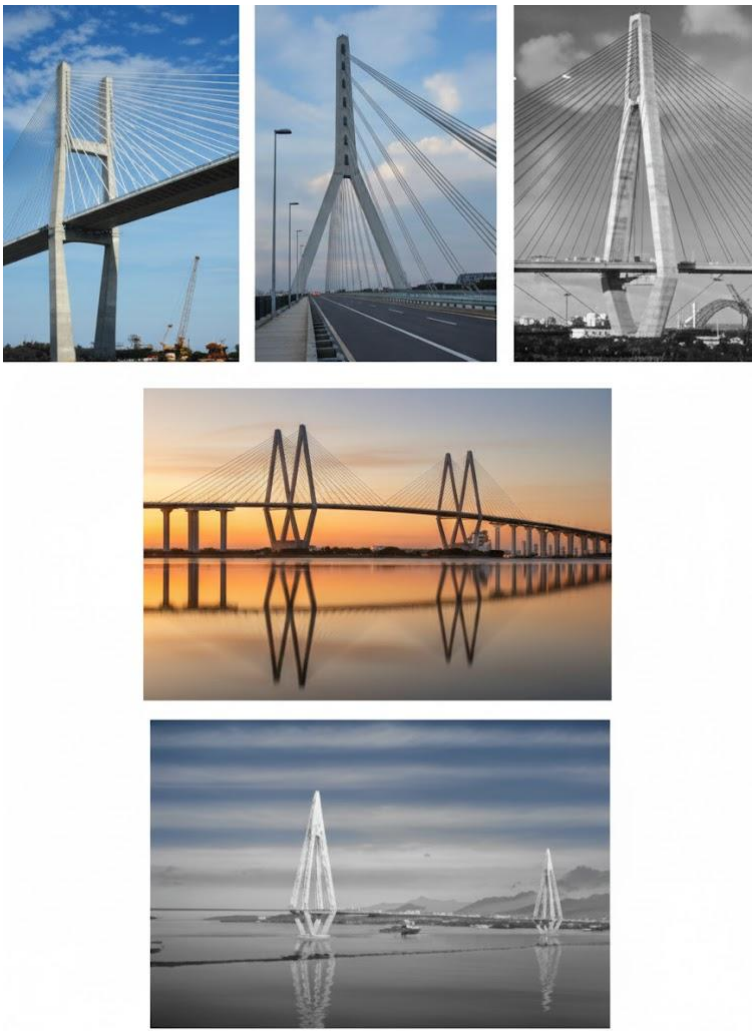
Sebagian besar bagian balok berada di bawah tekanan tinggi, yang baik untuk elemen beton. Namun, tegangan tarik dapat terjadi di bagian tengah bentang tengah dan di kedua ujung bentang ujung. Prategang biasanya digunakan di area ini untuk menjaga beton tetap dalam keadaan tertekan. Beberapa struktur hibrida, dengan bentang samping beton dan bentang utama baja, seperti Jembatan Flehe, Jerman dan Jembatan Normandie, telah selesai dibangun. Ada dua alasan utama untuk kombinasi hibrida: untuk memiliki bentang samping yang lebih berat dan lebih pendek untuk menyeimbangkan bentang utama yang lebih panjang atau untuk membangun bentang samping dengan cara yang sama seperti pendekatan penghubung. Namun, transisi harus dirinci dengan cermat untuk menghindari masalah.

Gambar 19.13 Jembatan Baytown–LaPorte dan Jembatan Yang Pu.

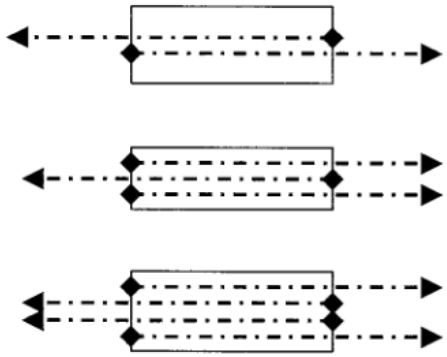
Menara

Menara adalah elemen yang paling terlihat dari jembatan kabel pancang. Oleh karena itu, pertimbangan estetika dalam desain menara sangat penting. Secara umum, karena ukuran struktur yang sangat besar, konfigurasi yang bersih dan sederhana lebih disukai. Menara yang berdiri bebas di Jembatan Nord dan Jembatan Knie terlihat sangat elegan. Menara berbentuk H di Jembatan Annacis, Jembatan Talmadge, dan Jembatan Nan Pu adalah bentuk yang paling logis secara struktural untuk jembatan kabel pancang dua bidang, Gambar 19.14.

Bentuk A (seperti di Jembatan East Hungtington), Y terbalik (seperti di Jembatan Flehe), dan bentuk berlian (seperti di Jembatan Baytown–LaPorte dan Yang Pu) adalah pilihan yang sangat baik untuk jembatan kabel pancang bentang panjang dengan dek yang sangat fleksibel. Variasi lain dalam bentuk menara dimungkinkan selama secara ekonomis layak. Dalam keadaan khusus, menara juga dapat berfungsi sebagai objek wisata seperti yang diusulkan untuk Jembatan Dan Chiang di Taiwan.



Gambar 19.14 Bentuk menara — H (Talmadge), Y terbalik (Flehe), berlian (Glebe), berlian ganda (Baytown), dan konfigurasi khusus (Dan Chiang).



Gambar 19.15 Kabel bersilang di kolom menara.

Meskipun jembatan kabel pancang awal semuanya memiliki menara baja, sebagian besar konstruksi terbaru memiliki menara beton. Karena menara merupakan elemen tekan, beton adalah pilihan yang logis kecuali dalam kondisi khusus seperti di daerah rawan gempa bumi.

Kabel ditambatkan di bagian atas menara. Secara umum ada tiga konsep untuk penambatan kabel di menara: bersilang, buntu, dan pelana. Jembatan kabel pancang awal mengambil detail penambatannya dari jembatan gantung yang memiliki pelana. Pelana tersebut berupa tipe rol, tetap, atau sektor. Pelana tipe rol memiliki rol di bagian dasar yang mirip dengan bantalan jembatan. Pelana tipe tetap serupa kecuali bagian dasarnya tetap, bukan berputar. Pelana tipe sektor berputar di sekitar pin. Masing-masing pelana ini memenuhi serangkaian kondisi batas yang berbeda dalam sistem struktural. Untaian kabel, pada dasarnya untaian gulungan terkunci, ditempatkan di palung pelana seperti pada jembatan gantung. Untuk memastikan bahwa untaian tidak bergeser di bawah tegangan yang tidak sama, pelat penutup biasanya dijepit ke palung pelana untuk meningkatkan gesekan. Tekanan transversal ini meningkatkan gesekan tetapi mengurangi kekuatan kabel. Jenis pelana ini sangat mahal dan belum digunakan untuk jembatan kabel pancang modern.

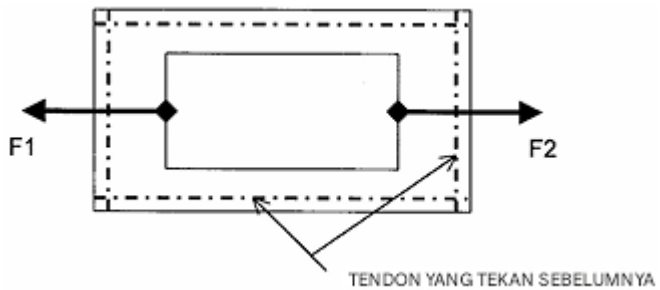
Jenis pelana yang berbeda digunakan di Jembatan Brotonne dan Jembatan Sunshine Skyway. Di sini untaian tujuh kawat dibundel menjadi kabel dan kemudian ditarik melalui pipa pelana baja yang dipasang ke menara. Pengisian celah pada kabel mengikat untaian ke pipa pelana. Namun, tekanan kontak yang sangat tinggi antara kawat untaian harus dipertimbangkan dan ditangani dengan cermat dalam desain. Karena kawat terluar dari untaian dililitkan secara heliks di sekitar kawat tengah yang lurus, untaian pada pelana melengkung saling bertumpu dengan kontak titik. Tekanan kontak yang dihasilkan oleh gaya radial dari untaian melengkung dapat jauh melebihi kekuatan luluh kawat baja. Hal ini dapat mengurangi kekuatan lelah kabel secara signifikan.

Menyilangkan kabel di menara adalah ide yang bagus secara teknis. Ini aman, sederhana, dan ekonomis. Kesulitannya terletak pada geometrinya. Untuk menghindari terciptanya momen torsi pada kolom menara, kabel dari bentang utama dan bentang samping harus ditambatkan di menara pada bidang yang sama, Gambar 19.15. Namun, ini secara fisik tidak mungkin jika saling bersilangan. Salah satu solusinya adalah menggunakan kabel ganda sehingga dapat saling melewati dalam pola simetris seperti pada kasus Jembatan Hoechst. Jika

menara berbentuk A atau Y terbalik digunakan, kedua bidang kabel juga dapat diatur dalam pola simetris.

Jika penampang menara berbentuk kotak, kabel dapat ditambatkan di dinding depan dan belakang menara, Gambar 19.16. Tendon prategang digunakan untuk memberi prategangan pada dinding guna mentransfer gaya penambatan dari satu dinding ujung ke dinding ujung lainnya. Tendon dapat berupa tendon melingkar yang melilit tiga dinding samping sekaligus atau tendon lurus sederhana di setiap dinding samping secara independen. Jembatan Talmadge, Baytown–LaPorte, dan Yang Pu semuanya menggunakan detail penambatan seperti itu. Selama perancangan Jembatan Yang Pu, model skala penuh dibuat untuk mengkonfirmasi kinerja detail tersebut.

Sebagai alternatif, beberapa jembatan memiliki kabel yang ditambatkan ke elemen baja yang menghubungkan kabel dari kedua sisi menara. Elemen baja tersebut dapat berupa balok atau kotak. Elemen tersebut harus dihubungkan ke menara beton dengan stud geser atau cara lain. Detail penambatan ini mensimulasikan fungsi pelana. Namun, kabel di sisi yang berlawanan adalah kabel independen. Oleh karena itu, desain harus mempertimbangkan kondisi pembebanan ketika hanya ada satu kabel.



Gambar 19.16 Tata letak tendon di area penjangkaran.

19.3 DESAIN JEMBATAN KABEL GANTUNG

Kondisi Beban Permanen

Jembatan kabel pancang adalah struktur yang sangat redundan, atau statis tak tentu. Dalam desain struktur semacam itu, perlakuan terhadap kondisi beban permanen sangat penting. Kondisi beban ini mencakup semua beban mati struktural dan beban mati tambahan yang bekerja pada struktur, semua efek prategang serta semua momen dan gaya sekunder. Ini adalah kondisi beban ketika semua beban permanen bekerja pada struktur.

Karena perancang memiliki kebebasan untuk menetapkan nilai yang diinginkan untuk setiap yang tidak diketahui dalam struktur statis tak tentu, momen dan gaya lentur di bawah kondisi beban permanen dapat ditentukan semata-mata oleh persyaratan keseimbangan, $\Sigma H = 0, \Sigma V = 0, \text{and } \Sigma M = 0$. Kekakuan struktur tidak berpengaruh dalam perhitungan ini. Ada sejumlah kombinasi kondisi beban permanen yang tak terbatas untuk setiap jembatan kabel pancang. Perancang dapat memilih yang paling menguntungkan untuk desain ketika beban lain dipertimbangkan.

Setelah kondisi beban permanen ditetapkan oleh perancang, konstruksi harus mereproduksi kondisi akhir ini. Analisis tahap konstruksi, yang memeriksa tegangan dan stabilitas struktur di setiap tahap konstruksi, dimulai dari kondisi akhir yang dipilih ini secara mundur. Namun, jika strukturnya terbuat dari beton atau komposit, efek rangkak dan penyusutan harus dihitung dalam perhitungan maju yang dimulai dari awal konstruksi. Dalam kasus seperti itu, perhitungannya merupakan kombinasi dari operasi maju dan mundur. Analisis tahap konstruksi juga memberikan kelengkungan yang dibutuhkan struktur selama konstruksi.

Beban Hidup

Tegangan beban hidup sebagian besar ditentukan oleh evaluasi garis pengaruh. Namun, tegangan pada lokasi tertentu di jembatan kabel biasanya merupakan kombinasi dari beberapa komponen gaya. Tegangan, f, pada suatu titik di flensa bawah, misalnya, dapat dinyatakan sebagai:

$$f = (1/A) * P + (y/I) * M + c * K \tag{19.5}$$

di mana A adalah luas penampang, I adalah momen inersia, y adalah jarak dari sumbu netral, dan c adalah koefisien pengaruh tegangan akibat gaya kabel K yang tertambat di sekitarnya. P adalah gaya aksial dan M adalah momen lentur. Persamaan di atas dapat ditulis ulang sebagai

$$f = a1 * P + a2 * M + a3 * K \tag{19.6}$$

di mana konstanta $a1$, $a2$, dan $a3$ bergantung pada lebar efektif, lokasi titik, dan konfigurasi geometris global dan lokal lainnya. Di bawah beban hidup, istilah P, M, dan K adalah garis pengaruh individual. Dengan demikian, f adalah garis pengaruh gabungan yang diperoleh dengan menjumlahkan ketiga istilah yang dikalikan dengan konstanta $a1$, $a2$, dan $a3$ yang sesuai.

Sebagai pengganti garis pengaruh gabungan, beberapa desain mengganti P, M, dan K dengan nilai ekstrem, yaitu maksimum dan minimum dari masing-masing. Perhitungan seperti itu biasanya konservatif tetapi gagal untuk menyajikan gambaran sebenarnya dari distribusi tegangan dalam struktur.

Beban Termal

Perbedaan suhu antara berbagai elemen struktur, terutama antara kabel dan bagian jembatan lainnya, harus dipertimbangkan dalam desain. Kabel hitam cenderung memanas dan mendingin jauh lebih cepat daripada menara dan balok, sehingga menciptakan perbedaan suhu yang signifikan. Oleh karena itu, kabel berwarna terang biasanya lebih disukai.

Orientasi jembatan terhadap matahari adalah faktor lain yang perlu dipertimbangkan. Satu sisi menara dan beberapa kelompok kabel yang menghadap matahari mungkin akan memanas sementara sisi lainnya berada di bawah bayangan, menyebabkan gradien suhu di seluruh kolom menara dan perbedaan suhu di antara kelompok kabel.

Beban Dinamis

Perilaku Struktural

Girder jembatan kabel-stayed biasanya ditopang di menara dan pilar ujung. Tergantung pada jenis bantalan atau penyangga yang digunakan, perilaku dinamis struktur dapat sangat berbeda. Jika penyangga yang sangat lunak digunakan, girder bertindak seperti pendulum. Frekuensi dasarnya akan sangat rendah. Memperkuat penyangga dan bantalan dapat meningkatkan frekuensi secara signifikan.

Seismik dan aerodinamika adalah dua beban dinamis utama yang harus dipertimbangkan dalam desain jembatan kabel-stayed. Namun, keduanya seringkali memiliki tuntutan yang bertentangan pada struktur. Untuk stabilitas aerodinamika, struktur yang lebih kaku lebih disukai. Namun untuk desain tahan gempa, kecuali jika jembatan didirikan di atas tanah yang sangat lunak, jembatan yang lebih fleksibel akan memiliki respons yang lebih kecil. Diperlukan kompromi antara kedua tuntutan ini.

Karena cara kedua beban dinamis ini menggetarkan struktur berbeda, perangkat mekanis khusus dapat digunakan untuk membantu struktur menyesuaikan diri dengan kedua kondisi beban tersebut. Respons aerodinamis terbentuk secara perlahan. Untuk jenis beban ini, gaya pada sambungan yang diperlukan untuk meminimalkan penumpukan getaran relatif kecil. Gempa bumi terjadi tiba-tiba. Respons akan sangat tiba-tiba jika gerakan seismik juga mengandung lemparan besar.

Akibatnya, perangkat yang menghubungkan balok dan menara, yang dapat putus pada gaya tertentu yang telah ditentukan sebelumnya, akan membantu dalam kedua peristiwa tersebut. Di bawah aksi aerodinamis, perangkat tersebut akan menekan timbulnya getaran karena sambungan membuat struktur lebih kaku. Di bawah beban seismik, sambungan putus pada beban yang telah ditentukan sebelumnya dan struktur menjadi lebih fleksibel. Ini mengurangi frekuensi fundamental jembatan.

Desain Seismik

Sebagian besar jembatan kabel pancang relatif fleksibel dengan periode fundamental yang panjang dalam kisaran 3,0 detik atau lebih. Respons seismiknya biasanya tidak terlalu signifikan dalam arah longitudinal. Dalam arah transversal, menara-menara tersebut mirip dengan gedung pencakar langit. Responsnya juga dapat dikelola.

Pengalaman menunjukkan bahwa, kecuali di daerah dengan aktivitas seismik yang sangat tinggi, beban gempa jarang mengendalikan desain. Di sisi lain, karena sebagian besar jembatan kabel pancang dikategorikan sebagai struktur utama, jembatan tersebut biasanya diharuskan untuk dirancang untuk beban gempa yang lebih parah daripada struktur biasa.

Berbagai cara telah digunakan untuk mengurangi respons seismik jembatan kabel-stayed. Cara-cara tersebut berkisar dari peredam kejut sederhana dengan silinder hidrolik yang membeku pada gerakan cepat, hingga berbagai jenis peredam gesekan. Membiarkan balok jembatan berayun untuk jarak tertentu seperti pendulum adalah cara efisien lain untuk mengurangi respons seismik. Ini sangat efektif untuk gerakan yang tidak sefase. Karena banyak bentang jembatan kabel-stayed berada dalam kisaran setengah panjang gelombang gerakan

seismik, gerakan yang tidak sefase dapat menciptakan reaksi yang sangat besar pada struktur. Balok yang sebagian mengambang seringkali dianggap sangat menguntungkan.

Aerodinamika

Stabilitas aerodinamis jembatan kabel-stayed merupakan perhatian utama bagi banyak insinyur jembatan di tahun-tahun awal. Ini mungkin karena jembatan kabel-stayed sangat ramping. Pelajaran yang dipetik dari masalah aerodinamis pada jembatan gantung membuat para insinyur khawatir tentang jembatan kabel-stayed.

Pada kenyataannya, jembatan kabel pancang, terutama jembatan kabel pancang beton, ternyata sangat stabil secara aerodinamis. Meskipun prediksi bahwa jembatan kabel pancang tidak akan bergetar hebat akibat angin karena interferensi berbagai mode yang tidak terkait yang ada dalam struktur tersebut tidak benar, sangat sedikit jembatan kabel pancang yang ditemukan rentan terhadap aksi angin setelah konstruksi. Perilaku aerodinamis yang unggul dari jembatan kabel pancang adalah salah satu alasannya. Namun, pelajaran yang dipetik dari jembatan gantung telah mendidik banyak insinyur sehingga mereka menyadari masalah aerodinamis dan dapat mengidentifikasi penampang yang lebih disukai untuk melawan aksi angin. Lebar dek yang lebih besar pada sebagian besar jembatan kabel pancang modern juga membuat struktur lebih stabil.

Beberapa jembatan memang memerlukan perlakuan khusus terhadap aksi aerodinamis. Jembatan Annacis Island menambahkan fairing angin pada bentang utama; Jembatan Quincy menambahkan pelat vertikal pada girder selain fairing horizontal. Jembatan Longs Creek memiliki hidung angin yang meruncing di setiap sisi girder.

Selama perancangan Jembatan Knie pada awal tahun 1960-an, sebuah studi terowongan angin dilakukan untuk mencari solusi yang baik untuk meningkatkan stabilitas aerodinamis jembatan jika responsnya ditemukan tidak dapat diterima. Di antara berbagai alternatif, hidung yang meruncing adalah pilihan yang paling efisien. Ide yang sama telah digunakan di banyak jembatan kabel dan jembatan gantung sejak saat itu.

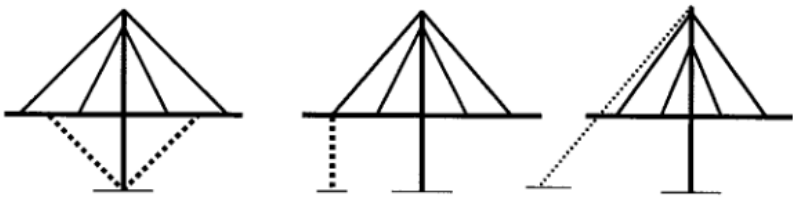
Meskipun jembatan kabel sebagian besar stabil dalam kondisi akhirnya, jembatan ini sering rentan selama tahap konstruksi. Selama pembangunan Jembatan Knie, penguat bawah ditambahkan untuk memberikan kekakuan torsi yang diperlukan pada balok untuk menghilangkan kemungkinan getaran. Sebagian besar jembatan kabel tingkat tinggi di daerah berangin kencang membutuhkan pengikat angin untuk menstabilkan struktur terhadap guncangan angin.

Pada tahun 1960-an, diperkirakan bahwa sebuah struktur tidak akan bergetar dalam aliran turbulen. Namun, ditemukan bahwa dengan memiliki intensitas dan kandungan frekuensi tertentu dalam angin turbulen, guncangan angin dapat terjadi. Dalam banyak kasus, respons guncangan jembatan kabel pancang selama konstruksi dapat sangat parah kecuali jika tindakan khusus diambil untuk menstabilkan struktur.

Cara paling efisien untuk menstabilkan struktur terhadap guncangan adalah dengan meningkatkan frekuensi fundamentalnya dengan pengikat, Gambar 19.17. Sebagian besar pengikat berupa kabel sederhana dengan tujuh untaian kawat yang ditambatkan ke pondasi tiang pancang, beban mati, atau jangkar tanah seperti pada Jembatan Annacis dan Baytown–

LaPorte. Menstabilkan menara dengan kabel penahan depan dan belakang juga dapat memiliki efek yang sama seperti pada Jembatan ALRT Fraser River dan East Huntington. Penggunaan pengikat juga dapat membantu mengurangi momen lentur tidak seimbang pada menara selama konstruksi yang merupakan hal yang melekat pada metode kantilever.

Jumlah redaman dapat memiliki efek yang menentukan pada perilaku aerodinamis jembatan kabel pancang, terutama pada kecepatan angin kritis flutter. Akibatnya, asumsi rasio redaman yang tepat sangat penting dalam desain. Tabel 19.1 menunjukkan kecepatan angin kritis yang dihitung untuk terjadinya flutter pada Jembatan Sidney Lanier, Georgia, berdasarkan hasil uji model penampang.



Gambar 19.17 Stabilisasi sementara dengan kabel pengikat.

Tabel 19.1 Kecepatan Angin Kritis yang Menyebabkan Getaran — Jembatan Sidney Lanier

Rasio redaman (% dari kritis)	0.5%	1.0%	2.0%	3.0%	4.0%
Kecepatan angin kritis terhadap getaran, km/jam	160	180	230	340	450

Hampir semua pengukuran rasio redaman jembatan kabel pancang dilakukan dengan amplitudo kecil. Umumnya, ditemukan nilainya antara 0,5 dan 1,0%. Nilai terukur tersebut sesuai dengan perilaku respons pelepasan getaran amplitudo rendah, yang biasanya terjadi pada kecepatan angin yang relatif rendah. Namun, flutter adalah fenomena yang diwakili oleh amplitudo besar; koefisien redaman sebenarnya jauh lebih tinggi.

Flutter dianggap sebagai peristiwa alam ekstrem yang mungkin terjadi sekali setiap 1000 hingga 2000 tahun. Tidak akan ada orang di jembatan saat angin kencang seperti itu. Oleh karena itu, osilasi amplitudo sangat besar dengan retaknya beton dan sebagian luluhnya baja dianggap dapat diterima. Dalam kondisi seperti itu, redaman meningkat secara signifikan. Jembatan kabel pancang, sebagai struktur yang sangat redundan yang memungkinkan banyak sendi plastis terbentuk, menawarkan keuntungan yang menentukan dibandingkan jembatan balok biasa.

Rasio redaman 5% biasanya diasumsikan dalam analisis seismik, yang merupakan peristiwa alam ekstrem serupa. Nilai 2 hingga 4% dapat diasumsikan secara konservatif untuk jembatan kabel beton. Peredaman yang lebih tinggi juga dapat dicapai dengan pemasangan peredam buatan.

Pengetahuan tentang getaran kabel juga telah berkembang pesat. Masalah getaran kabel penahan pertama muncul di Jembatan Neuenkamp. Ini adalah getaran aliran udara dari dua kabel yang sejajar dan terletak horizontal. Masalah ini baru pada saat itu. Masalah ini

diidentifikasi, dan getaran lebih lanjut ditekan dengan menghubungkan sepasang kabel bersama-sama dengan peredam. Konsep ini digunakan untuk beberapa jembatan lain yang dibangun kemudian.

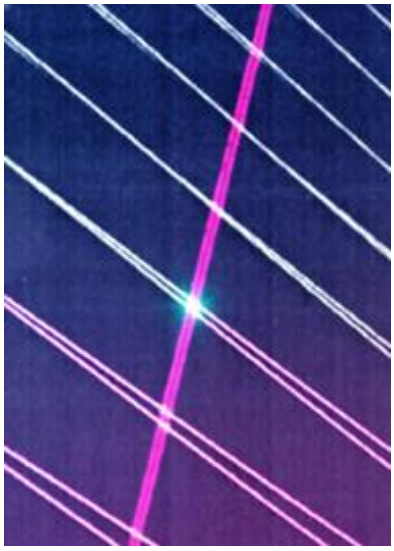
Getaran kabel yang parah diamati di Jembatan Brotone. Peredam dipasang dan berhasil menekan getaran. Konsep yang sama digunakan untuk Sunshine Skyway. Getaran hujan-angin ditemukan di beberapa jembatan. Fenomena ini hanya muncul selama hujan ringan yang dikombinasikan dengan angin ringan.

Masalah ini ditemukan disebabkan oleh perubahan bentuk lapisan air hujan pada kabel. Meningkatkan peredaman kabel dapat menekan getaran ini. Mengikat kabel bersama-sama dengan kawat, Gambar 19.18, dan mengalirkan air dari kabel sebelum menumpuk adalah metode yang lebih umum dan efektif untuk mengatasi masalah ini. Menambahkan lekukan atau tonjolan spiral pada permukaan kabel juga telah terbukti efektif.

19.4 BENTANG SUPER PANJANG

Secara konseptual, jembatan kabel pancang dapat digunakan untuk bentang yang sangat panjang. Karena jembatan kabel pancang adalah sistem struktur tertutup, mirip dengan jembatan gantung yang ditambatkan sendiri, tetapi dapat dibangun tanpa penyangga sementara, hal ini sangat menguntungkan di daerah di mana kondisi tanah tidak baik dan penambatan kabel gantung utama menjadi sangat mahal. Panjang bentang lebih dari 2000 m sepenuhnya layak.

Tiga detail utama harus diperhatikan dengan benar dalam desain jembatan kabel pancang bentang super panjang: efektivitas kabel yang sangat panjang, kompresi pada dek, dan kekakuan torsi balok untuk stabilitas angin. Ketika kabel terlalu panjang, kabel tersebut menjadi tidak efektif. Hal ini dapat diatasi dengan menyediakan penyangga perantara untuk kabel guna mengurangi lendutannya. Tegangan tekan pada dek meningkat secara proporsional terhadap panjang bentang. Tergantung pada jenis material yang digunakan untuk balok dek, panjang bentang maksimum balok seragam dibatasi oleh tegangan yang diizinkan. Masalah ini dapat diatasi dengan menggunakan balok dengan penampang variabel. Dengan meningkatkan penampang balok secara bertahap menuju menara, di mana tekanan paling tinggi, tegangan tekan dapat dikurangi hingga tingkat yang dapat diterima. Kekakuan torsi balok dapat ditambah dengan memiliki menara yang cukup lebar sehingga kabel miring ke arah melintang. Jika dek terlalu sempit untuk bentang yang sangat panjang, kabel penahan horizontal ke arah melintang pada tingkat dek dapat memberikan kekakuan ke arah tersebut.



Gambar 19.18 Kabel pengikat untuk menahan getaran hujan-angin — Jembatan Dames Point.

19.5 JEMBATAN KABEL-TAHAN MULTIBENTANG

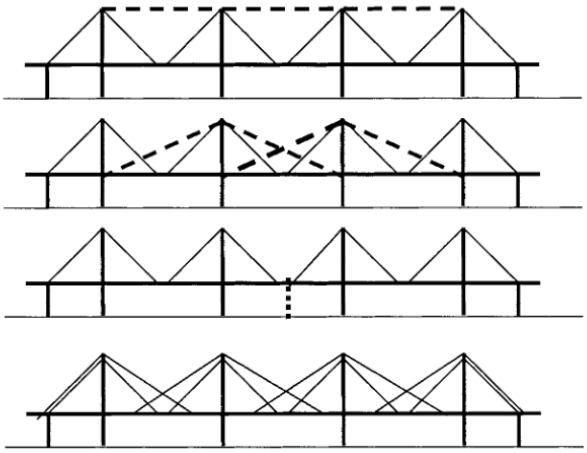
Sebagian besar jembatan kabel-tahan memiliki tiga atau dua bentang kabel-tahan. Kabel penahan belakang dan pilar jangkar memainkan peran penting dalam menstabilkan menara. Ketika sebuah jembatan memiliki lebih dari tiga bentang, momen lentur pada menara akan sangat besar. Salah satu solusinya adalah mendesain menara untuk menahan momen lentur yang besar. Ini biasanya bukan solusi yang paling ekonomis.

Beberapa metode tersedia untuk memperkuat menara jembatan kabel-stayed multi-bentang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.19:

1. Mengikat puncak menara bersama-sama dengan kabel horizontal;
2. Mengikat puncak menara ke titik persimpangan balok dan menara pada menara yang berdekatan;
3. Menambahkan pilar pengikat tambahan di tengah bentang; dan
4. Menambahkan kabel silang di tengah bentang.

19.6 PENCAHAYAAN ESTETIKA

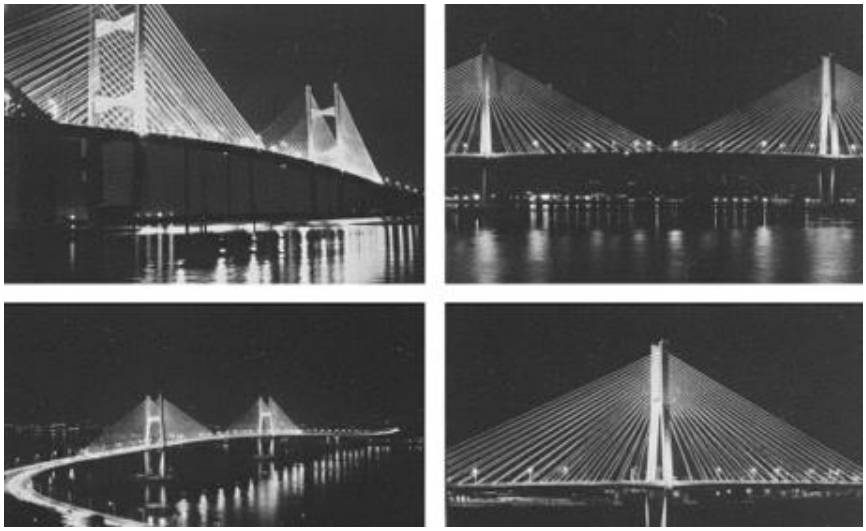
Pencahayaan estetika kini menjadi bagian dari desain sebagian besar jembatan kabel pancang. Pencahayaan meningkatkan keindahan dan visibilitas jembatan di malam hari. Terdapat berbagai skema pencahayaan jembatan kabel pancang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.20.



Gambar 19.19 Sistem jembatan kabel pancang multi bentang.

Ringkasan

Jembatan kabel pancang adalah struktur yang indah. Daya tariknya yang populer di kalangan insinyur dan non-insinyur bersifat universal. Secara teknis murni, jenis jembatan ini mengisi celah rentang bentang yang efisien antara jembatan girder konvensional dan jembatan gantung bentang sangat panjang.



Gambar 19.20 Pencahayaan estetis jembatan kabel pancang.

Tabel 19.2 Jembatan Kabel Pancang Tonggak Sejarah (per April 1998)

Fitur	Nama Jembatan	Negara	Rentang Waktu (m)	Tahun Penyelesaian
Jembatan kabel pancang pertama yang berhasil dibangun	Stromsunde	Swedia	183	1955
Jembatan pertama dengan kabel yang berjarak sangat dekat	Bonn–Nord[a]	Jerman	280	1967
Balok pelat dek terbuka baja sepenuhnya	Knie[a]	Jerman	320	1969

Tulang punggung tengah, bidang tunggal, seluruhnya baja	Neuenkamp[a]	Jerman	350	1971
Bentang beton utama pertama, rangka tulang punggung berbentuk kotak.	Hoescht	Jerman	148	1972
Balok kotak pracetak utama pertama	Sunshine Skyway	U.S.	366	1986
Balok pelat datar beton padat pertama yang dirancang	Portsmouth	U.S.	286	Tidak dibangun
Balok komposit utama pertama telah selesai	Annacis Island[a]	Kanada	365	1986
Balok pelat datar pertama selesai dibangun.	ALRT Skytrain	Kanada	340	1988
Balok fleksibel yang dibangun dengan menggunakan alat bantu geser yang ditopang kabel.	Dame Point	U.S.	396	1988
Balok komposit utama pertama yang dirancang	Second Hoogly	India	457	1992
Balok komposit terpanjang	Yang Pu[a]	China	602	1993
Bentang utama baja hibrida + bentang samping beton	Normandy[a]	Perancis	856	1994
Jembatan baja gelagar, menara beton, bentang terpanjang hingga saat ini.	Tatara[a]	Jepang	890	1998

[a]Bentang jembatan yang memecahkan rekor dunia pada saat penyelesaian.

Tabel 19.2 adalah daftar jembatan kabel pancang penting. Tabel ini menggambarkan evolusi umum jembatan kabel pancang modern.

BAB 20
JEMBATAN KAYU

20.1 PENGANTAR JEMBATAN STRUKTURAL KAYU

Kayu adalah salah satu material bangunan tertua, dan karena itu penggunaannya seringkali lebih didasarkan pada tradisi daripada prinsip-prinsip teknik. Namun, penggunaan struktural kayu dan material berbasis kayu telah meningkat secara stabil dalam beberapa waktu terakhir, termasuk minat baru dalam penggunaan kayu sebagai material jembatan. Yang mendukung minat baru ini adalah evolusi pemahaman kita tentang kayu sebagai material struktural dan kemampuan kita untuk menganalisis dan merancang struktur jembatan kayu yang aman, tahan lama, dan fungsional.

Pemahaman yang akurat dan lengkap tentang material apa pun adalah kunci untuk penggunaannya yang tepat dalam aplikasi struktural, dan kayu struktural serta material berbasis kayu lainnya tidak terkecuali dari persyaratan ini. Bab ini berfokus pada pengenalan sifat mekanik dan fisik dasar kayu yang mengatur penggunaannya secara struktural dalam jembatan. Setelah pengenalan sifat material dasar ini, akan disajikan jenis-jenis jembatan kayu umum, bersama dengan diskusi tentang pertimbangan mendasar untuk desain jembatan kayu.

Kayu sebagai Material Jembatan

Kayu telah banyak digunakan untuk jembatan bentang pendek dan menengah. Meskipun kayu memiliki reputasi sebagai material yang hanya memberikan masa pakai terbatas, kayu dapat memberikan struktur jembatan yang tahan lama dan dapat digunakan jika dilindungi dengan benar dari kelembaban. Sebagai contoh, banyak jembatan beratap dari awal abad ke-19 masih ada dan digunakan. Saat ini, alih-alih melindungi kayu dengan atap pelindung seperti pada jembatan beratap zaman dahulu, pengawet kayu yang menghambat kelembapan dan serangan biologis telah digunakan untuk memperpanjang umur jembatan kayu modern.

Seperti halnya material struktural lainnya, penggunaan kayu harus didasarkan pada keseimbangan antara keunggulan dan kekurangannya, serta pertimbangan keunggulan dan kekurangan material konstruksi lainnya. Beberapa keunggulan kayu sebagai material jembatan meliputi:

- Kekuatan
- Ringan
- Kemudahan konstruksi
- Penyerapan energi
- Ekonomis
- Daya tahan, dan
- Estetika

Keunggulan ini harus dipertimbangkan terhadap tiga kekurangan utama:

- Pembusukan
- Serangan serangga, dan

- Mudah terbakar

Kayu dapat menahan beban berlebih dalam jangka pendek dengan sedikit atau tanpa efek sisa. Jembatan kayu tidak memerlukan peralatan khusus untuk konstruksi dan dapat dibangun dalam hampir semua kondisi cuaca tanpa efek negatif. Kayu memiliki daya saing yang baik dengan material struktural lainnya, baik dari segi biaya awal maupun biaya siklus hidup. Kayu merupakan material yang tahan lama secara alami, tahan terhadap efek pembekuan-pencairan serta bahan penghilang es.

Selain itu, kayu berukuran besar memberikan ketahanan api yang baik sebagai hasil dari pembakaran alami. Namun, jika tidak terlindungi dengan baik dari kelembapan, kayu rentan terhadap pembusukan dan serangan biologis. Dengan detail yang tepat dan penggunaan perawatan pengawet, ancaman pembusukan dan serangga dapat diminimalkan. Terakhir, di banyak lingkungan alami, jembatan kayu menawarkan pilihan yang estetis dan tidak mencolok.

Masa Lalu, Masa Kini, dan Masa Depan Jembatan Kayu

Jembatan pertama yang dibangun oleh manusia kemungkinan besar terbuat dari kayu, dan penggunaan kayu dalam jembatan terus berlanjut hingga saat ini. Bahkan hingga seabad yang lalu, kayu masih menjadi material dominan yang digunakan dalam konstruksi jembatan. Baja menjadi pilihan yang ekonomis dan populer untuk jembatan pada awal tahun 1900-an. Juga pada awal abad ke-20, beton bertulang menjadi material dek jembatan utama dan pilihan ekonomis untuk struktur atas jembatan. Namun, kemajuan penting telah dibuat dalam sistem pengikat kayu dan perawatan pengawet, yang memungkinkan pengembangan lebih lanjut untuk jembatan kayu.

Kemudian, pada pertengahan abad ke-20, kayu laminasi lem (atau glulam) diperkenalkan sebagai material struktural yang layak untuk jembatan. Penggunaan glulam berkembang menjadi material utama untuk jembatan kayu dan terus meningkat popularitasnya. Saat ini, ada minat baru pada semua jenis jembatan kayu. Sekitar 8% (37.000) jembatan yang terdaftar dalam Inventaris Jembatan Nasional di Amerika Serikat yang memiliki bentang lebih besar dari 6,10 m dibangun seluruhnya dari kayu dan 11% (51.000) menggunakan kayu sebagai salah satu bahan struktural utama. Penggunaan kayu sebagai bahan jembatan di masa depan tidak akan terbatas hanya pada konstruksi baru. Karena rasio kekuatan terhadap beratnya yang tinggi, kayu merupakan bahan yang ideal untuk rehabilitasi jembatan kayu, baja, dan beton yang sudah ada.

20.2 SIFAT KAYU DAN PRODUK KAYU

Penting untuk memahami struktur dasar kayu untuk menghindari banyak jebakan yang berkaitan dengan penyalahgunaan dan/atau penerapan material yang salah. Kayu adalah material alami, seluler, anisotropik, higrotermal, dan viskoelastik, dan karena asal alaminya mengandung banyak inklusi dan cacat lainnya.* Pembaca dapat merujuk pada teks dasar yang menyajikan deskripsi struktur fundamental dan sifat fisik kayu sebagai material.

Tabel 20.1 Kadar Air (%) Kayu dalam Kesetimbangan dengan Suhu dan Kelembaban Relatif

Temp. (°C)	Relative Humidity (%)																			
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	98
0	1.4	2.6	3.7	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	9.5	10.4	11.3	12.4	13.5	14.9	16.5	18.5	21.0	24.3	26.9
5	1.4	2.6	3.7	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	9.5	10.4	11.3	12.3	13.5	14.9	16.5	18.5	21.0	24.3	26.9
10	1.4	2.6	3.6	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	'9.5	10.3	11.2	12.3	13.4	14.8	16.4	18.4	20.9	24.3	26.9
15	1.3	2.5	3.6	4.6	5.4	6.2	7.0	7.8	8.6	9.4	10.2	11.1	12.1	13.3	14.6	16.2	18.2	20.7	24.1	26.8
20	1.3	2.5	3.5	4.5	5.4	6.2	6.9	7.7	8.5	9.2	10.1	11.0	12.0	13.1	14.4	16.0	17.9	20.5	23.9	26.6
25	1.3	2.4	3.5	4.4	5.3	6.1	6.8	7.6	8.3	9.1	9.9	10.8	11.7	12.9	14.2	15.7	17.7	20.2	23.6	26.3
30	1.2	2.3	3.4	4.3	5.1	5.9	6.7	7.4	8.1	8.9	9.7	10.5	11.5	12.6	13.9	15.4	17.3	20.8	23.3	26.0
35	1.2	2.3	3.3	4.2	5.0	5.8	6.5	7.2	7.9	8.7	9.5	10.3	11.2	12.3	13.6	15.1	17.0	20.5	22.9	25.6
40	1.1	2.2	3.2	4.1	5.0	5.7	6.4	7.1	7.8	8.6	9.3	10.1	11.1	12.2	13.4	14.9	16.8	20.3	22.7	25.4
45	1.1	2.2	3.2	4.0	4.9	5.6	6.3	7.0	7.7	8.4	9.2	10.0	11.0	12.0	13.2	14.7	16.6	20.1	22.4	25.2
50	1.1	2.1	3.0	3.9	4.7	5.4	6.1	6.8	7.5	8.2	8.9	9.7	10.6	11.7	12.9	14.4	16.2	18.6	22.0	24.7
55	1.0	2.0	2.9	3.7	4.5	5.2	5.9	6.6	7.2	7.9	8.7	9.4	10.3	11.3	12.5	14.0	15.8	18.2	21.5	24.2

Diadaptasi dari USDA, 1987.

Sifat Fisik Kayu

Salah satu aspek fisik kayu yang perlu diperhatikan di sini adalah pengaruh kelembapan terhadap sifat fisik dan mekanik serta kinerja kayu. Banyak masalah yang dihadapi pada struktur kayu, terutama jembatan, dapat ditelusuri ke kelembapan. Jumlah kelembapan yang ada dalam kayu dijelaskan oleh kadar air (MC), yang didefinisikan sebagai berat air yang terkandung dalam kayu sebagai persentase dari berat kayu kering oven.

Saat kayu dikeringkan, air pertama-tama menguap dari rongga sel, kemudian, saat pengeringan berlanjut, air dari dinding sel ditarik keluar. Titik di mana air bebas dalam rongga sel menguap sepenuhnya, tetapi dinding sel masih jenuh, disebut titik jenuh serat (FSP). FSP cukup bervariasi di antara dan dalam spesies, tetapi berada pada kisaran 24% hingga 34%. FSP merupakan besaran penting karena sebagian besar sifat fisik dan mekanik bergantung pada perubahan MC di bawah FSP, dan MC kayu dalam aplikasi struktural tipikal berada di bawah FSP. Terakhir, kayu melepaskan dan menyerap kelembapan ke dan dari lingkungan sekitarnya. Ketika kayu mencapai keseimbangan dengan lingkungan dan kelembapan tidak berpindah ke atau dari material, kayu dikatakan telah mencapai kadar air keseimbangannya (EMC). Tabel 20.1 memberikan EMC rata-rata sebagai fungsi suhu bola kering dan kelembaban relatif. Buku Pegangan Kayu menyediakan tabel lain yang spesifik untuk spesies atau kelompok spesies tertentu dan memungkinkan perancang untuk memperkirakan kadar air dalam penggunaan yang diperlukan untuk perhitungan desain mereka dengan lebih baik.

Kayu menyusut dan mengembang seiring perubahan MC-nya di bawah FSP; di atas FSP, penyusutan dan pembengkakan dapat diabaikan. Kayu yang diolah dengan ukuran tertentu pada MC yang lebih tinggi daripada yang diharapkan dalam penggunaan akan menyusut menjadi ukuran yang lebih kecil saat digunakan. Sebaliknya, jika kayu diolah pada MC yang lebih rendah daripada yang diharapkan dalam penggunaan, maka akan mengembang. Dalam kedua kasus tersebut, penyusutan dan pembengkakan akibat perubahan MC harus diperhitungkan dalam desain.

Secara umum, penyusutan sepanjang serat jauh lebih kecil daripada penyusutan melintang serat. Misalnya, sebagai aturan praktis, perubahan dimensi 1% melintang serat

dapat diasumsikan untuk setiap perubahan 4% pada MC, sedangkan perubahan dimensi 0,02% pada arah memanjang dapat diasumsikan untuk setiap perubahan 4% pada MC. Perkiraan perubahan dimensi yang lebih akurat dapat dibuat menggunakan nilai koefisien penyusutan yang dipublikasikan untuk berbagai spesies. Selain perubahan dimensi linier sederhana pada kayu, pengeringan kayu dapat menyebabkan lengkungan berbagai jenis.

Lengkungan (distorsi pada arah lemah), bengkokan (distorsi pada arah kuat), puntiran (distorsi rotasional), dan cekungan (distorsi penampang yang mirip dengan lengkungan) adalah bentuk lengkungan yang umum dan, jika berlebihan, dapat mempengaruhi penggunaan struktural anggota tersebut secara negatif. Terakhir, tegangan pengeringan (tegangan internal akibat penyusutan diferensial) dapat cukup signifikan dan dapat menyebabkan retak (retak yang terbentuk di sepanjang cincin pertumbuhan) dan pecah (retak yang terbentuk melintang cincin pertumbuhan).

Sifat Mekanik Kayu

Sifat mekanik kayu juga merupakan fungsi dari MC. Di atas FSP, sebagian besar sifat tidak berubah dengan perubahan MC, tetapi sebagian besar sifat sangat dipengaruhi oleh perubahan MC di bawah FSP. Misalnya, modulus patahan kayu meningkat hampir 4% untuk penurunan kadar air 1% di bawah FSP. Persamaan berikut adalah ekspresi umum untuk menghubungkan setiap sifat mekanik dengan MC:

$$P_{\mathrm{MC}} = P_{12}\left(\frac{P_{12}}{P_g}\right)^{(12-\mathrm{MC})/(\mathrm{FSP}-\mathrm{MC})} \tag{20.1}$$

di mana P_{MC} = properti yang diminati pada MC di bawah FSP, P_{12} = properti pada MC 12%, dan P_g = properti dalam kondisi basah (pada FSP).

Untuk tujuan desain struktural, menggunakan persamaan seperti (20.1) akan merepotkan. Oleh karena itu, nilai desain biasanya diberikan untuk MC maksimum tertentu (misalnya, 19%) dan penyesuaian dilakukan untuk "penggunaan basah".

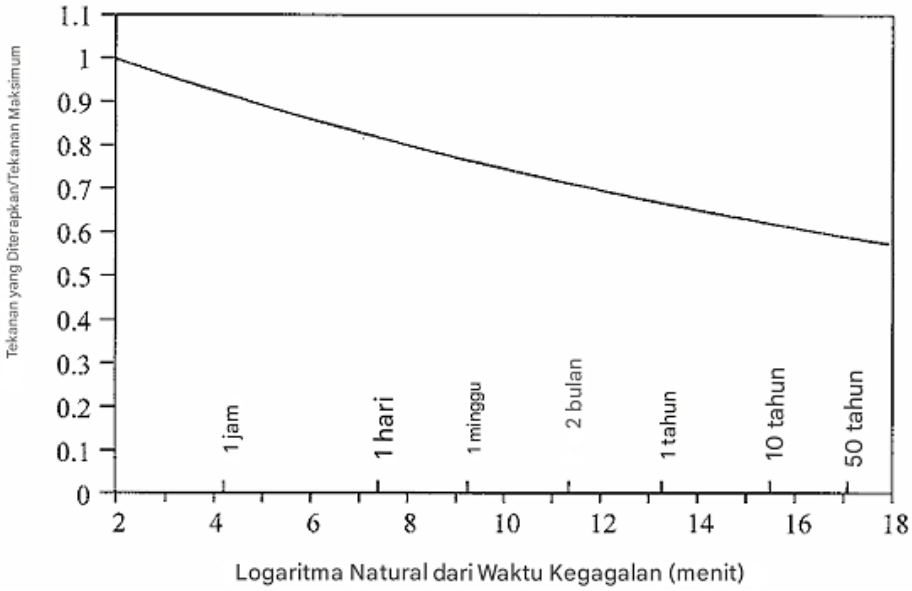
Riwayat beban juga dapat memiliki efek signifikan pada kinerja mekanis elemen kayu. Beban yang menyebabkan kegagalan merupakan fungsi dari laju dan durasi beban yang diterapkan pada elemen. Artinya, suatu elemen dapat menahan beban dengan magnitudo lebih tinggi untuk durasi yang lebih pendek atau, dengan kata lain, semakin lama beban diterapkan, semakin kurang mampu elemen kayu untuk menahan beban tersebut.

Respons ini disebut efek durasi beban dalam desain kayu. Gambar 20.1 mengilustrasikan efek ini dengan memplot waktu kegagalan sebagai fungsi dari tegangan yang diterapkan yang dinyatakan dalam hal kekuatan ultimat jangka pendek (statis). Terdapat banyak model teoritis yang diajukan untuk merepresentasikan respons ini, tetapi garis yang ditunjukkan pada Gambar 20.1 dikembangkan di Laboratorium Produk Hutan AS pada awal tahun 1950-an dan merupakan dasar untuk faktor penyesuaian “durasi beban” desain saat ini.

Faktor desain yang diperoleh dari hubungan yang diilustrasikan pada Gambar 20.1 hanya sesuai untuk tegangan dan bukan untuk kekakuan atau, lebih tepatnya, modulus elastisitas. Terkait dengan efek durasi beban, defleksi anggota kayu di bawah beban

berkelanjutan meningkat seiring waktu. Respons ini, yang disebut efek creep, harus dipertimbangkan dalam desain ketika deformasi atau defleksi sangat penting dari sudut pandang keselamatan atau kemampuan layanan. Parameter utama yang secara signifikan memengaruhi respons creep kayu adalah tingkat tegangan, kadar air, dan suhu.

Secara umum, peningkatan defleksi sebesar 50% setelah satu atau dua tahun diharapkan dalam sebagian besar situasi, tetapi dapat dengan mudah mencapai lebih dari 200% dalam kondisi tertentu. Faktanya, jika suatu elemen struktur mengalami siklus kelembaban yang terus menerus, peningkatan defleksi sebesar 100 hingga 150% dapat terjadi hanya dalam beberapa minggu. Sayangnya, respons rambatan (creep) kayu, terutama mempertimbangkan efek siklus kelembaban, masih kurang dipahami dan sedikit panduan yang tersedia bagi perancang.



Gambar 20.1 Perilaku Durasi Beban pada Kayu.

Kayu, sebagai material berserat, secara alami tahan terhadap efek kelelahan, terutama ketika diberi tekanan sepanjang serat. Namun, kekuatan kelelahan kayu dipengaruhi secara negatif oleh keberadaan inklusi dan cacat lainnya. Simpul dan kemiringan serat khususnya mengurangi ketahanan terhadap kelelahan. Terlepas dari hal ini, kayu berkinerja baik dibandingkan dengan baja struktural dan beton. Bahkan, kekuatan kelelahan kayu telah terbukti sekitar dua kali lipat dari sebagian besar logam ketika dievaluasi pada tingkat tegangan yang sebanding relatif terhadap kekuatan ultimate material. Potensi kegagalan akibat kelelahan dianggap cukup rendah untuk kayu, dan dengan demikian kelelahan biasanya tidak dipertimbangkan dalam desain jembatan kayu.

Kayu dan Material Berbasis Kayu untuk Konstruksi Jembatan

Bentuk alami kayu adalah batang kayu. Bahkan, banyak jembatan kayu primitif dan "pedesaan" tidak lebih dari satu atau lebih batang kayu yang diikat bersama. Namun, untuk tujuan konstruksi, lebih mudah menggunakan elemen persegi panjang pada jembatan dan

struktur lainnya daripada batang kayu bulat. Kayu gergaji padat dipotong dari batang kayu dan merupakan tulang punggung konstruksi jembatan kayu selama bertahun-tahun. Kayu gergaji padat tersedia dalam berbagai ukuran termasuk papan (kurang dari 38 mm tebal dan 38 hingga 387 mm lebar), kayu dimensi (38 hingga 89 mm tebal dan 38 hingga 387 mm lebar), dan balok (apa pun yang lebih besar dari 89 x 89 mm).

Berdasarkan ukuran dan jenisnya, kayu gergaji padat diklasifikasikan dengan berbagai cara, termasuk klasifikasi visual, kayu yang dievaluasi mesin (MEL), dan kayu yang dinilai tegangan mesin (MSR), dan nilai desain teknik ditetapkan.

Pada pertengahan tahun 1900-an, kayu glulam mulai banyak digunakan dalam pembangunan jembatan. Glulam hanyalah bagian besar yang dibentuk dengan melaminasi kayu dimensi. Bagian dengan kedalaman hingga 1,5 m dapat dibuat dengan glulam. Saat ini, meskipun kayu gergaji padat masih banyak digunakan, perubahan basis sumber daya dan pergeseran ke pohon yang ditanam di perkebunan telah membatasi ukuran dan kualitas bahan baku. Oleh karena itu, semakin sulit untuk mendapatkan kayu berkualitas tinggi dan berdimensi besar untuk konstruksi. Perubahan bahan baku ini, bersamaan dengan permintaan akan material yang lebih kuat dan lebih hemat biaya, memicu pengembangan produk alternatif yang dapat menggantikan kayu padat seperti glulam.

Produk rekayasa lainnya seperti balok I komposit kayu dan kayu komposit struktural (SCL) juga dihasilkan dari evolusi ini. SCL mencakup produk seperti kayu lapis laminasi (LVL) dan kayu serat paralel (PSL). Produk-produk ini terus mendapatkan popularitas dan sekarang banyak digunakan dalam konstruksi bangunan, dan mulai digunakan juga dalam konstruksi jembatan. Di masa depan, penggunaan komposit kayu rekayasa ini dan lainnya mungkin akan semakin meluas.

Pelestarian dan Perlindungan

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, salah satu kemajuan utama di abad ke-20 yang memungkinkan penggunaan kayu secara berkelanjutan dan meluas sebagai bahan jembatan adalah perlakuan tekanan. Dua jenis pengawet kayu dasar digunakan: pengawet berbasis minyak dan pengawet berbasis air. Pengawet berbasis minyak meliputi kreosot, pentaklorofenol (atau "penta"), dan tembaga naftenat. Kreosot dapat dianggap sebagai pengawet kayu efektif pertama dan memiliki sejarah panjang kinerja yang memuaskan. Kreosot juga menawarkan perlindungan terhadap retak dan pecah yang disebabkan oleh perubahan kadar air. Sementara kreosot adalah produk sampingan alami dari tar batubara, penta adalah pestisida sintetis.

Penta adalah perlakuan pengawet yang efektif; namun, tidak efektif terhadap penggerek laut dan tidak digunakan di lingkungan laut. Penta adalah bahan kimia "penggunaan terbatas", tetapi kayu yang diolah dengan penta tidak dibatasi. Tembaga naftenat telah mendapat perhatian baru-baru ini sebagai perlakuan pengawet, terutama karena dianggap sebagai bahan kimia yang aman bagi lingkungan sekaligus memberikan perlindungan yang memuaskan terhadap serangan biologis.

Kelemahan utamanya adalah biayanya yang tinggi dibandingkan dengan perawatan lain. Semua perawatan ini umumnya meninggalkan permukaan elemen yang dirawat dengan

permukaan berminyak dan tidak dapat dihaluskan. Selain itu, elemen tersebut dapat "mengeluarkan" atau melarutkan pengawet kecuali tindakan yang tepat diambil. Sebagian besar aplikasi jembatan kayu menggunakan pengawet jenis minyak untuk elemen struktural seperti balok, dek, tiang pancang, dll.

Pengawet ini menawarkan perlindungan yang sangat baik terhadap pembusukan dan serangan biologis, tidak korosif, dan relatif tahan lama. Namun, pengawet jenis minyak tidak direkomendasikan untuk elemen jembatan yang mungkin sering atau berulang kali bersentuhan dengan manusia atau hewan karena dapat menyebabkan iritasi kulit.

Pengawet berbasis air memiliki keunggulan karena meninggalkan permukaan material yang dirawat tetap bersih dan, setelah kering, dapat dicat atau diwarnai. Pengawet ini juga tidak menyebabkan iritasi kulit dan, oleh karena itu, dapat digunakan di tempat yang diperkirakan akan terjadi kontak berulang dengan manusia dan/atau hewan. Pengawet berbasis air menggunakan formulasi senyawa arsenik anorganik dalam larutan air.

Namun, pengawet ini meninggalkan material dengan warna hijau muda, abu-abu, atau cokelat. Tetapi sekali lagi, permukaan tersebut dapat dicat atau diwarnai kemudian. Berbagai macam pengawet berbasis air tersedia, tetapi yang paling umum termasuk kromium tembaga arsenat (CCA), amonia tembaga arsenat (ACA), dan amonia tembaga seng arsenat (ACZA). Pelarutan bahan kimia ini bukanlah masalah dengan formulasi ini karena masing-masing terikat kuat pada kayu. CCA umumnya digunakan untuk mengolah pinus selatan, pinus ponderosa, dan pinus merah, yang semuanya relatif mudah diolah. ACA dan ACZA digunakan pada spesies yang lebih sulit diolah, seperti cemara Douglas dan larch.

Salah satu potensi kelemahan CCA dan ACA adalah kecenderungannya untuk bersifat korosif terhadap perangkat keras galvanis. Sejauh mana ini menjadi masalah bergantung pada spesies kayu, formulasi pengawet tertentu, dan kondisi penggunaan. Namun, korosi semacam itu tampaknya bukan masalah untuk perangkat keras galvanis celup panas yang umum digunakan dalam aplikasi jembatan.

Pengawet berbasis air digunakan untuk jembatan kayu dalam aplikasi di mana kontak berulang atau sering dengan manusia atau hewan diperkirakan terjadi. Contoh-contoh tersebut termasuk pegangan tangan dan dek untuk jembatan penyeberangan pejalan kaki. Selain itu, pengawet berbasis air sering digunakan dalam aplikasi kelautan di mana bahaya penggerek laut tinggi.

Setiap kali suatu material diubah karena perlakuan kimia, struktur mikro-levelnya dapat terpengaruh, sehingga memengaruhi sifat mekaniknya. Pengawet tipe minyak tidak bereaksi dengan struktur seluler kayu dan, oleh karena itu, memiliki sedikit atau tidak ada efek pada sifat mekanik material. Namun, pengawet berbasis air bereaksi dengan material sel, sehingga dapat memengaruhi sifat-sifatnya. Meskipun ini adalah area penelitian yang sedang berlangsung, indikasinya adalah bahwa satu-satunya efek yang tampak dari pengawet berbasis air adalah meningkatkan efek durasi beban, terutama ketika perlakuan berat digunakan untuk aplikasi air asin. Saat ini, tidak ada penyesuaian yang direkomendasikan untuk nilai desain kayu yang diberi pengawet dibandingkan dengan material yang tidak diberi perlakuan.

Selain perlakuan pengawet, perlakuan kimia tahan api juga dimungkinkan untuk menghambat pembakaran material. Bahan kimia ini bereaksi dengan struktur seluler dalam kayu dan dapat menyebabkan pengurangan yang signifikan dalam sifat mekanik material, termasuk kekuatan. Umumnya, bahan tahan api tidak digunakan dalam aplikasi jembatan. Namun, jika material yang telah diberi perlakuan tahan api digunakan, perancang harus berkonsultasi dengan produsen atau pengolah material tersebut untuk mendapatkan nilai desain yang sesuai.

20.3 JENIS-JENIS JEMBATAN KAYU

Jembatan kayu hadir dalam berbagai bentuk, banyak di antaranya berevolusi dari tradisi. Namun, sebagian besar jembatan kayu yang dirancang saat ini merupakan hasil dari perkembangan dan kemajuan yang relatif baru dalam pengolahan dan perawatan kayu struktural. Jembatan kayu tipikal adalah struktur bentang tunggal atau ganda. Jembatan kayu bentang tunggal biasanya dibangun dengan balok dan dek melintang atau dek memanjang tipe pelat. Jembatan kayu bentang ganda seringkali berupa balok dengan dek melintang. Jenis-jenis jembatan kayu umum ini dan lainnya disajikan di bagian ini.

Struktur Atas

Seperti halnya jembatan lainnya, susunan struktural dapat dibagi menjadi tiga komponen dasar: struktur atas, dek, dan struktur bawah. Struktur atas jembatan kayu dapat diklasifikasikan lebih lanjut menjadi enam jenis dasar: struktur atas balok, struktur atas dek memanjang (atau pelat), struktur atas rangka, jembatan trestle, jembatan gantung, dan lengkungan glulam.

Struktur Atas Balok

Bentuk paling dasar dari jembatan balok kayu adalah jembatan kayu gelondong. Ini hanyalah jembatan di mana balok-balok kayu diletakkan secara bergantian ujung ke pangkal dan diikat bersama. Kemudian, dek melintang diletakkan di atas balok-balok kayu tersebut. Jelas, bentang jembatan jenis ini terbatas pada ukuran kayu yang tersedia, tetapi bentang 6 hingga 18 m dianggap wajar. Masa pakai jembatan kayu biasanya 10 hingga 20 tahun.

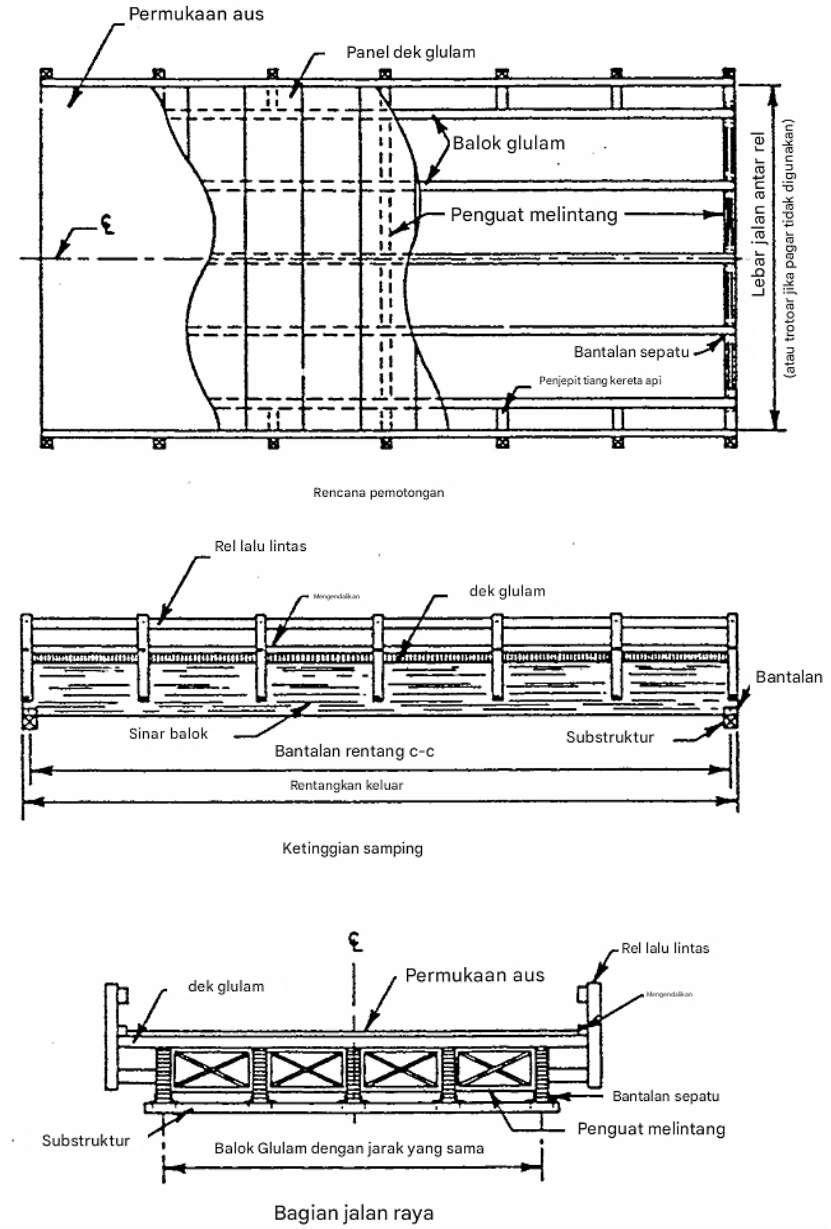
Jembatan balok kayu gergaji adalah bentuk sederhana lainnya. Biasanya, terbuat dari balok-balok dengan lebar 100 hingga 200 mm dan kedalaman 300 hingga 450 mm yang berjarak dekat, balok kayu gergaji biasanya digunakan untuk bentang bebas hingga 9 m. Dengan penggunaan perawatan pengawet yang tepat, jembatan kayu gergaji memiliki masa pakai rata-rata sekitar 40 tahun. Alternatif baru untuk kayu gergaji adalah jembatan kayu komposit struktural (SCL). Terutama, kayu lapis laminasi (LVL) telah digunakan sebagai pengganti kayu gergaji padat pada jembatan. LVL dapat diolah secara efektif dan juga dapat menawarkan masa pakai yang lama.

Jembatan balok kayu glulam mungkin merupakan bentuk jembatan kayu yang paling umum saat ini. Konfigurasi jembatan glulam yang khas diilustrasikan pada Gambar 20.2. Popularitas ini terutama disebabkan oleh beragam ukuran elemen yang ditawarkan oleh glulam. Umumnya digunakan untuk bentang bebas mulai dari 6 hingga 24 m, jembatan balok glulam telah digunakan untuk bentang bebas hingga 45 m. Pembatasan transportasi, bukan

keterbatasan material, membatasi panjang balok, dan oleh karena itu, jembatan. Karena kayu glulam dapat diolah dengan pengawet secara memuaskan, kayu ini menawarkan elemen struktural yang tahan lama. Jika dirancang sedemikian rupa sehingga pemotongan, pengeboran, dan pembubutan di lapangan dihindari, jembatan glulam dapat memberikan masa pakai setidaknya 50 tahun.

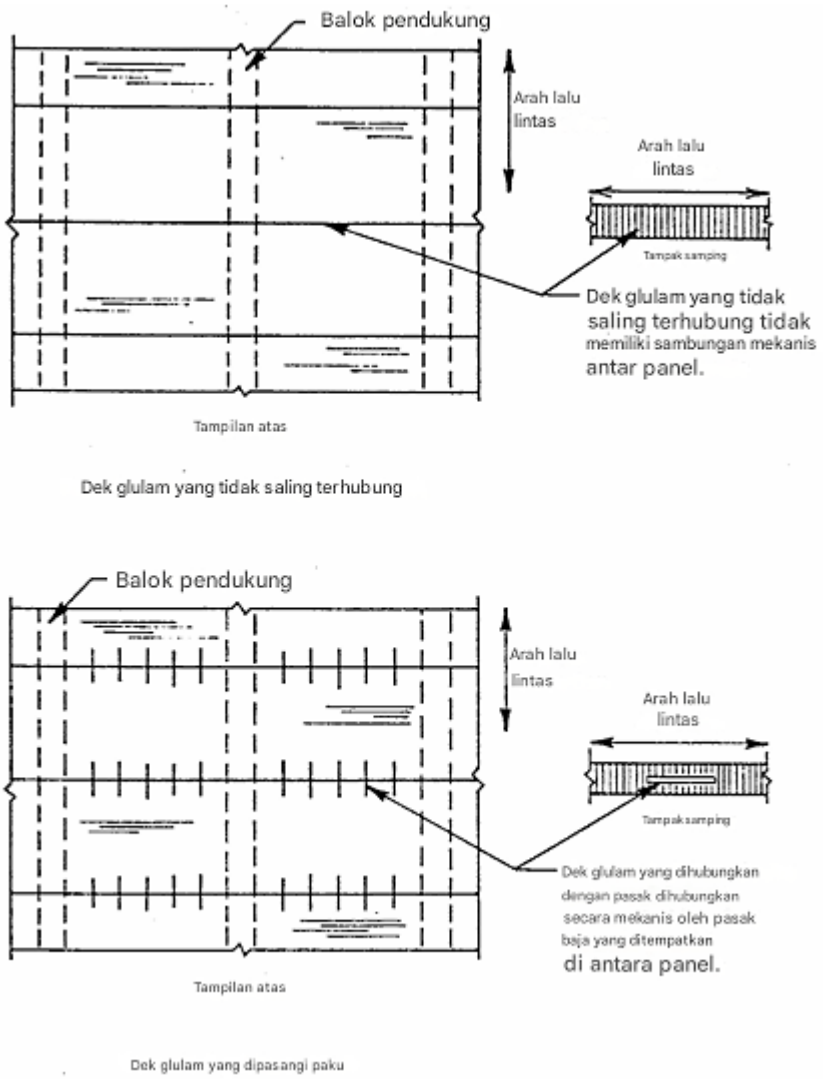
Struktur Atas Dek Memanjang

Struktur atas dek (atau pelat) memanjang biasanya berupa kayu glulam atau kayu laminasi paku yang ditempatkan memanjang untuk membentang di antara penyangga. Konsep yang relatif baru dalam sistem dek memanjang adalah jembatan kayu laminasi tegangan, yang mirip dengan dua bentuk sebelumnya kecuali bahwa kontinuitas dalam sistem dikembangkan melalui penggunaan batang penegang baja berkekuatan tinggi.



Gambar 20.2 Jembatan balok glulam dengan dek melintang. (Sumber: Ritter, M.A., EM7700-8, USDA Forest Service, Washington, D.C., 1990.)

Bagaimanapun, sisi lebar laminasi diorientasikan secara vertikal daripada horizontal seperti pada balok glulam biasa. Gambar 20.3 mengilustrasikan dua jenis dek memanjang glulam: tidak saling terhubung dan saling terhubung. Karena kayu glulam biasanya memiliki kedalaman kurang dari lebar jembatan, dua segmen atau lebih harus digunakan. Ketika kontinuitas diperlukan, pasak geser harus digunakan untuk menyediakan interkoneksi antar pelat. Ketika kontinuitas tidak diperlukan, konstruksi disederhanakan. Gambar 20.4 mengilustrasikan penampang laminasi tegangan yang khas.



Gambar 20.3 Dek memanjang Glulam. (Sumber: Ritter, M.A., EM7700-8, USDA Forest Service, Washington, D.C., 1990.)

Sistem dek memanjang relatif sederhana dan menawarkan profil yang relatif rendah, menjadikannya pilihan yang sangat baik ketika jarak vertikal menjadi pertimbangan. Dek memanjang merupakan pilihan ekonomis untuk bentang bebas hingga sekitar 10 m. Karena material dapat diolah secara efektif, masa pakai rata-rata struktur atas dek kayu memanjang setidaknya 50 tahun. Namun, perawatan yang tepat diperlukan untuk memastikan tingkat prategang yang memadai dipertahankan dalam sistem laminasi tegangan.

Struktur Atas Rangka

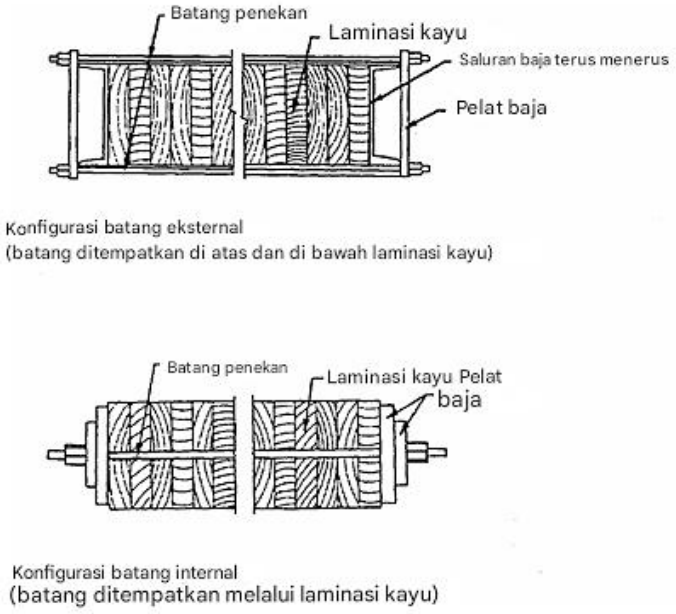
Rangka kayu banyak digunakan untuk jembatan pada paruh pertama abad ke-20. Banyak konfigurasi rangka yang berbeda digunakan termasuk rangka tiang raja, beberapa tiang raja, Pratt, Howe, kisi-kisi, rangka panjang, dan rangka busur, untuk menyebutkan beberapa. Bentang bebas hingga 75 m dimungkinkan. Namun, penggunaannya telah menurun terutama karena biaya fabrikasi, pemasangan, dan pemeliharaan yang tinggi. Ketika rangka kayu digunakan saat ini, biasanya lebih didorong oleh estetika daripada kinerja struktural atau ekonomi.

Jembatan Trestle

Bentuk jembatan kayu lain yang mencapai puncak penggunaannya pada paruh pertama abad ke-20 adalah jembatan trestle. Jembatan trestle adalah serangkaian struktur atas kayu bentang pendek yang ditopang oleh serangkaian tiang kayu yang berjarak dekat. Selama perluasan jalur kereta api pada awal hingga pertengahan tahun 1900-an, jembatan trestle kayu merupakan pilihan populer. Namun, penggunaannya hampir berhenti karena biaya fabrikasi, pemasangan, dan pemeliharaan yang tinggi.

Jembatan Gantung

Jembatan gantung kayu hanyalah struktur dek kayu yang ditopang oleh kabel baja. Menara kayu, pada gilirannya, menopang kabel gantung baja. Meskipun ada contoh jembatan gantung kayu untuk kendaraan, penggunaan yang lebih umum dari bentuk jembatan kayu ini adalah sebagai jembatan pejalan kaki. Struktur ini biasanya digunakan untuk bentang bebas yang relatif panjang, di atas 150 m. Karena kayu yang telah diolah dapat digunakan secara menyeluruh, masa pakai yang diharapkan adalah 50 tahun.



Gambar 20.4 Jembatan laminasi tegangan.

Lengkungan Laminasi Lem

Salah satu bentuk jembatan kayu yang paling indah mungkin adalah lengkungan glulam. Dibangun dari lengkungan glulam melingkar atau parabola yang tersegmentasi,

digunakan lengkungan dua atau tiga engsel. Jembatan lengkungan glulam dapat memiliki bentang bebas lebih dari 60 m, dan karena kayu glulam dapat diolah secara efektif, masa pakai setidaknya 50 tahun sangat masuk akal. Meskipun biaya awal dan siklus hidup relatif jembatan lengkungan telah menjadi tinggi, jembatan ini masih menjadi pilihan populer ketika estetika menjadi masalah.

Dek Kayu

Dek memiliki dua tujuan utama: (1) merupakan bagian dari struktur jembatan yang membentuk jalan raya, dan (2) mendistribusikan beban kendaraan ke elemen pendukung struktur atas. Empat jenis dasar dek kayu adalah papan kayu gergaji, dek laminasi yang dipaku, dek glulam, dan dek komposit kayu-beton. Pemilihan jenis dek terutama bergantung pada tingkat beban yang dibutuhkan.

Papan Kayu

Dek papan kayu mungkin merupakan jenis dek yang paling sederhana. Pada dasarnya, ini adalah kayu gergaji, biasanya setebal 75 hingga 150 mm dan lebar 250 hingga 300 mm, diletakkan mendatar dan dipasang ke balok penyangga dengan paku besar. Umumnya, papan diletakkan melintang terhadap balok dan aliran lalu lintas, tetapi juga dapat diletakkan memanjang pada balok melintang.

Papan kayu hanya digunakan untuk jembatan dengan volume lalu lintas rendah. Papan kayu juga kurang berguna ketika perlindungan anggota penyangga diinginkan karena air dapat mengalir bebas di antara papan yang berdekatan. Selain itu, ketika permukaan yang aus seperti aspal diinginkan, papan kayu tidak disarankan karena defleksi antara papan yang berdekatan akan mengakibatkan retak dan kerusakan pada permukaan yang aus.

Dek Laminasi dan Glulam yang Dipaku

Dek laminasi dan glulam yang dipaku pada dasarnya sama seperti yang dijelaskan sebelumnya untuk struktur atas dek (atau pelat) memanjang. Sistem laminasi yang dipaku biasanya menggunakan kayu setebal 38 mm dan kedalaman 89 hingga 285 mm yang diletakkan berdampingan dan dipaku atau dipaku bersama-sama sepanjang panjangnya. Seluruh dek dipaku bersama untuk bertindak sebagai bagian komposit dan diorientasikan sedemikian rupa sehingga kayu diletakkan melintang terhadap bentang jembatan di atas balok penopang utama, yang berjarak 0,6 hingga 1,8 m. Dulunya merupakan sistem dek yang cukup populer, penggunaannya telah menurun secara signifikan demi dek glulam.

Dek glulam adalah serangkaian panel laminasi, biasanya setebal 130 hingga 220 mm dan lebar 0,9 hingga 1,5 m. Laminasi panel glulam diorientasikan dengan sisi lebarnya secara vertikal. Dek glulam dapat digunakan dengan panel dalam arah melintang atau memanjang. Sistem ini cenderung lebih kuat dan kaku daripada sistem laminasi yang dipaku dan menawarkan perlindungan yang lebih besar dari kelembaban pada elemen pendukung. Terakhir, meskipun panel glulam yang dipasak (lihat Gambar 20.3) lebih mahal untuk dibuat, panel ini menawarkan kontinuitas yang paling besar. Dengan kontinuitas ini, dek yang lebih tipis dapat digunakan, dan peningkatan kinerja permukaan yang aus tercapai karena berkurangnya retak dan kerusakan.

Dek Komposit Kayu-Beton

Dua jenis dasar sistem dek komposit kayu-beton adalah penampang T dan pelat (lihat Gambar 20.5). Penampang T hanyalah batang kayu, biasanya glulam, dengan flensa beton yang juga berfungsi sebagai dek jembatan. Pasak geser adalah pelat yang ditancapkan ke bagian atas batang kayu dan menghasilkan transfer geser yang dibutuhkan. Untuk jembatan bentang tunggal konvensional, beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga menahan semua gaya tekan sementara kayu menahan tegangan. Penampang T komposit telah digunakan dalam beberapa tahun terakhir; namun, biaya pembuatan yang tinggi telah membatasi penggunaannya.

Pelat komposit kayu-beton banyak digunakan pada seperempat kedua abad ke-20, tetapi saat ini jarang digunakan. Konstruksinya menggunakan lapisan kayu yang dilaminasi dengan paku dan pelat beton yang dicor langsung di atas pelat kayu. Pada bentang tunggal yang sederhana, beton kembali menahan tegangan tekan lentur sementara kayu menahan tegangan lentur. Pasak atau pelat geser ditancapkan ke pelat kayu untuk memberikan transfer geser yang diperlukan antara beton dan kayu.

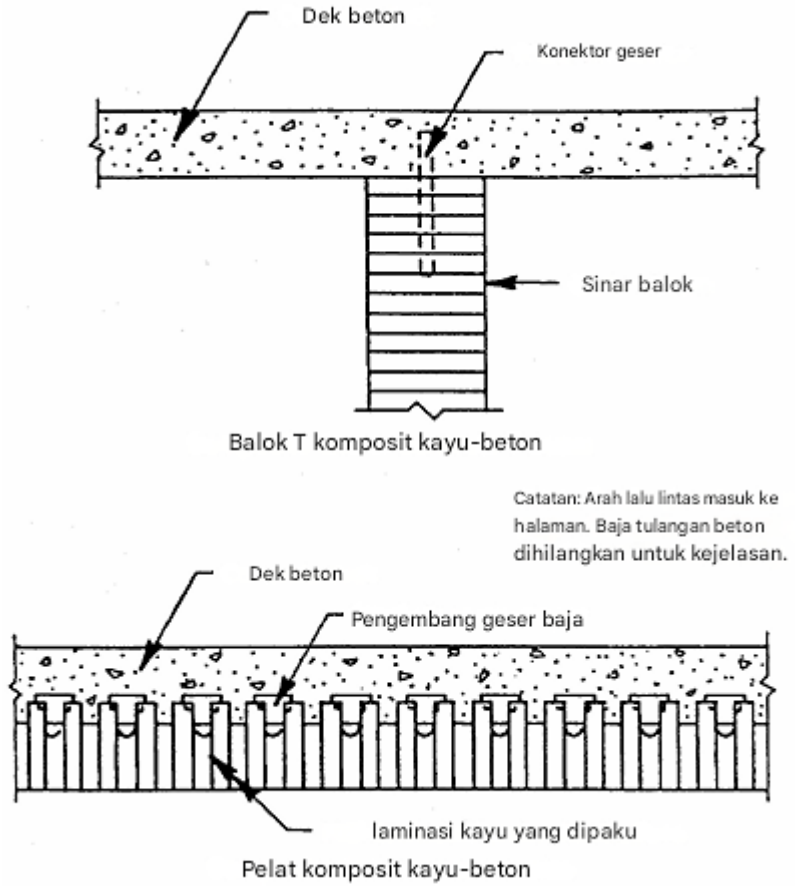
Struktur Bawah

Struktur bawah menopang struktur atas jembatan. Beban yang ditransfer dari struktur atas ke struktur bawah, pada gilirannya, ditransmisikan ke tanah atau batuan pendukung. Jenis struktur bawah spesifik yang dapat digunakan bergantung pada sejumlah variabel, termasuk beban jembatan, kondisi tanah dan lokasi, dll. Meskipun struktur atas jembatan kayu dapat diadaptasi ke hampir semua jenis struktur bawah tanpa memandang materialnya, presentasi berikut ini berfokus pada struktur bawah kayu, khususnya abutmen dan penyangga kayu.

Abutmen

Abutmen memiliki fungsi ganda, yaitu menopang struktur atas jembatan dan tanggul. Bentuk abutmen kayu yang paling sederhana adalah balok kayu, kayu gergaji, atau glulam yang diletakkan langsung di atas tanggul sebagai pondasi sebar. Namun, bentuk ini tidak memuaskan untuk situasi yang menuntut secara struktural. Abutmen kayu yang lebih umum adalah abutmen tiang kayu. Tiang kayu dipancangkan untuk memberikan tingkat kapasitas menahan beban yang tepat melalui tumpuan ujung atau gesekan.

Dinding belakang dan dinding sayap biasanya ditambahkan menggunakan kayu gergaji padat untuk menahan tanggul. Balok penutup kontinu dihubungkan ke bagian atas tiang tempat struktur atas jembatan ditopang. Abutmen tiang kayu dapat dianggap sebagai hibrida antara pondasi sebar dan abutmen tiang. Tiang kayu ditopang oleh pondasi sebar, dan dinding belakang serta dinding sayap ditambahkan untuk menahan tanggul. Abutmen tiang diperlukan ketika kondisi tanah tidak memberikan dukungan yang memadai untuk pondasi sebar atau ketika pengangkatan menjadi perhatian desain.



Gambar 20.5 Dek komposit kayu-beton. (Sumber: Ritter, M.A., EM7700-8, USDA Forest Service, Washington, D.C., 1990.)

Tiang Penyangga

Tiang penyangga adalah sistem pendukung yang digunakan untuk jembatan bentang ganda di antara abutmen. Pada dasarnya, tiang penyangga kayu dibentuk dari serangkaian tiang kayu dengan penguat silang kayu. Namun, ketika tinggi tiang penyangga melebihi yang tersedia untuk tiang pancang, tiang penyangga rangka digunakan. Tiang penyangga rangka cukup umum pada masa awal perkeretaapian, tetapi, karena biaya fabrikasi dan pemeliharaan yang tinggi, tiang penyangga rangka jarang digunakan untuk jembatan baru.

20.4 KONSEP DESAIN JEMBATAN KAYU

Pada bagian ini, pertimbangan dan konsep desain dasar untuk jembatan kayu disajikan. Pembahasan ini harus dianggap sebagai tinjauan umum proses desain untuk jembatan kayu, bukan pengganti spesifikasi atau standar.

Spesifikasi dan Standar

Desain sistem jembatan kayu telah berevolusi dari waktu ke waktu dari apa yang merupakan tradisi dan pada dasarnya pendekatan "pembangun ahli". Manual desain dan spesifikasi tersedia untuk digunakan oleh para insinyur yang terlibat atau tertarik pada desain jembatan kayu. Ini termasuk Jembatan Kayu: Desain, Konstruksi, Inspeksi, dan Pemeliharaan,

Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, dan Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya.

Industri kayu, melalui *American Forest and Paper Association* (AF&PA), menerbitkan nilai desain untuk kayu gergaji padat dan kayu laminasi lem untuk desain tegangan yang diizinkan dan desain faktor beban dan resistensi. Alih-alih menyajikan aspek-aspek desain jembatan yang umum untuk semua jenis jembatan, fokus presentasi berikut akan pada aspek-aspek yang spesifik untuk desain jembatan kayu. Karena desain jembatan sering diatur oleh AASHTO, fokus akan pada spesifikasi AASHTO. Namun, AF&PA adalah asosiasi yang mengawasi desain teknik kayu, seperti halnya ACI untuk beton dan AISC untuk baja, dan prosedur desain yang direkomendasikan AF&PA juga akan dipresentasikan.

Nilai Desain

Nilai desain untuk kayu disediakan dalam sejumlah sumber, termasuk spesifikasi AF&PA dan spesifikasi AASHTO. Meskipun nilai desain yang dipublikasikan oleh sumber-sumber ini didasarkan pada prosedur yang sama sesuai standar ASTM, nilai spesifik berbeda karena asumsi yang dibuat untuk kondisi penggunaan akhir. Perancang harus berhati-hati untuk menggunakan nilai desain yang sesuai dengan spesifikasi desain yang dimaksudkan. Misalnya, desain tidak boleh menggunakan nilai desain AF&PA secara langsung dalam prosedur desain AASHTO karena AF&PA dan AASHTO membuat asumsi penggunaan akhir yang berbeda.

Nilai Desain "Referensi" AF&PA

Manual AF&PA untuk Konstruksi Kayu Rekayasa: Desain Faktor Beban dan Ketahanan menyediakan nilai desain nominal untuk kayu yang dinilai secara visual dan mekanis, kayu glulam, dan sambungan. Nilai-nilai ini mencakup kekuatan lentur referensi, F_b; kekuatan tarik referensi sejajar dengan serat, F_t; kekuatan geser referensi sejajar dengan serat, F_v; kekuatan tekan referensi sejajar dan tegak lurus terhadap serat, F_c dan F_{c1}, masing-masing; kekuatan tumpu referensi sejajar dengan serat, F_g; dan modulus elastisitas referensi, E. Nilai-nilai ini sesuai untuk digunakan dengan ketentuan LRFD.

Demikian pula, Suplemen untuk NDS® menyediakan tabel nilai desain untuk kayu yang dinilai secara visual dan dinilai berdasarkan tegangan mesin, dan kayu glulam untuk digunakan dalam desain tegangan yang diizinkan (ASD). Besaran dasar sama seperti pada LRFD, tetapi dalam bentuk tegangan yang diizinkan dan sesuai untuk digunakan dengan ketentuan ASD dari NDS. Selain itu, NDS menyediakan nilai desain yang diizinkan dalam bentuk tabel untuk banyak jenis sambungan mekanis.

Satu perbedaan utama antara nilai desain ASD dan LRFD, selain ASD yang menetapkan tegangan yang diizinkan dan LRFD yang menetapkan kekuatan nominal, adalah perlakuan terhadap durasi efek beban. Tegangan yang diizinkan (kecuali kompresi tegak lurus terhadap serat kayu) ditabelkan dalam NDS dan di tempat lain untuk durasi beban 10 tahun yang diasumsikan sebagai pengakuan atas durasi efek beban yang dibahas sebelumnya. Tegangan tekan yang diizinkan tegak lurus terhadap serat kayu tidak disesuaikan karena definisi deformasi kegagalan digunakan untuk mode ini daripada fraktur seperti pada semua mode lainnya; dengan demikian penyesuaian dianggap tidak perlu.

Demikian pula, modulus elastisitas tidak disesuaikan dengan durasi 10 tahun karena penyesuaian didefinisikan untuk kekuatan, bukan kekakuan. Untuk LRFD, kekuatan nominal jangka pendek (yaitu, 20 menit) ditabelkan untuk semua nilai kekuatan. Dalam LRFD, kekuatan desain dikurangi untuk beban desain durasi lebih lama berdasarkan kombinasi beban yang dipertimbangkan. Sebaliknya, dalam NDS, tegangan yang diizinkan ditingkatkan untuk durasi beban yang lebih pendek dan hanya dikurangi untuk pembebanan permanen (yaitu, lebih dari 10 tahun).

Nilai Desain "Dasar" AASHTO-LRFD

AASHTO-LRFD menerbitkan nilai desainnya sendiri yang berbeda dari nilai desain AF&PA LRFD. AASHTO menerbitkan kekuatan lentur dasar, F_{b0}; kekuatan tarik dasar sejajar dengan serat, F_{t0}; kekuatan geser dasar sejajar dengan serat, F_{v0}; kekuatan tekan dasar sejajar dan tegak lurus terhadap serat, F_{c0} dan F_{c1}, masing-masing; dan modulus elastisitas dasar, E_0. Sementara NDS menerbitkan nilai desain berdasarkan asumsi durasi beban 10 tahun dan AF&PA LRFD mengasumsikan durasi beban jangka pendek (20 menit), AASHTO menerbitkan nilai desain berdasarkan asumsi durasi 2 bulan.

Tabel 20.2 Faktor untuk Mengonversi Nilai NDS-ASD ke Nilai AASTHO-LRFD

Bahan	Properti					
	F_b	F_v	F_c	F_{c1}	F_t	E
Kayu dimensi	2.35	3.05	1.90	1.75	2.95	0.90
Balok dan penopang, tiang dan kayu	2.80	3.15	2.40	1.75	2.95	1.00
Glulam	2.20	2.75	1.90	1.35	2.35	0.83

Sayangnya, nilai desain yang diterbitkan AASHTO tidak selengkap (terkait spesies, mutu, ukuran, serta sifat spesifik) seperti yang diterbitkan AF&PA. Namun, AASHTO-LRFD menyediakan penyesuaian dari nilai desain referensi yang diterbitkan AF&PA sehingga dapat digunakan dalam spesifikasi AASHTO. Untuk nilai desain yang tidak disediakan dalam AASHTO-LRFD, faktor konversi disediakan dari tegangan izin NDS ke kekuatan dasar AASHTO-LRFD. Tabel 20.2 menyediakan penyesuaian ini untuk kayu gergaji padat dan kayu laminasi lem. Perancang diperingatkan bahwa faktor konversi ini berasal dari tegangan izin NDS, bukan nilai kekuatan AF&PA-LRFD.

Penyesuaian Nilai Desain

Selain menyediakan nilai desain referensi atau dasar, spesifikasi AF&PA-LRFD, NDS, dan AASHTO-LRFD menyediakan faktor penyesuaian untuk menentukan nilai desain akhir yang disesuaikan. Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan meliputi durasi beban (disebut efek waktu dalam LRFD), layanan basah, suhu, stabilitas, ukuran, volume, penggunaan berulang, kelengkungan, orientasi (bentuk), dan luas bantalan. Masing-masing faktor ini akan dibahas lebih lanjut; namun, penting untuk dicatat bahwa tidak semua faktor berlaku untuk semua nilai desain, dan tidak semua faktor termasuk dalam semua spesifikasi desain. Perancang harus berhati-hati untuk menerapkan faktor yang sesuai dengan benar.

Faktor Penyesuaian AF&PA

Kekuatan referensi LRFD dan tegangan yang diizinkan ASD didasarkan pada kondisi referensi yang ditentukan berikut: (1) penggunaan kering di mana EMC maksimum tidak melebihi 19% untuk kayu solid dan 16% untuk produk kayu yang direkatkan; (2) suhu kontinu hingga 32°C, suhu sesekali hingga 65°C (atau sebentar melebihi 93°C untuk panel penggunaan struktural); (3) tidak diolah (kecuali untuk tiang dan pancang); (4) material baru, bukan material yang digunakan kembali atau didaur ulang; dan (5) anggota tunggal tanpa pembagian beban atau aksi komposit. Untuk menyesuaikan nilai desain referensi untuk kondisi lain, disediakan faktor penyesuaian yang diterapkan pada nilai desain referensi yang dipublikasikan:

$$R' = R \cdot C_1 \cdot C_2 \dots C_n \tag{20.2}$$

di mana R' = nilai desain yang disesuaikan (resistensi), R = nilai desain referensi, dan C_1, C_2, … C_n = faktor penyesuaian yang berlaku. Faktor penyesuaian, sebagian besar, sama antara LRFD dan ASD. Banyak faktor merupakan fungsi dari jenis, mutu, dan/atau spesies material, sementara faktor lain umum untuk semua spesies dan mutu. Untuk kayu gergaji padat, kayu laminasi lem, tiang pancang, dan sambungan, faktor penyesuaian disediakan dalam manual AF&PA LRFD dan NDS. Untuk LRFD dan ASD, banyak faktor yang perlu dipertimbangkan, termasuk layanan basah, suhu, perlakuan pengawet, perlakuan tahan api, aksi komposit, pembagian beban (penggunaan berulang), ukuran, stabilitas balok, stabilitas kolom, luas bantalan, bentuk (yaitu, rupa), efek waktu (durasi beban), dll.

Banyak dari faktor-faktor ini akan dibahas karena berkaitan dengan desain spesifik; namun, beberapa faktor unik untuk aplikasi spesifik dan tidak akan dibahas lebih lanjut. Empat faktor yang diterapkan pada semua properti desain adalah faktor layanan basah, C_M; Faktor suhu, C_t; faktor perlakuan pengawet, C_{pt}; dan faktor perlakuan tahan api, C_{rt}. Masing-masing penyedia perlakuan memberikan dua faktor perlakuan, tetapi faktor layanan basah dan suhu disediakan dalam Manual AF&PA LRFD. Misalnya, ketika mempertimbangkan desain elemen kayu gergaji padat, nilai penyesuaian yang diberikan dalam Tabel 20.3 untuk layanan basah, yang didefinisikan sebagai EMC maksimum yang melebihi 19%, dan Tabel 20.4 untuk suhu, yang berlaku ketika suhu kontinu melebihi 32°C, berlaku untuk semua nilai desain. Seringkali pada jembatan, karena pada dasarnya merupakan struktur yang terpapar, MC diperkirakan akan melebihi 19%. Demikian pula, suhu mungkin menjadi perhatian, tetapi tidak sesering MC.

Karena, seperti yang telah dibahas, LRFD dan ASD menangani efek waktu (durasi beban) dengan sangat berbeda dan karena efek durasi beban agak unik untuk desain kayu, maka tepat untuk menguraikannya di sini. Baik menggunakan ASD atau LRFD, struktur kayu dirancang untuk menahan semua kombinasi beban yang sesuai kombinasi tanpa faktor untuk ASD dan kombinasi dengan faktor untuk LRFD. Faktor efek waktu (LRFD) dan durasi beban (ASD) dimaksudkan untuk mengakui fakta bahwa kegagalan kayu diatur oleh mekanisme rambatan-pecah; yaitu, elemen kayu dapat gagal pada beban yang kurang dari kekuatan jangka pendeknya jika beban tersebut ditahan untuk jangka waktu yang lama. Dalam LRFD, faktor efek

waktu, λ, didasarkan pada kombinasi beban yang sedang dipertimbangkan. Dalam ASD, faktor durasi beban, C_D, diberikan dalam hal durasi kumulatif beban desain yang diasumsikan.

Tabel 20.3 Faktor Penyesuaian Layanan Basah AF&PA LRFD, C_M

Ketebalan	Ukuran disesuaikan F_b		F_t	Ukuran disesuaikan F_c		F_v	F_{c1}	E, E_{05}
	≤20 MPa	>20 MPa		≤12.4 MPa	>12.4 MPa			
≤90 mm	1.00	0.85	1.00	1.00	0.80	0.97	0.67	0.90
>90 mm	1.00	1.00	1.00	0.91	0.91	1.00	0.67	1.00

a Nilai referensi disesuaikan hanya untuk ukuran.

Tabel 20.4 Faktor Penyesuaian Suhu AF&PA-LRFD, C_t

Suhu Berkelanjutan (◦C)	Penggunaan Kering		Penggunaan Basah	
	E, E_{05}	Semua Properti Lainnya.	E, E_{05}	Semua Properti Lainnya.
32 < T ≤ 48	0.9	0.8	0.9	0.7
48 < T ≤ 65	0.9	0.7	0.9	0.5

Faktor Penyesuaian AASHTO-LRFD

Nilai desain dasar AASHTO-LRFD didasarkan pada kondisi referensi yang ditentukan berikut: (1) penggunaan basah di mana EMC maksimum melebihi 19% untuk kayu solid dan 16% untuk produk kayu yang direkatkan (ini berlawanan dengan penggunaan kering yang diasumsikan oleh AF&PA, karena penggunaan jembatan tipikal menyiratkan penggunaan basah); (2) suhu kontinu hingga 32°C, suhu sesekali hingga 65°C; (3) tidak diolah (kecuali untuk tiang dan pancang); (4) material baru, bukan material yang digunakan kembali atau didaur ulang; dan (5) anggota tunggal tanpa pembagian beban atau aksi komposit. AASHTO memiliki lebih sedikit penyesuaian yang tersedia untuk dipertimbangkan oleh perancang, terutama tetapi tidak sepenuhnya karena aplikasi spesifik. Untuk menyesuaikan nilai desain dasar untuk kondisi lain, AASHTO-LRFD menyediakan persamaan penyesuaian berikut:

$$F = F_0 \cdot C_F \cdot C_M \cdot C_D \tag{20.3}$$

di mana F = nilai desain yang disesuaikan (resistensi), F_0 = nilai desain dasar, C_F = faktor penyesuaian ukuran, C_M = faktor penyesuaian kadar air, C_D = faktor penyesuaian dek, dan C_S = faktor penyesuaian stabilitas. Faktor ukuran hanya berlaku untuk lentur dan pada dasarnya sama dengan yang digunakan oleh AF&PA untuk kayu gergaji padat dan sama dengan faktor efek volume yang digunakan oleh AF&PA untuk kayu laminasi vertikal. Untuk kayu gergaji padat dan kayu laminasi vertikal, faktor ukuran didefinisikan sebagai

$$C_F = \left(\frac{300}{d}\right)^{1/9} \leq 1.0 \tag{20.4}$$

Tabel 20.5 Faktor Penyesuaian Kadar Air AASHTO-LRFD, C_M, untuk Kayu Lapis Karet

Properti					
F_b	F_v	F_c	F_{cp}	F_t	E

1.25	1.15	1.35	1.90	1.25	1.20

di mana d = lebar (mm). Persamaan tersebut menyiratkan bahwa jika kayu yang digunakan memiliki lebar kurang dari atau sama dengan 300 mm, tidak diperlukan penyesuaian. Namun, jika lebar yang digunakan lebih besar dari 300 mm, maka diperlukan pengurangan nilai desain lentur dasar yang dipublikasikan. Untuk kayu laminasi lem horizontal, faktor "ukuran" mungkin lebih tepat disebut faktor volume (sesuai AF&PA). Faktor ukuran untuk laminasi lem diberikan sebagai

$$C_F = \left[\left(\frac{300}{d}\right)\left(\frac{130}{b}\right)\left(\frac{6400}{L}\right)\right]^a \leq 1.0 \qquad (20.5)$$

di mana d = lebar (mm), b = ketebalan (mm), L = bentang (mm), dan a = 0,05 untuk pinus selatan dan 0,10 untuk semua glulam spesies lainnya. Seperti halnya penyesuaian ukuran sebelumnya, jika dimensi glulam melebihi 130 x 300 x 6400, maka pengurangan kekuatan lentur diperlukan.

Tidak seperti faktor ukuran, faktor kelembaban berlaku untuk semua nilai desain yang dipublikasikan, bukan hanya kekuatan lentur. Faktor penyesuaian kelembaban, C_M, sekali lagi mirip dengan yang diberikan oleh AF&PA; namun, faktor ini tertanam dalam nilai desain dasar yang dipublikasikan. Kecuali dinyatakan lain, C_M harus diasumsikan sebagai satu. Satu-satunya pengecualian adalah ketika glulam digunakan dan kadar air diperkirakan kurang dari 16%. Peningkatan nilai desain kemudian diizinkan sesuai Tabel 20.5. Peningkatan serupa tidak diizinkan untuk kayu yang digunakan pada kadar air kurang dari 19% menurut AASHTO. Ini adalah pendekatan konservatif dibandingkan dengan pendekatan AF&PA.

Faktor penyesuaian dek, C_D, sekali lagi spesifik untuk resistensi lentur, F_b, dari kayu dengan lebar 50 hingga 100 mm yang digunakan dalam sistem dek laminasi tegangan dan laminasi mekanis (paku atau paku). Untuk dek laminasi tegangan, kekuatan lentur dapat ditingkatkan dengan faktor C_D = 1,30 untuk kayu kelas struktural tertentu, dan C_D = 1,5 untuk kelas No. 1 dan No. 2. Untuk dek laminasi mekanis, kekuatan lentur semua kelas dapat ditingkatkan dengan faktor C_D = 1,15.

Karena, seperti yang telah dibahas, AF&PA LRFD dan ASD menangani efek waktu (durasi beban) dengan sangat berbeda dan karena efek durasi beban agak unik untuk desain kayu, maka tepat untuk menguraikannya di sini dan memahami bagaimana efek waktu diperhitungkan oleh AASHTO-LRFD. Secara implisit dalam Spesifikasi AASHTO-LRFD, λ = 0,8 diasumsikan untuk beban hidup kendaraan.

Nilai desain dasar yang dipublikasikan dikurangi dengan faktor 0,80 untuk memperhitungkan efek waktu. Namun, untuk kombinasi beban kekuatan IV, diperlukan pengurangan sebesar 75%. Kombinasi beban ini hanya untuk beban mati. Alasan di balik pengurangan ini terdapat pada faktor efek waktu AF&PA-LRFD. Untuk kombinasi beban yang diatur oleh beban hidup, AF&PA mensyaratkan λ = 0,8; dan untuk beban mati saja, digunakan

λ = 0,6. Rasio faktor efek waktu beban mati terhadap faktor efek waktu beban hidup adalah 0,6/0,8 = 0,75.

Desain Balok

Fokus pembahasan selanjutnya akan pada ketentuan desain yang ditentukan dalam AASHTO-LRFD untuk elemen kayu. Desain balok kayu mengikuti teori balok tradisional. Kekuatan lentur balok umumnya menjadi perhatian utama dalam desain balok, tetapi pertimbangan faktor lain seperti geser horizontal, daya dukung, dan defleksi juga sangat penting untuk keberhasilan desain.

Kapasitas Momen

Dalam hal momen, resistansi terfaktor desain AASHTO-LRFD, M_r, diberikan oleh

$$M_r = \phi_b M_n = \phi_b F_b S C_s \tag{20.6}$$

di mana ϕ_b = faktor resistensi untuk lentur = 0,85, M_n = resistensi momen nominal yang disesuaikan, F_b = kekuatan lentur yang disesuaikan, S = modulus penampang, dan C_s = faktor stabilitas balok.

Faktor stabilitas balok, C_s, hanya digunakan ketika mempertimbangkan lentur sumbu kuat karena balok yang berorientasi pada sumbu lemahnya tidak rentan terhadap ketidakstabilan lateral. Selain itu, faktor stabilitas balok tidak perlu melebihi nilai faktor efek ukuran. Faktor stabilitas balok diambil sebagai 1,0 untuk elemen dengan penguat lateral kontinu; jika tidak, C_s dihitung dari

$$C_s = \frac{1+A}{1.9} - \sqrt{\frac{(1+A)^2}{3.61} - \frac{A}{0.95}} \leq C_F \tag{20.7}$$

Dimana

$$A = \frac{0.438\, EB^2}{L_e d F_b} \quad \text{untuk kayu gergajian padat yang dinilai secara visual} \tag{20.8}$$

Dan

$$A = \frac{0.609\, Eb^2}{L_e d F_b} \quad \text{untuk kayu olahan mekanis dan kayu laminasi} \tag{20.9}$$

di mana E = modulus elastisitas, b = ketebalan bersih, d = lebar bersih, L_e = panjang efektif, dan F_b = kekuatan lentur yang disesuaikan. Panjang efektif, L_e, memperhitungkan baik gerakan lateral maupun fenomena torsi dan diberikan dalam spesifikasi AASHTO-LRFD untuk panjang tanpa penyangga tertentu, L_u, yang didefinisikan sebagai jarak antara titik-titik penyangga lateral dan rotasi. Untuk $L_u/d < 7$, panjang efektif tanpa penyangga, $L_e = 2.06L_u$; untuk $7 \leq L_u/d \leq 14.3, L_e = 1.63L_u + 3d$; dan untuk $l_u/d > 14.3, L_e = 1.84L_u$.

Meskipun faktor penyesuaian dasar untuk stabilitas balok cukup mirip antara AASHTO dan AF&PA, pertimbangan stabilitas balok dan efek ukuran yang digabungkan berbeda secara signifikan dari pendekatan yang digunakan oleh AF&PA. Untuk kayu gergaji padat, AF&PA mensyaratkan faktor ukuran dan faktor stabilitas balok diterapkan. Untuk glulam, AF&PA menetapkan bahwa faktor volume atau faktor stabilitas yang digunakan lebih kecil. AASHTO dibandingkan dengan AF&PA berpotensi tidak konservatif terhadap elemen kayu dan konservatif terhadap elemen glulam.

Kapasitas Geser

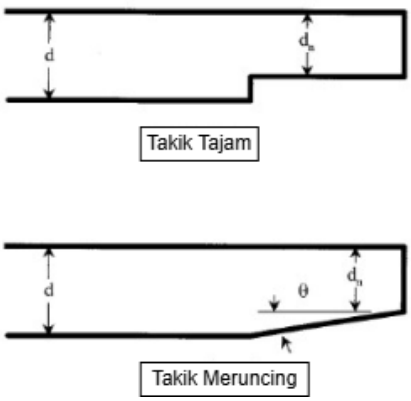
Mirip dengan lentur, persamaan desain dasar untuk resistensi geser terfaktor, V_r, diberikan oleh

$$V_r = \phi_v V_n = \phi_v \frac{F_v bd}{1.5} \tag{20.10}$$

di mana ϕ_v = faktor resistensi geser = 0,75, V_n = resistensi geser nominal yang disesuaikan, F_v = kekuatan geser yang disesuaikan, dan b dan d = ketebalan dan lebar, masing-masing. Jelas, ekspresi terakhir dalam Persamaan (20.10) mengasumsikan penampang persegi panjang, resistensi geser nominal dapat ditentukan dari hubungan

$$V_n = \frac{F_v Ib}{Q} \tag{20.11}$$

di mana I = momen inersia dan Q = momen statis suatu area terhadap sumbu netral.



Gambar 20.6 Balok berlekuk: (a) lekukan tajam; (b) lekukan meruncing.

Pada jembatan kayu, lekukan sering dibuat di penyangga untuk memberikan ruang bebas dan toleransi vertikal seperti yang diilustrasikan pada Gambar 20.6; namun, konsentrasi tegangan yang dihasilkan dari lekukan ini secara signifikan memengaruhi ketahanan geser penampang. AASHTO-LRFD tidak membahas kondisi ini, tetapi AF&PA memberikan beberapa panduan kepada perancang. Pada penampang di mana kedalaman berkurang karena adanya lekukan, ketahanan geser penampang berlekuk ditentukan dari

$$V' = \left(\frac{2}{3}F_v' b d_n\right)\left(\frac{d_n}{d}\right) \tag{20.12}$$

di mana d = kedalaman bagian yang tidak berlekuk dan d_n = kedalaman elemen setelah lekukan. Ketika lekukan dibuat sedemikian rupa sehingga sebenarnya merupakan potongan tirus bertahap pada sudut θ dari sumbu longitudinal balok, konsentrasi tegangan yang dihasilkan dari lekukan berkurang dan persamaan di atas menjadi

$$V' = \left(\frac{2}{3}F_v' b d_n\right)\left(1 - \frac{(d - d_n)\sin\theta}{d}\right) \tag{20.13}$$

Mirip dengan takik, sambungan juga dapat menghasilkan konsentrasi tegangan yang signifikan yang mengakibatkan penurunan kapasitas geser. Jika suatu sambungan menghasilkan setidaknya setengah dari gaya geser anggota pada kedua sisi sambungan, maka resistensi geser ditentukan oleh

$$V' = \left(\frac{2}{3}F_v' b d_e\right)\left(\frac{d_e}{d}\right) \tag{20.14}$$

di mana d_e = kedalaman efektif penampang pada sambungan yang didefinisikan sebagai kedalaman elemen dikurangi jarak dari tepi yang tidak dibebani (atau tepi yang tidak dibebani terdekat jika kedua tepi tidak dibebani) ke pusat pengikat terdekat untuk pengikat tipe pasak (misalnya, baut).

Kapasitas Dukung

Aspek terakhir dari desain balok yang akan dibahas di bagian ini adalah daya dukung pada tumpuan. Persamaan desain yang mengatur untuk kapasitas dukung terfaktor tegak lurus terhadap serat kayu, $P_{r\perp}$, adalah

$$P_{r\perp} = \phi_c P_{n\perp} = \phi_c F_{c\perp} A_b C_b \tag{20.15}$$

di mana ϕ_c = faktor resistensi untuk kompresi = 0,90, P_{np} = resistensi kompresi nominal yang disesuaikan tegak lurus terhadap serat kayu, F_{cp} = kekuatan kompresi yang disesuaikan tegak lurus terhadap serat kayu, A_b = luas bantalan, dan C_b = faktor bantalan.

Faktor luas bantalan, C_b, memungkinkan peningkatan kekuatan kompresi ketika panjang bantalan sepanjang serat kayu, l_b, tidak lebih dari 150 mm sepanjang panjang elemen, setidaknya 75 mm dari ujung elemen, dan tidak berada di daerah dengan tegangan lentur tinggi. Faktor bantalan C_b diberikan oleh AF&PA sebagai

$$C_b = (l_b + 9.5)/l_b \tag{20.16}$$

di mana l_b dalam mm. Persamaan ini merupakan dasar untuk faktor penyesuaian yang disajikan dalam AASHTO-LRFD. Misalnya, jika panjang bantalan 50 mm digunakan, kekuatan bantalan dapat ditingkatkan dengan faktor (50 + 9,5)/50 = 1,19.

Anggota yang Dibebani Secara Aksial

Desain anggota yang dibebani secara aksial cukup mirip dengan desain balok. Tarik, tekan, dan kombinasi aksial dan lentur dibahas dalam AASHTO-LRFD.

Kapasitas Tarik

Persamaan desain yang mengatur untuk kapasitas tarik terfaktor sejajar dengan serat kayu, P_{rt}, adalah

$$P_{rt} = \phi_t P_{nt} = \phi_t F_u A_n \tag{20.17}$$

di mana ϕ_t = faktor resistensi untuk tegangan = 0,80, P_{nt} = resistensi tegangan nominal yang disesuaikan sejajar dengan serat kayu, F_t = kekuatan tegangan yang disesuaikan, dan A_n = luas bersih terkecil dari komponen.

Kapasitas Kompresi

Dalam hal kompresi sejajar dengan serat kayu, resistensi terfaktor desain AASHTO-LRFD, P_{rc} diberikan oleh

$$P_{rc} = \phi_c P_{nc} = \phi_c F_c A C_p \tag{20.18}$$

di mana ϕ_c = faktor resistensi lentur = 0,85, dan P_{nc} = resistensi tekan nominal yang disesuaikan, F_c = kekuatan tekan yang disesuaikan, A = luas penampang, dan C_p = faktor stabilitas kolom.

Faktor stabilitas kolom, C_p, memperhitungkan kecenderungan kolom untuk menekuk. Faktor ini diambil sebagai 1,0 untuk elemen dengan penguat lateral kontinu; jika tidak, C_p dihitung dari salah satu ekspresi berikut, tergantung pada materialnya:

Untuk kayu gergaji:

$$C_p = \frac{1+B}{1.6} - \sqrt{\frac{(1+B)^2}{2.56} - \frac{B}{0.80}} \tag{20.19}$$

Untuk tiang pancang kayu bundar:

$$C_p = \frac{1+B}{1.7} - \sqrt{\frac{(1+B)^2}{2.89} - \frac{B}{0.85}} \tag{20.20}$$

Untuk kayu olahan mekanis dan kayu laminasi lem:

$$C_p = \frac{1+B}{1.8} - \sqrt{\frac{(1+B)^2}{3.24} - \frac{B}{0.9}} \tag{20.21}$$

Dimana

$$B = \frac{4.32Ed^2}{L_e^2 F_b} \text{ untuk kayu gergajian padat yang dinilai secara visual} \quad (20.22)$$

Dan

$$B = \frac{60.2Ed^2}{L_e^2 F_b} \text{ untuk kayu olahan mekanis dan kayu laminasi} \quad (20.23)$$

di mana E = modulus elastisitas, d = lebar bersih (di mana tekuk dapat terjadi), L_e = panjang efektif = faktor panjang efektif dikalikan panjang yang tidak ditopang = KL_u, dan F_b = kekuatan lentur yang disesuaikan.

Tarik dan Lentur Gabungan

AASHTO menggunakan interaksi linier untuk tarik dan lentur:

$$\frac{P_u}{P_{rt}} + \frac{M_u}{M_r} \leq 1.0 \quad (20.24)$$

di mana P_u dan M_u = beban tarik dan momen terfaktor pada elemen, masing-masing, dan P_{rt} dan M_r adalah resistensi terfaktor seperti yang didefinisikan sebelumnya.

Kombinasi Tekan dan Lentur

AASHTO menggunakan interaksi yang sedikit berbeda untuk tekan dan lentur dibandingkan dengan tarik dan lentur:

$$\left(\frac{P_u}{P_{rc}}\right)^2 + \frac{M_u}{M_r} \leq 1.0 \quad (20.25)$$

di mana P_u dan M_u = beban tekan dan momen terfaktor pada elemen, masing-masing, dan P_{rc} dan M_r adalah resistensi terfaktor seperti yang didefinisikan sebelumnya. Istilah kuadrat pada suku tekan dikembangkan dari pengamatan eksperimental dan juga digunakan dalam AF&PA LRFD. Namun, AF&PA menyertakan momen sekunder dalam penentuan M_u, yang diabaikan oleh AASHTO. AF&PA juga menyertakan lentur biaxial dalam persamaan interaksinya.

Sambungan

Pertimbangan desain terakhir yang akan dibahas di bagian ini adalah sambungan. AASHTO-LRFD tidak secara khusus membahas sambungan, sehingga perancang dirujuk ke AF&PA LRFD. Dek harus dipasang pada balok penopang dan balok pada abutmen sedemikian rupa sehingga beban vertikal, longitudinal, dan transversal ditahan. Selain itu, sambungan harus mudah dipasang di lapangan. Sambungan jembatan kayu yang umum adalah sambungan tipe pasak langsung antara dua komponen kayu, atau dengan braket baja.

Desain pengikat dan sambungan untuk kayu telah mengalami perubahan signifikan dalam beberapa tahun terakhir. Detail pengikat dan sambungan umum untuk kayu meliputi paku, staples, sekrup, sekrup lag, pasak, dan baut. Selain itu, cincin belah, pelat geser, konektor

pelat rangka, gantungan balok, dan banyak jenis konektor lainnya tersedia untuk perancang. Persamaan pemeriksaan desain LRFD umum untuk sambungan diberikan sebagai berikut:

$$Z_u \leq \lambda \phi_z Z' \tag{20.26}$$

di mana Z_u = gaya sambungan akibat beban terfaktor, λ = faktor efek waktu yang berlaku, ϕ_z = faktor resistensi untuk sambungan = 0,65, dan Z' = resistensi sambungan yang disesuaikan dengan faktor penyesuaian yang sesuai.

Perlu dicatat bahwa, untuk sambungan, penyesuaian kelembaban didasarkan pada kondisi saat digunakan dan pada kondisi saat fabrikasi; yaitu, jika sambungan difabrikasi dalam kondisi basah tetapi akan digunakan dalam kondisi kering, kondisi basah harus digunakan untuk tujuan desain karena potensi tegangan pengeringan yang mungkin terjadi. Perlu dicatat bahwa C_M tidak memperhitungkan korosi komponen logam dalam sambungan. Penyesuaian lain yang spesifik untuk jenis sambungan (misalnya, faktor serat ujung, C_{eg}; faktor aksi kelompok, C_g; faktor geometri, C_Δ; faktor kedalaman penetrasi, C_d; faktor paku ujung, C_{tn}; dll.) akan dibahas dengan penggunaan spesifiknya. Perlu juga dicatat bahwa ketika kegagalan sambungan dikendalikan oleh elemen non-kayu (misalnya, patah baut), maka faktor efek waktu dianggap satu karena efek waktu bersifat spesifik untuk kayu dan tidak berlaku untuk komponen non-kayu.

Baik dalam LRFD maupun ASD, tabel resistensi referensi (LRFD) dan beban yang diizinkan (ASD) tersedia yang secara signifikan mengurangi perhitungan yang rumit yang diperlukan untuk desain sambungan sederhana. Pada bagian ini, persamaan desain dasar dan prosedur perhitungan disajikan, tetapi tabel desain tidak disediakan di sini.

Desain sambungan tipe pasak umum (yaitu, paku, paku payung, sekrup, baut, dll.) untuk pembebanan lateral saat ini didasarkan pada kemungkinan mode leleh. Berdasarkan kemungkinan mode leleh ini, resistensi lateral ditentukan untuk berbagai sambungan tipe pasak. Persamaan spesifik disajikan pada bagian berikut untuk paku dan paku payung, sekrup, baut, dan sekrup lag. Namun, secara umum, kekuatan bantalan pasak, F_e, diperlukan untuk menentukan resistensi lateral sambungan tipe pasak. Jelas, sifat ini merupakan fungsi dari orientasi beban yang diterapkan pada serat kayu, dan nilai F_e tersedia untuk orientasi sejajar serat kayu, $F_{e\parallel}$, dan tegak lurus serat kayu, $F_{e\perp}$. Kekuatan dukung pasak atau sudut lain terhadap serat kayu, $F_{e\theta}$, ditentukan oleh

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel} F_{e\perp}}{F_{e\parallel} \sin^2 \theta + F_{e\perp} \cos^2 \theta} \tag{20.27}$$

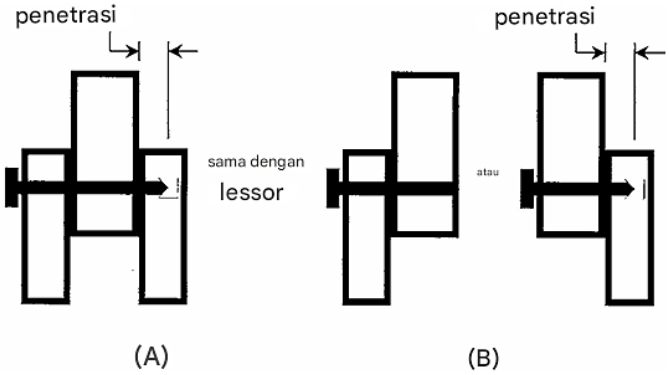
di mana θ = sudut beban terhadap arah yang sejajar dengan serat kayu.

Paku, Paku Payung, dan Sekrup

Paku, paku payung, dan sekrup mungkin merupakan pengikat yang paling umum digunakan dalam konstruksi kayu. Paku umumnya digunakan ketika bebannya ringan seperti dalam konstruksi diafragma dan dinding geser; namun, paku rentan terlepas akibat getaran

atau beban tarik. Paku kawat dan paku payung biasa cukup mirip, kecuali bahwa paku payung memiliki diameter yang lebih besar daripada paku.

Baik paku 12d (yaitu, 12-penny) dan paku payung memiliki panjang 88,9 mm; namun, paku 12d memiliki diameter 3,76 mm sedangkan paku payung memiliki diameter 4,88 mm. Banyak jenis paku telah dikembangkan untuk memberikan ketahanan tarik yang lebih baik, seperti paku batang yang berubah bentuk dan paku berlapis. Meskipun demikian, paku dan paku payung harus dirancang untuk menahan beban yang diterapkan secara lateral dan bukan beban tarik. Sekrup berperilaku serupa dengan paku dan paku payung, tetapi juga memberikan beberapa ketahanan tarik.



Gambar 20.7 Sambungan geser ganda: (a) sambungan lengkap; (b) bidang geser kiri dan kanan.

Ketahanan Lateral

Ketahanan lateral referensi dari paku atau pasak tunggal dalam geser tunggal diambil sebagai nilai terkecil yang ditentukan oleh empat mode pengatur:

$$I_s: \quad Z = \frac{3.3\, D t_s F_{es}}{K_D} \tag{20.28}$$

$$III_m: \quad Z = \frac{3.3\, k_1 D p F_{em}}{K_D(1 + 2\, R_e)} \tag{20.29}$$

$$III_s: \quad Z = \frac{3.3\, k_2 D t_s F_{em}}{K_D(2 + R_e)} \tag{20.30}$$

$$IV: \quad Z = \frac{3.3\, D^2}{K_D} \sqrt{\frac{2\, F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \tag{20.31}$$

di mana D = diameter batang; t_s = ketebalan anggota samping; F_{es} = kekuatan bantalan pasak anggota samping; p = penetrasi batang ke dalam anggota (lihat Gambar 20.7); R_e = rasio kekuatan bantalan pasak anggota utama terhadap anggota samping = F_{em}/F_{es}; F_{yb} = kekuatan

luluh lentur pengikat pasak (yaitu, paku atau paku runcing dalam hal ini); K_D = faktor yang terkait dengan diameter batang sebagai berikut: K_D = 2,2 untuk D ≤ 4,3 mm, K_D = 0,38 D + 0,56 untuk 4,3 mm < D ≤ 6,4 mm, dan K_D = 3,0 untuk D > 6,4 mm; dan k_1 dan k_2 = faktor yang terkait dengan sifat material dan geometri sambungan sebagai berikut:

$$k_1 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}p^2}} \tag{20.32}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}t_s^2}} \tag{20.33}$$

Demikian pula, resistensi lateral referensi dari sekrup kayu tunggal dalam geser tunggal diambil sebagai nilai terkecil yang ditentukan oleh tiga mode pengatur:

$$I_s: \quad Z = \frac{3.3\, Dt_sF_{es}}{K_D} \tag{20.34}$$

$$III_s: \quad Z = \frac{3.3\, k_3Dt_sF_{em}}{K_D(2 + R_e)} \tag{20.35}$$

$$IV: \quad Z = \frac{3.3\, D^2}{K_D}\sqrt{\frac{1.75F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \tag{20.36}$$

di mana K_D didefinisikan untuk sekrup kayu seperti halnya untuk paku dan baut, dan k_3 = faktor yang terkait dengan sifat material dan geometri sambungan sebagai berikut:

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{F_{yb}(2 + R_e)D^2}{2F_{em}t_s^2}} \tag{20.37}$$

Untuk sambungan paku, paku payung, atau sekrup kayu dengan pelat samping baja, persamaan di atas untuk mode leleh Is tidak sesuai. Sebaliknya, resistensi untuk mode tersebut harus dihitung sebagai resistensi bantalan pengikat pada pelat samping baja. Ketika sambungan geser ganda dirancang (Gambar 20.7a), resistensi lateral referensi diambil sebagai dua kali resistensi dari representasi geser tunggal yang lebih lemah dari bidang geser kiri dan kanan (Gambar 20.7b).

Untuk sambungan paku, paku payung, atau sekrup kayu ganda, resistensi terkecil, sebagaimana ditentukan dari Persamaan (20.28) hingga (20.31) untuk paku dan paku payung atau Persamaan (20.34) hingga (20.36) untuk sekrup kayu, cukup dikalikan dengan jumlah pengikat, n_f, dalam detail sambungan. Ketika beberapa pengikat digunakan, jarak minimum

antara pengikat dalam satu baris adalah $10D$ untuk pelat samping kayu dan $7D$ untuk pelat samping baja, dan jarak minimum antara baris pengikat adalah $5D$.

Baik menggunakan satu atau beberapa sambungan paku, paku payung, atau sekrup kayu, jarak minimum dari ujung anggota ke pengikat terdekat adalah $15D$ dengan pelat samping kayu dan $10D$ dengan pelat samping baja untuk anggota tarik, dan $10D$ dengan pelat samping kayu dan $5D$ dengan pelat samping baja untuk anggota tekan. Selain itu, jarak minimum dari tepi anggota ke pengikat terdekat adalah $5D$ untuk tepi yang tidak dibebani dan $10D$ untuk tepi yang dibebani.

Ketahanan lateral referensi harus dikalikan dengan semua faktor penyesuaian yang sesuai. Perlu mempertimbangkan kedalaman penetrasi, C_d, dan serat ujung, C_{eg}, untuk paku, paku payung, dan sekrup kayu. Untuk paku dan paku payung, penetrasi minimum yang diizinkan adalah $6D$, sedangkan untuk sekrup kayu minimumnya adalah $4D$. Faktor kedalaman penetrasi, $C_d = p/12D$, diterapkan pada paku dan paku payung ketika kedalaman penetrasi lebih besar dari minimum, tetapi kurang dari $12D$.

Paku dan paku payung dengan kedalaman penetrasi lebih besar dari $12D$ diasumsikan C_d = 1,0. Faktor kedalaman penetrasi, $C_d = p/7D$, diterapkan pada sekrup kayu ketika kedalaman penetrasi lebih besar dari minimum, tetapi kurang dari $7D$. Sekrup kayu dengan kedalaman penetrasi lebih besar dari $7D$ diasumsikan memiliki C_d = 1,0. Setiap kali paku, pasak, atau sekrup kayu ditancapkan ke serat ujung suatu elemen, faktor serat ujung, C_{eg} = 0,68, diterapkan pada resistensi referensi. Terakhir, selain C_d dan C_{eg}, faktor paku miring, C_{tn} = 0,83, diterapkan pada paku dan pasak untuk sambungan "paku miring". Paku miring biasanya ditancapkan pada sudut sekitar 30◦ terhadap elemen.

Resistensi Aksial

Untuk sambungan yang dibebani secara aksial, tegangan adalah perhatian utama dan diatur oleh kapasitas pengikat (misalnya, luluh paku) atau penarikan pengikat. Ketahanan tarik pengikat (yaitu, paku, pasak, atau sekrup) ditentukan menggunakan prosedur desain logam yang diterima. Ketahanan tarik referensi untuk paku dan pasak dengan batang yang tidak berubah bentuk pada serat samping anggota diberikan oleh

$$Z_w = 31.6\, DG^{2.5} p n_f \tag{20.38}$$

di mana Z_w = resistensi penarikan referensi dalam newton dan G = berat jenis kayu. Untuk paku dan paku payung dengan batang yang cacat, nilai desain ditentukan dari pengujian dan disediakan oleh produsen pengikat, atau Persamaan (20.38) dapat digunakan secara konservatif dengan D = diameter batang terkecil. Untuk sekrup kayu pada serat samping,

$$Z_w = 65.3\, DG^2 p n_f \tag{20.39}$$

Kedalaman penetrasi sekrup kayu minimum setidaknya 25 mm atau setengah dari panjang nominal sekrup diperlukan agar Persamaan (20.39) dapat diterapkan. Tidak ada resistensi penarikan yang diasumsikan untuk paku, paku payung, atau sekrup kayu yang

digunakan pada aplikasi serat ujung. Faktor penyesuaian serat ujung, C_{eg}, dan faktor penyesuaian paku ujung, C_{tn}, sebagaimana didefinisikan untuk resistensi lateral, berlaku untuk resistensi penarikan. Namun, faktor penetrasi tidak berlaku untuk resistensi penarikan.

Resistensi Beban Gabungan

Kecukupan sambungan paku, paku payung, dan sekrup kayu di bawah tegangan aksial dan beban lateral gabungan diperiksa menggunakan persamaan interaksi berikut:

$$\frac{Z_u \cos \alpha}{\lambda \phi_z Z'} + \frac{Z_u \sin \alpha}{\lambda \phi_z Z'_w} \leq 1.0 \tag{20.40}$$

di mana α = sudut antara beban yang diterapkan dan permukaan kayu (yaitu, 0◦ = beban lateral dan 90◦ = penarikan/tegangan).

Baut, Sekrup Pengunci, dan Pasak

Baut, sekrup pengunci, dan pasak umumnya digunakan untuk menghubungkan anggota berdimensi lebih besar di mana kapasitas sambungan yang lebih besar diperlukan. Ketentuan yang disajikan di sini berlaku untuk baut, sekrup pengunci, dan pasak dengan diameter dalam kisaran 6,3 mm ≤ D ≤ 25,4 mm.

Ketahanan Lateral

Ketahanan lateral referensi dari baut atau pasak dalam geser tunggal diambil sebagai nilai terkecil yang ditentukan oleh enam mode yang mengatur:

$$I_m: \quad Z = \frac{0.83\, D t_m F_{em}}{K_\theta} \tag{20.41}$$

$$I_s: \quad Z = \frac{0.83\, D t_s F_{es}}{K_\theta} \tag{20.42}$$

$$II: \quad Z = \frac{0.93\, k_1 D F_{es}}{K_\theta} \tag{20.43}$$

$$III_m: \quad Z = \frac{1.04\, k_2 D t_m F_{em}}{K_\theta (1 + 2R_e)} \tag{20.44}$$

$$III_s: \quad Z = \frac{1.04\, k_3 D t_s F_{em}}{K_\theta (2 + R_e)} \tag{20.45}$$

$$IV: \quad Z = \frac{1.04\, D^2}{K_\theta} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \tag{20.46}$$

di mana D = diameter batang; t_m dan t_s = ketebalan anggota utama dan anggota samping, masing-masing; F_{em} = F_{es} = kekuatan bantalan pasak anggota utama dan anggota samping,

masing-masing; R_e = rasio kekuatan bantalan pasak anggota utama terhadap anggota samping = F_{em}/F_{es}; F_{yb} = kekuatan luluh lentur pengikat pasak (yaitu, paku atau paku runcing dalam hal ini); K_θ = faktor yang terkait dengan sudut antara beban dan sumbu utama (sejajar dengan serat kayu) anggota = 1 + 0,25(θ/90); dan k_1, k_2, dan k_3 = faktor yang terkait dengan sifat material dan geometri sambungan sebagai berikut:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_e + R_e^2) + R_e^2 R_e^3} - R_e(1 + R_e)}{1 + R_e} \tag{20.47}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}t_m^2}} \tag{20.48}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}t_s^2}} \tag{20.49}$$

di mana R_t = rasio ketebalan elemen utama terhadap ketebalan elemen samping = t_m/t_s.

Ketahanan lateral referensi dari baut atau pasak dalam geser ganda diambil sebagai nilai terkecil yang ditentukan oleh empat mode pengatur:

$$I_m: \quad Z = \frac{0.83\, D t_m F_{em}}{K_\theta} \tag{20.50}$$

$$II_s: \quad Z = \frac{1.66\, D t_s F_{es}}{K_\theta} \tag{20.51}$$

$$III_s: \quad Z = \frac{2.08\, k_3 D t_s F_{em}}{K_\theta(2 + R_e)} \tag{20.52}$$

$$IV: \quad Z = \frac{2.08\, D^2}{K_\theta}\sqrt{\frac{2F_{em}F_{yb}}{3(1 + R_e)}} \tag{20.53}$$

di mana k_3 didefinisikan oleh Persamaan (20.49)

Demikian pula, resistensi lateral referensi dari sekrup penahan tunggal dalam geser tunggal diambil sebagai nilai terkecil yang ditentukan oleh tiga mode pengatur:

$$I_s: \quad Z = \frac{0.83\, D t_s F_{es}}{K_\theta} \tag{20.54}$$

$$III_s: \quad Z = \frac{1.19\, k_r D t_s F_{em}}{K_\theta(1 + R_e)} \tag{20.55}$$

$$IV: \quad Z = \frac{1.11\,D^2}{K_\theta}\sqrt{\frac{1.75F_{em}F_{yb}}{3(1+R_e)}} \tag{20.56}$$

di mana k_4 = faktor yang terkait dengan sifat material dan geometri sambungan sebagai berikut:

$$k_4 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{F_{yb}(2+R_e)D^2}{2F_{em}t_s^2}} \tag{20.57}$$

Ketika sambungan sekrup penahan geser ganda dirancang, resistensi lateral referensi diambil sebagai dua kali resistensi dari representasi geser tunggal yang lebih lemah dari bidang geser kiri dan kanan seperti yang dijelaskan untuk sambungan paku dan sekrup kayu.

Anggota kayu sering dihubungkan ke anggota non-kayu dengan sambungan baut dan sekrup penahan (misalnya, kayu ke beton, pasangan bata, atau baja). Untuk sambungan dengan anggota utama beton atau pasangan bata, kekuatan tumpuan pasak, F_{em}, untuk beton atau pasangan bata dapat diasumsikan sama dengan anggota samping kayu dengan ketebalan efektif dua kali ketebalan anggota samping kayu. Untuk sambungan dengan pelat samping baja, persamaan untuk mode leleh I_s dan I_m tidak tepat. Sebaliknya, resistensi untuk mode tersebut harus dihitung sebagai resistensi tumpuan pengikat pada pelat samping baja.

Untuk sambungan baut, sekrup penahan, dan pasak ganda, resistensi terkecil cukup dikalikan dengan jumlah pengikat, n_f, dalam detail sambungan. Ketika beberapa pengikat digunakan, jarak minimum, jarak tepi, dan jarak ujung bergantung pada arah pembebanan. Ketika pembebanan terutama sejajar dengan serat kayu, jarak minimum antara pengikat dalam satu baris (sejajar dengan serat kayu) adalah $4D$, dan jarak minimum antara baris (tegak lurus terhadap serat kayu) pengikat adalah $1{,}5D$ tetapi tidak lebih besar dari 127 mm.* Jarak tepi minimum bergantung pada I_m = panjang pengikat pada elemen utama untuk jarak pada elemen utama atau panjang total pengikat pada elemen samping untuk jarak elemen samping relatif terhadap diameter pengikat. Untuk pengikat yang lebih pendek $(I_m/D \leq 6)$, jarak tepi minimum adalah $1{,}5D$, sedangkan untuk pengikat yang lebih panjang $(I_m/D > 6)$, jarak tepi minimum adalah yang lebih besar antara $5D$ atau setengah dari jarak antar baris (tegak lurus terhadap serat kayu). Jarak ujung minimum adalah $7D$ untuk elemen tarik dan $4D$ untuk elemen tekan. Ketika pembebanan terutama tegak lurus terhadap serat kayu, jarak minimum dalam satu baris (tegak lurus terhadap serat kayu) biasanya dibatasi oleh anggota yang terpasang tetapi tidak boleh melebihi 127 mm,* dan jarak minimum antar baris (sejajar dengan serat kayu) bergantung pada lm.

Untuk panjang pengikat yang lebih pendek ($I_m/D \leq 2$), jarak antar baris dibatasi hingga $2D$; untuk panjang pengikat sedang ($2 < I_m/D < 6$), jarak antar baris dibatasi hingga $(5I_m + 10D)/8$; dan untuk panjang pengikat yang lebih panjang ($I_m/D \geq 6$), jarak dibatasi hingga $5D$; tetapi jarak tidak boleh melebihi 127 mm.* Jarak tepi minimum adalah $4D$ untuk tepi yang

dibebani dan $1{,}5D$ untuk tepi yang tidak dibebani. Terakhir, jarak ujung minimum untuk anggota yang dibebani terutama tegak lurus terhadap serat kayu adalah $4D$.

Resistensi lateral referensi harus dikalikan dengan semua faktor penyesuaian yang sesuai. Penting untuk mempertimbangkan aksi kelompok, C_g, dan geometri, C_Δ untuk baut, sekrup pengikat, dan pasak. Selain itu, kedalaman penetrasi, C_d, dan serat ujung, C_{eg}, perlu dipertimbangkan untuk sekrup pengikat. Faktor aksi kelompok memperhitungkan distribusi beban antara baut, sekrup pengikat, atau pasak ketika satu atau lebih baris pengikat digunakan dan didefinisikan oleh

$$C_g = \frac{1}{n_f}\sum_{i=1}^{n_f} a_i \tag{20.58}$$

di mana n_f = jumlah pengikat pada sambungan, n_r = jumlah baris pada sambungan, dan a_i = jumlah pengikat efektif pada baris i karena distribusi beban pada suatu baris dan didefinisikan oleh

$$a_i = \left(\frac{1+R_{EA}}{1-m}\right)\left[\frac{m(1-m^{2n_i})}{(1+R_{EA}m^{n_i})(1+m)-1+m^{2n_i}}\right] \tag{20.59}$$

*Batas 127 mm dapat dilanggar jika memperhitungkan perubahan dimensi kayu.

di mana

$$m = u - \sqrt{u^2-1} \tag{20.60a}$$

$$u = 1 + \gamma\frac{s}{2}\left(\frac{1}{(EA)_m} + \frac{1}{(EA)_s}\right) \tag{20.60b}$$

dan di mana γ = modulus beban/geser untuk satu pengikat; s = jarak antar pengikat dalam satu baris; $(EA)_m$ dan $(EA)_s$ = kekakuan aksial dari anggota utama dan samping, masing-masing; R_{EA} = rasio nilai yang lebih kecil antara $(EA)_m$ dan $(EA)_s$ terhadap nilai yang lebih besar antara $(EA)_m$ dan $(EA)_s$. Modulus beban/geser, γ, ditentukan dari pengujian atau diasumsikan sebagai γ = $0{,}246D^{1.5}$ kN/mm untuk baut, sekrup penahan, atau pasak pada sambungan kayu-ke-kayu atau $\gamma = 0{,}369D^{1.5}$ kN/mm untuk baut, sekrup penahan, atau pasak pada sambungan kayu-ke-baja.

Faktor geometri, C_Δ, digunakan untuk menyesuaikan sambungan di mana jarak ujung dan/atau jarak antar pengikat dalam satu baris tidak memenuhi batasan yang telah dijelaskan sebelumnya. Dengan mendefinisikan a = jarak ujung minimum sebenarnya, amin = jarak ujung minimum seperti yang ditentukan sebelumnya, s = jarak sebenarnya antar pengencang dalam satu baris, dan smin = jarak minimum seperti yang ditentukan sebelumnya, maka nilai yang

lebih kecil dari faktor geometri berikut digunakan untuk mengurangi resistansi sambungan yang telah disesuaikan:

1. Jarak akhir: untuk, $a \geq a_{min}$, $C_\Delta = 1.0$
untuk $a_{min}/2 \leq a < a_{min}$, $C_\Delta = a/a_{min}$

2. Jarak: untuk, $s \geq s_{min}$, $C_\Delta = 1.0$
untuk $3D \leq s < s_{min}$, $C_\Delta = s/s_{min}$

Selain aksi kelompok dan geometri, faktor kedalaman penetrasi, C_d, dan faktor serat ujung, C_eg, berlaku untuk sekrup lag (bukan baut dan pasak). Penetrasi sekrup lag, termasuk batang dan ulir dikurangi ujung berulir, diharuskan minimal $4D$. Untuk penetrasi minimal $4D$ tetapi tidak lebih dari $8D$, resistensi sambungan dikalikan dengan $C_\mathrm{d} = p/8D$, di mana p = kedalaman penetrasi. Untuk penetrasi minimal $8D$, $C_\mathrm{d} = 1{,}0$. Faktor serat ujung, C_eg, diterapkan ketika sekrup lag dipasang di serat ujung suatu elemen dan diberikan sebagai $C_\mathrm{eg} = 0{,}67$.

Resistensi Aksial

Sekali lagi, resistensi tarik pengikat (yaitu, baut, sekrup lag, atau pasak) ditentukan menggunakan prosedur desain logam yang diterima. Resistensi penarikan hanya sesuai untuk sekrup lag karena baut dan pasak adalah pengikat "tembus elemen". Untuk keperluan penarikan sekrup penahan, kedalaman penetrasi, p, diasumsikan sebagai panjang ulir sekrup dikurangi panjang ujungnya, dan kedalaman penetrasi minimum untuk penarikan adalah yang lebih kecil antara 25 mm atau setengah dari panjang ulir. Resistensi penarikan referensi dari sambungan sekrup penahan kemudian diberikan oleh

$$Z_w = 92.6D^{0.75}G^{1.5}pn_f \tag{20.61}$$

di mana Z_w = resistensi penarikan referensi dalam newton dan G = berat jenis kayu.

Faktor penyesuaian serat ujung, C_eg, berlaku untuk resistensi penarikan sekrup penahan dan didefinisikan sebagai $C_\mathrm{eg} = 0{,}75$.

Resistensi Beban Gabungan

Resistensi sambungan baut, pasak, atau sekrup penahan terhadap beban aksial dan lateral gabungan diberikan oleh

$$Z'_\alpha = \frac{Z' Z'_w}{Z' \sin^2 \alpha + Z'_w \cos^2 \alpha} \tag{20.62}$$

di mana Z'_α = resistensi yang disesuaikan pada suatu sudut dan α = sudut antara beban yang diterapkan dan permukaan kayu (yaitu, $0°$ beban lateral dan $90° =$ penarikan/tegangan).

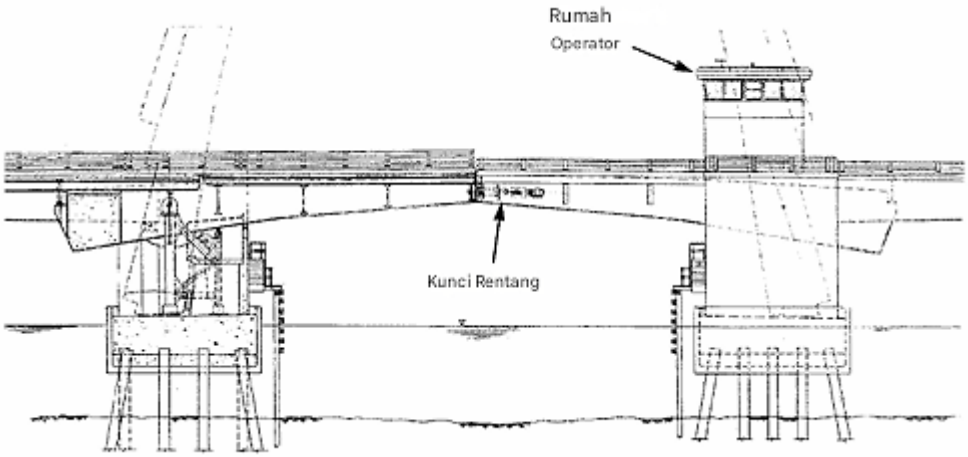
BAB 21
JEMBATAN BERGERAK

21.1 JEMBATAN BERGERAK: PERKEMBANGAN DAN DESAIN

Jembatan bergerak telah menjadi bagian integral dari sistem transportasi AS, perkembangannya sejalan dengan (1) perkembangan kereta api dan (2) perkembangan sistem jalan raya kita. Meskipun terkadang disebut sebagai jembatan angkat, jembatan bergerak telah terbukti menjadi solusi ekonomis untuk masalah bagaimana membawa jalur kereta api atau jalan raya melintasi jalur air yang aktif. Tidak mengherankan jika jembatan bergerak paling sering ditemukan di negara bagian yang memiliki zona pesisir rendah seperti California, Florida, Louisiana, dan New Jersey, atau sejumlah besar jalur air pedalaman seperti Michigan, Illinois, dan Wisconsin.

Yurisdiksi untuk jembatan bergerak saat ini berada di bawah wewenang Penjaga Pantai AS. Dalam kebanyakan kasus, kapal laut memiliki prioritas, dan bentang jembatan yang dapat bergerak harus dibuka untuk lalu lintas laut sesuai permintaan. Prioritas ini tercermin dalam istilah tertutup dan terbuka, yang digunakan untuk menggambarkan posisi bentang jembatan yang dapat bergerak. Jembatan bergerak yang "tertutup" telah menutup jalur air untuk lalu lintas laut, sedangkan jembatan yang "terbuka" telah membuka jalur air untuk lalu lintas laut. Jembatan jalan raya biasanya dirancang untuk tetap dalam posisi tertutup dan hanya dibuka ketika dibutuhkan oleh lalu lintas laut. Namun, jembatan kereta api bergerak dapat dirancang untuk tetap dalam posisi terbuka atau tertutup, tergantung pada seberapa sering jembatan tersebut digunakan oleh lalu lintas kereta api. Perbedaan ini penting karena kondisi desain beban angin dan gempa yang berbeda digunakan untuk mendesain jembatan yang biasanya terbuka dibandingkan dengan jembatan yang biasanya tertutup.

Spesifikasi pertama untuk desain jembatan bergerak diterbitkan oleh *American Railway Engineering Association* (AREA) dalam *Manual of Railway Engineering* tahun 1922. Hingga tahun 1938, spesifikasi ini digunakan untuk mendesain jembatan jalan raya dan kereta api bergerak, ketika *American Association of State Highway Officials* menerbitkan *Standard Specifications for Movable Highway Bridges*. Kedua spesifikasi tersebut sangat mirip, tetapi tetap terpisah. Saat ini, jembatan kereta api bergerak dirancang sesuai dengan Manual AREA, Bab 15, dan jembatan jalan raya bergerak dirancang sesuai dengan *Standard Specifications for Movable Highway Bridges* dari *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Spesifikasi ini terutama mencakup aspek mekanik dan listrik dari jembatan bergerak; desain struktural jembatan dibahas di bagian lain dari Manual AREA untuk jembatan kereta api atau Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya.



Gambar 21.1 Jembatan South Slough (Charleston), Coos County, Oregon.

21.2 JENIS-JENIS JEMBATAN BERGERAK

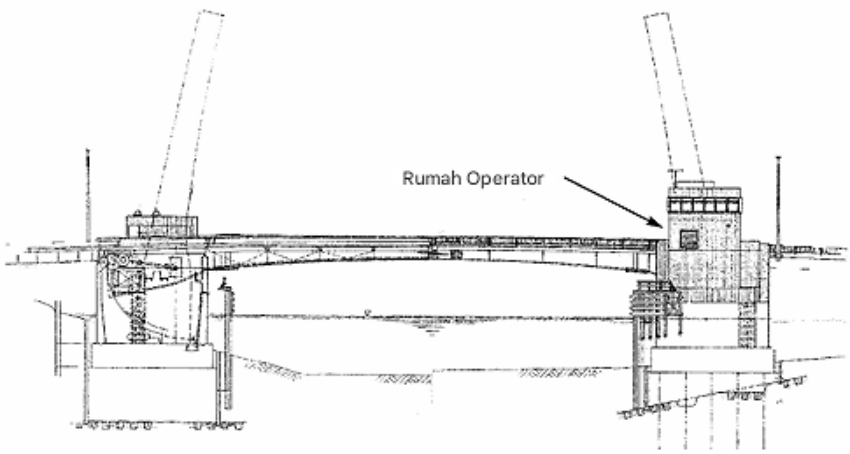
Tiga kategori utama jembatan bergerak adalah jembatan ayun, jembatan angkat, dan jembatan angkat vertikal. Daftar ini tidak lengkap dan ada jenis lain, seperti jembatan jackknife, jembatan retikulasi, jembatan yang dapat ditarik, dan jembatan apung yang tidak umum dan tidak akan dijelaskan di sini. Namun, pembaca harus menyadari bahwa jembatan bergerak dapat dibuat sesuai dengan kebutuhan lokasi tertentu dan tidak terbatas pada jenis yang dibahas di bawah ini.

Jembatan Angkat

Jembatan angkat berkaitan dengan jembatan angkat abad pertengahan yang melindungi kastil dan merupakan ilustrasi yang familiar dalam buku-buku sekolah. Fungsinya sama; daun bentang jembatan angkat (atau daun jika ada dua) berputar dari posisi horizontal (tertutup) ke posisi vertikal (terbuka) untuk memungkinkan penggunaan jalur air di bawahnya. Gambar 21.1 mengilustrasikan jembatan angkat balok dek daun ganda yang khas, Jembatan South Slough (Charleston), Coos County, Oregon, yang membentang sepanjang 126 kaki (38,4 m) di antara poros. Jembatan jalan raya ini memiliki sejumlah fitur. Jembatan ini berjenis poros karena bentang angkat berputar di sekitar poros. Pemberat, yang berada di ujung belakang daun dan berfungsi untuk menyeimbangkan daun di sekitar poros, ditempatkan di luar pilar sehingga terbuka. Ini menguntungkan karena meminimalkan lebar pilar. Perhatikan juga bahwa ujung belakang daun bereaksi terhadap bentang di sampingnya untuk menghentikan bentang dan menahan gaya angkat ketika ada lalu lintas (beban hidup) pada bentang tersebut. Terdapat mekanisme batang pengunci di antara kedua daun yang mentransfer geser beban hidup di antara daun saat beban hidup berpindah dari satu daun ke daun lainnya.

Kunci-kunci (juga disebut kunci tengah untuk membedakannya dari kunci ujung yang disediakan di ujung belakang beberapa jembatan angkat) hanya mentransfer gaya geser dan memungkinkan rotasi, ekspansi, dan kontraksi terjadi di antara daun-daun jembatan. Jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 21.1 dioperasikan secara mekanis, dengan mesin penggerak di setiap pilar untuk menaikkan dan menurunkan daun-daun jembatan.

Fitur lain yang perlu diperhatikan adalah rumah operator, yang juga disebut rumah kendali. Rumah ini terletak sedemikian rupa sehingga operator memiliki pandangan yang jelas baik ke atas maupun ke bawah jalan raya dan jalur air, yang diperlukan ketika daun-daun jembatan dinaikkan dan diturunkan. Lantai bawah rumah operator biasanya menampung peralatan listrik, generator darurat, kamar mandi, bengkel, dan ruang penyimpanan. Jembatan ini memiliki sistem fender yang berdiri sendiri yang dimaksudkan untuk memandu pelayaran melalui saluran sambil melindungi pilar dari benturan. Meskipun tidak berhubungan langsung dengan jembatan angkat, penggunaan cetakan pondasi pracetak dan timbunan tremie seperti yang ditunjukkan pada gambar dapat menjadi solusi yang sangat baik untuk membangun pilar karena meminimalkan kedalaman pilar dan menghindari penggalian di dasar saluran air.



Gambar 21.2 Jembatan 3rd Street, Wilmington, Delaware.

Gambar 21.2, Jembatan 3rd Street, Wilmington, Delaware, menunjukkan bentang jembatan angkat ganda dengan balok tembus yang menggambarkan fitur desain bentang jembatan angkat lainnya yang khas. Jarak pusat ke pusat porosnya adalah 188 kaki (57,3 m). Untuk jembatan ini, ujung belakang daun jembatan, termasuk penyeimbang, sepenuhnya tertutup di dalam pilar dan reaksi beban hidup terletak di dinding depan pilar. Selain itu, jembatan angkat ini ditunjukkan dengan penggerak mekanis. Pilar yang lebih besar diperlukan untuk melindungi penyeimbang yang tertutup.

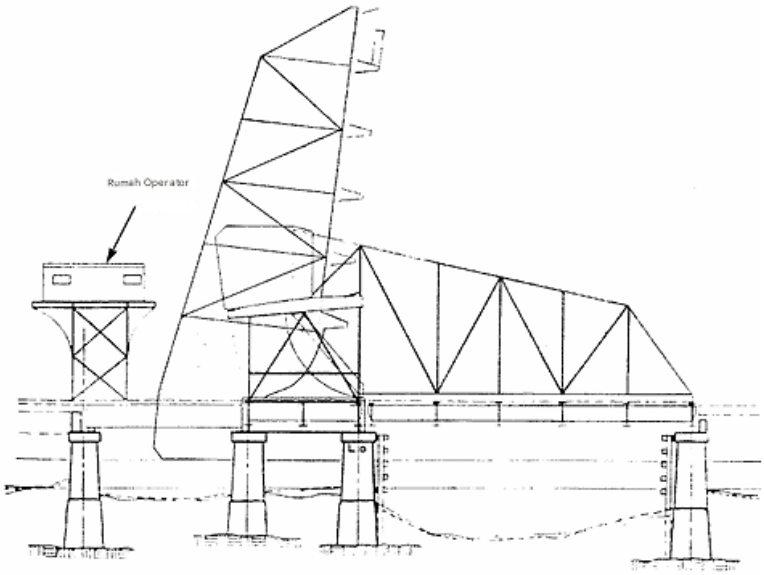
Keuntungan dari pilar tertutup adalah memungkinkan penyeimbang untuk berayun di bawah garis air di dalam batas lubang pilar jembatan angkat. Dan, seperti yang dapat dilihat, pilar jembatan angkat dibangun di dalam bendungan sementara (cofferdam). Untuk jembatan ini, kedalaman tidak cukup untuk memasang segel tremie penuh sehingga digunakan pengikat bawah air untuk mengikat segel ke batuan di bawahnya. Perhatikan juga detail arsitektur dari substruktur beton cor di tempat, yang dicapai dengan menggunakan cetakan pelapis. Ini dilakukan karena jembatan tersebut terletak di taman dan perlu kompatibel dengan lingkungan seperti taman.

Gambar 21.3, Jembatan Pelham Bay, New York, menggambarkan jembatan angkat bergulir Scherzer satu daun atau jembatan kereta api bascule, yang khas dari banyak jembatan

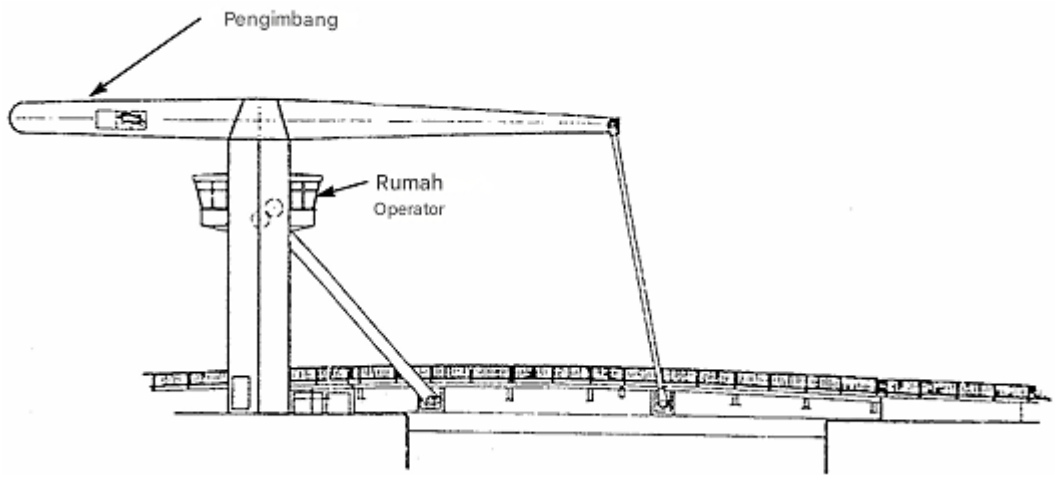
kereta api yang dapat dipindahkan. Desain ini dikembangkan dan dipola oleh William Scherzer pada tahun 1893 dan sederhana serta banyak digunakan. Ini adalah rangka tembus dengan bentang 81 kaki 7 inci (24,9 m). Jembatan bascule kereta api selalu bentang tunggal, yang dipersyaratkan oleh Manual AREA, karena beban hidup yang berat yang terkait dengan rel berat mencegah sambungan di tengah bentang. Masalah ini tidak terjadi dengan beban hidup kereta ringan (trem) dan jembatan bascule dua daun gabungan jalan raya/trem sering digunakan pada tahun 1920-an.

Selain itu, jembatan angkat rel kereta api seperti yang ditunjukkan biasanya menggunakan bentang rangka tembus, sekali lagi karena beban hidup rel yang berat. Jembatan ini memiliki penyeimbang di atas kepala, fitur khas jembatan tipe Scherzer. Ini memungkinkan jembatan ditempatkan relatif dekat dengan air dan memungkinkan pilar yang sangat sederhana. Rel ditopang oleh balok baja dan dua pilar terbuka sederhana. Seperti yang diilustrasikan, daun jembatan bergerak mundur di atas rel daripada berputar di sekitar poros engsel. Keuntungan dari fitur ini adalah tidak dibatasi oleh kapasitas poros engsel dan meminimalkan jarak antara permukaan depan pilar dan saluran navigasi. Saat bentang berputar, ia bergerak mundur menjauh dari saluran. Mesin penggerak terletak pada daun jembatan yang bergerak dan biasanya menggunakan rak dan pinion yang digerakkan secara mekanis atau hidraulik untuk menggerakkan bentang.

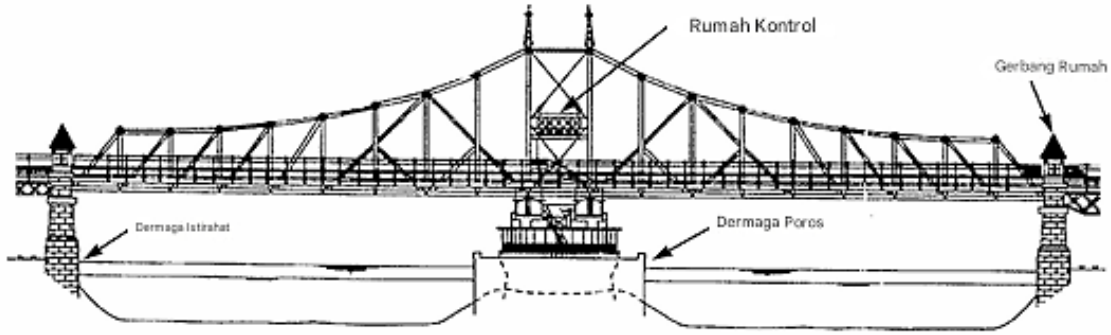
Oleh karena itu, mesin harus mampu beroperasi saat berputar, dan untuk mesin hidraulik, ini berarti reservoir perlu dirancang dengan detail yang sesuai. Namun, hal ini tidak selalu demikian dan telah dikembangkan desain yang menggerakkan bentang dengan silinder hidrolik eksternal yang dipasang secara horizontal. Pilar jembatan perlu dirancang untuk mengakomodasi beban bergerak yang besar dari daun jembatan angkat saat ia bergerak mundur. Sebaliknya, reaksi dari daun jembatan pada bentang tipe trunnion terkonsentrasi di satu lokasi, sehingga menyederhanakan desain pilar. Jembatan angkat yang lebih rumit dengan desain penyeimbang di atas kepala telah dikembangkan di mana penyeimbang ditopang oleh rangka tipe gunting dan oleh trunnion yang berputar.



Gambar 21.3 Jembatan Pelham Bay, New York.



Gambar 21.4 Jembatan Manchester Road di Canary Wharf, London.



Gambar 21.5 Jembatan Macombs Dam di atas Sungai Harlem, Kota New York.

Gambar 21.4, Jembatan Manchester Road di Canary Wharf, London, menggambarkan interpretasi modern dari jembatan angkat penyeimbang di atas kepala. Jembatan ini memiliki bentang 109 kaki (33,2 m). Selain menarik, desain ini sangat praktis dengan seluruh struktur berada di atas permukaan jalan, memungkinkan profilnya diatur sedekat mungkin dengan garis air sesuai keinginan. Desain ini bukanlah hal baru dan ditemukan di banyak jembatan kecil yang dioperasikan dengan tangan di Belanda, mungkin yang paling terkenal muncul dalam lukisan Van Gogh tahun 1888, Jembatan Langlois.

Bentang Ayun

Bentang ayun banyak digunakan oleh kereta api. Namun, bentang ini hanya memungkinkan bukaan yang terbatas dan pilar poros tengah sering dianggap sebagai penghalang signifikan bagi navigasi. Pilar poros juga dapat memerlukan sistem pelindung yang rumit, sulit dipelihara, dan mahal. Akibatnya, bentang ayun jarang digunakan untuk bentang bergerak. Namun, bentang ayun dapat menjadi solusi yang hemat biaya, terutama untuk bentang ayun ganda, dan harus dipertimbangkan ketika mengevaluasi opsi untuk jembatan bergerak baru.

Gambar 21.5 menunjukkan bentang ayun rangka tembus yang khas, Jembatan Macombs Dam di atas Sungai Harlem di Kota New York, yang dibangun pada tahun 1895.

Bentang ini memiliki panjang 415 kaki (126,5 m). Pilar putar besar di tengah saluran menggambarkan masalah navigasi dengan desain ini. Pilar di kedua ujung bentang ayun disebut sebagai pilar penahan. Dengan menggunakan rangka tembus, kedalaman struktur (jarak antara garis profil dan bagian bawah struktur) diminimalkan sehingga meminimalkan tinggi dan panjang pendekatan. Mekanisme putar terletak di pilar putar dan seluruh beban mati bentang ayun ditopang pada pilar putar. Karena kedua lengan bentang ayun sama panjang, maka keduanya seimbang. Jembatan ini dioperasikan dengan penggerak mekanis yang menggunakan sistem rak dan pinion.

Terdapat pengangkat ujung beban hidup di ujung bentang ayun yang diaktifkan ketika bentang ditutup agar bentang yang dapat bergerak dapat berfungsi sebagai jembatan kontinu dua bentang di bawah beban hidup. Pengangkat ujung, seperti namanya, mengangkat ujung bentang ayun, yang merupakan kantilever bebas ketika bentang beroperasi. Rumah operator biasanya terletak di bentang ayun di dalam rangka tetapi di atas jalan raya, karena lokasi ini memberikan visibilitas yang baik. Pada jembatan yang lebih tua, kita juga dapat menemukan rumah penjaga yang terletak di ujung bentang ayun. Ini untuk penjaga gerbang yang akan menghentikan lalu lintas, menutup gerbang lalu lintas secara manual, dan menahan kuda jika perlu. Penjaga telah digantikan dengan sinyal dan gerbang lalu lintas otomatis, tetapi di jembatan ini, rumah mereka tetap ada.

Gambar 21.6, Jembatan Potato Slough, San Joaquin County, California, menggambarkan contoh yang baik dari bentang ayun jalan raya modern. Jembatan ini memiliki bentang ayun sepanjang 310 kaki (94,5 m) yang menggunakan konstruksi dek komposit sederhana dan balok baja. Konstruksi ini sangat ekonomis per meter persegi dibandingkan dengan jembatan angkat vertikal atau jembatan angkat angkat, karena kesederhanaannya dan tidak adanya penyeimbang yang besar. Salah satu cara untuk melihat hal ini adalah bahwa pada jembatan angkat vertikal atau jembatan angkat angkat, sebagian besar struktur terdiri dari penyeimbang dan penyangganya. Elemen-elemen ini tidak berkontribusi pada area penahan beban yang efektif.

Sebaliknya, bentang belakang jembatan ayun tidak hanya berfungsi sebagai penyeimbang tetapi juga menahan lalu lintas, sehingga menjadi solusi yang lebih hemat biaya. Salah satu kelemahan desain balok dek adalah tidak meminimalkan kedalaman konstruksi, seperti halnya desain rangka tembus atau balok tembus. Pada jembatan ini, bentang ayun simetris dan karenanya seimbang. Meskipun demikian, beberapa penyeimbang kecil mungkin diperlukan untuk mengoreksi ketidakseimbangan melintang. Rumah operator terletak di struktur independen yang berdekatan, sekali lagi di area yang memberikan visibilitas yang baik ke hulu, hilir, dan sepanjang jalan raya.

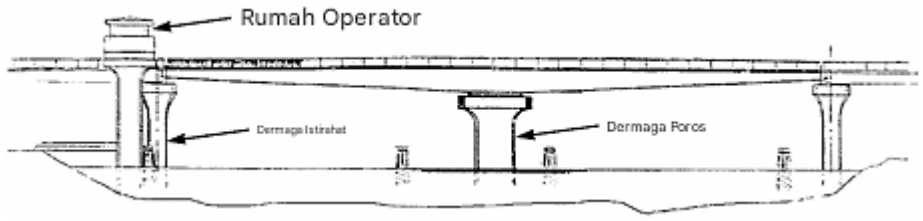
Tiang penyangga putar dapat menampung peralatan sakelar dan generator. Sambungan jalan di ujung bentang jembatan berada pada radius. Sambungan ini juga dapat dirancang sebagai sambungan miring, asalkan bentang jembatan hanya perlu berayun ke satu arah. Namun, beberapa perancang percaya bahwa lebih baik merancang jembatan ayun agar dapat berayun ke kedua arah untuk memungkinkan jembatan dibuka menjauh dari lalu lintas

laut yang datang dan untuk meminimalkan kerusakan jika struktur tertabrak dan perlu berayun bebas.

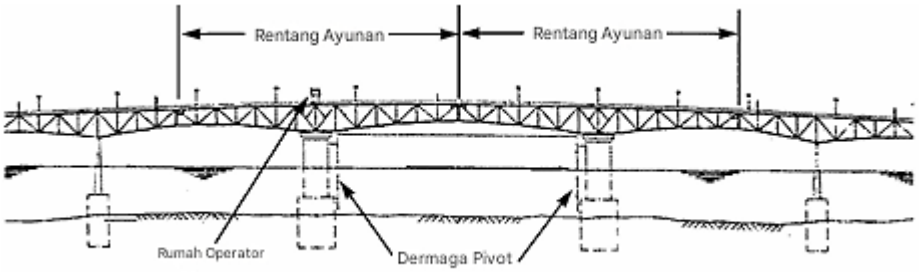
Gambar 21.7 mengilustrasikan Jembatan Coleman bentang ganda yang melintasi Sungai York di Virginia. Kedua bentang ayun masing-masing memiliki panjang 500 kaki (152,4 m) dan menyediakan saluran navigasi selebar 420 kaki (128,0 m), cukup lebar untuk mengakomodasi berbagai kapal Angkatan Laut AS yang melintasi celah tersebut. Jembatan ini merupakan jembatan rangka dek ayun ganda.

Di lokasi ini, tepian sungai relatif tinggi, sehingga kedalaman struktur bukanlah masalah yang signifikan. Karena jembatan ini terletak berdekatan dengan taman nasional, profil rendah dari rangka dek merupakan keuntungan utama. Jembatan ini menggunakan motor hidrolik untuk menggerakkan bentang, yang digerakkan melalui sistem rak dan pinion yang mirip dengan yang digunakan pada ekskavator putar besar. Tidak seperti jembatan ayun tunggal di atas, terdapat batang pengunci di ketiga sambungan bentang yang dapat digerakkan. Batang pengunci ini digerakkan ketika bentang berada dalam posisi tertutup dan berfungsi dengan cara yang sama seperti batang pengunci di antara daun jembatan angkat ganda.

Terdapat baji di setiap pilar poros untuk menopang beban hidup. Seperti yang ditunjukkan, rumah operator terletak di atas salah satu bentang ayun. Peralatan kontrol terletak di dalam rumah operator dan generator serta switchgear terletak di bentang ayun di bawah dek. Struktur atas jembatan ini diganti pada tahun 1996 dan menggunakan dek beton ringan. Pilar-pilar tersebut dibangun pada tahun 1952 ketika jembatan pertama kali dibangun menggunakan caisson cangkang baja berisi beton yang ditempatkan dengan cara pengerukan melalui sumur terbuka.



Gambar 21.6 Jembatan Potato Slough, Kabupaten San Joaquin, California.



Gambar 21.7 Jembatan Coleman di atas Sungai York, Virginia.

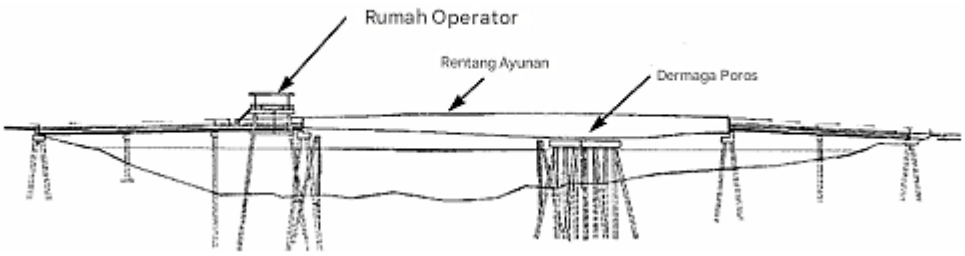
Gambar 21.8, Jembatan Sungai Tchefuncte, Madisonville, Louisiana, mengilustrasikan jembatan ayun bobtail, yang digunakan di tempat yang hanya membutuhkan saluran kecil.

Strukturnya berupa balok tembus (ini meminimalkan kedalaman konstruksi) dengan bentang utama 160 kaki (48,8 m). Ujung bobtail sepanjang 80 kaki (24,4 m) berisi penyeimbang beton yang menyeimbangkan berat bentang depan yang lebih panjang. Jenis desain ini sangat cocok di tempat profilnya dekat dengan garis air.

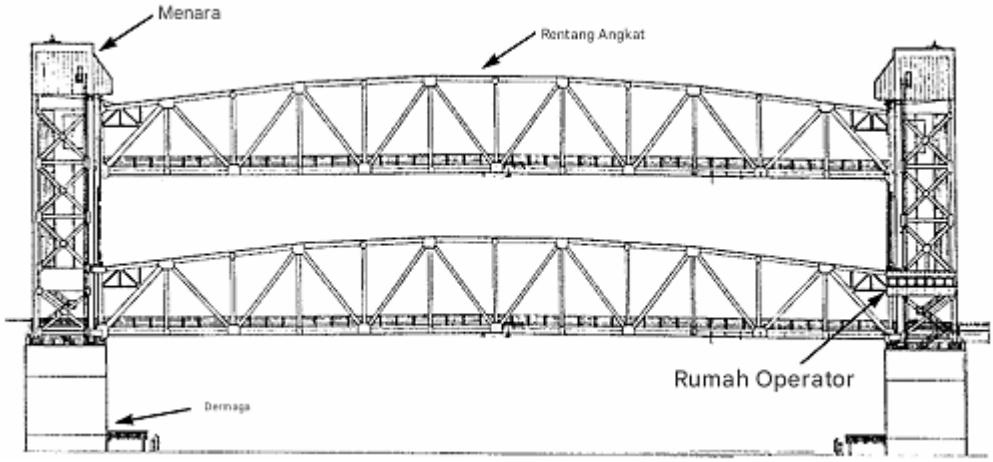
Fondasi yang relatif sederhana dapat menopang bentang ayun dan tidak diperlukan struktur di atas permukaan dek. Jembatan ini dioperasikan menggunakan silinder hidrolik pada pilar poros. Bentang ayun balok cenderung fleksibel dan membutuhkan sistem baji atau pengangkat ujung yang dapat mengangkat ujung bentang dan memberikan dukungan beban hidup saat berada dalam posisi tertutup.

Gambar 21.8, Jembatan Sungai Tchefuncte, Madisonville, Louisiana, mengilustrasikan jembatan ayun bobtail, yang digunakan di tempat yang hanya membutuhkan saluran kecil. Strukturnya berupa balok tembus (ini meminimalkan kedalaman konstruksi) dengan bentang utama 160 kaki (48,8 m). Ujung bobtail sepanjang 80 kaki (24,4 m) berisi penyeimbang beton yang menyeimbangkan berat bentang depan yang lebih panjang. Jenis desain ini sangat cocok di tempat profilnya dekat dengan garis air.

Fondasi yang relatif sederhana dapat menopang bentang ayun dan tidak diperlukan struktur di atas permukaan dek. Jembatan ini dioperasikan menggunakan silinder hidrolik pada pilar poros. Bentang ayun balok cenderung fleksibel dan membutuhkan sistem baji atau pengangkat ujung yang dapat mengangkat ujung bentang dan memberikan dukungan beban hidup saat berada dalam posisi tertutup.



Gambar 21.8 Jembatan Sungai Tchefuncte, Madisonville, Louisiana.



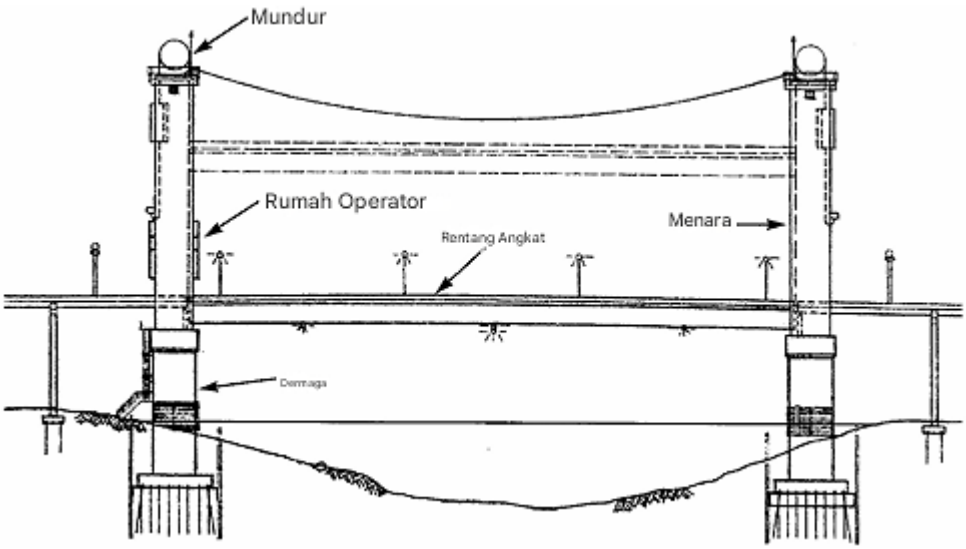
Gambar 21.9 Jembatan Sungai James, Virginia.

Jembatan Angkat Vertikal

Jembatan angkat vertikal, yang terakhir dari tiga jenis utama jembatan bergerak, paling cocok untuk bentang yang lebih panjang, khususnya untuk jembatan kereta api. Gambar 21.9 menunjukkan bentang angkat jalan raya rangka tembus. Jembatan Sungai James di Virginia, yang memiliki bentang 415 kaki (126,5 m). Bentang maksimum untuk jenis desain ini hingga saat ini adalah sekitar 550 kaki (167,7 m). Berat bentang angkat diimbangi oleh pemberat, satu di setiap menara. Tali kawat yang melewati katrol di menara dihubungkan ke bentang angkat di satu ujung dan pemberat di ujung lainnya. Sistem pemberat sekunder seringkali diperlukan untuk menyeimbangkan berat tali kawat saat bentang bergerak naik dan turun dan berat tali kawat bergeser dari satu sisi katrol ke sisi lainnya.

Dua jenis sistem penggerak yang umum digunakan adalah penggerak menara dan penggerak bentang. Penggerak bentang menempatkan mesin penggerak di tengah bentang angkat dan, melalui poros penggerak, mengoperasikan sistem kerekan dan tali penarik untuk menaikkan dan menurunkan bentang. Penggerak menara seperti namanya menggunakan mesin penggerak di setiap menara untuk mengoperasikan bentang.

Keuntungan dari penggerak bentang adalah memastikan bahwa kedua ujung terangkat bersamaan, sedangkan penggerak menara membutuhkan koordinasi gerakan di setiap ujung. Kerugian dari penggerak bentang adalah cenderung kurang menarik dan bentang angkat, tali, katrol, dan penyeimbang harus menanggung beban tambahan dari mesin pengoperasian. Akibatnya, penggerak menara lebih disukai pada jembatan baru.



Gambar 21.10 Jembatan Danziger, New Orleans, Louisiana.

Penggerak mesin dapat berupa mekanis atau hidrolik. Roda pemandu memandu bentang saat bergerak di sepanjang kaki menara, dan harus dirancang sedemikian rupa sehingga memungkinkan ekspansi dan kontraksi di salah satu ujung bentang angkat untuk mengakomodasi perubahan suhu. Kunci bentang digunakan di setiap ujung bentang angkat untuk memastikan bahwa bentang tidak melayang ke atas saat dalam posisi turun (tertutup). Jika jembatan biasanya dalam posisi terbuka, satu set kunci bentang tambahan perlu

disediakan. Seperti yang ditunjukkan, rumah operator terletak di salah satu menara. Untuk jembatan ini, rumah tersebut sebagian melingkari menara untuk memberikan visibilitas yang baik baik terhadap jalur air maupun jalan raya.

Gambar 21.10, Jembatan Danziger, New Orleans, adalah jembatan angkat vertikal yang menggunakan dek ortotropik dengan balok kotak baja untuk bentang angkat dan kotak baja las untuk menara. Bentang angkatnya sepanjang 320 kaki (97,6 m). Meskipun kedalaman konstruksinya lebih besar daripada rangka tembus yang setara, penampilannya lebih bersih, beban yang harus diangkat seharusnya lebih kecil dan tinggi menara lebih rendah daripada rangka tembus yang setara. Fondasi untuk kedua jembatan angkat vertikal ini menggunakan konstruksi bendungan dalam, yang mungkin menguntungkan untuk bentang yang lebih panjang karena massa dan kekakuan fondasi tersebut seharusnya lebih mampu menahan gaya dari tabrakan dengan kapal besar.

21.3 DESAIN STRUKTUR JEMBATAN BERGERAK

Kriteria Desain

Dalam posisi tertutup, jembatan bergerak dirancang untuk kondisi desain yang sama dengan jembatan tetap. Namun, jembatan bergerak juga harus dirancang untuk kondisi berikut. Kombinasi beban yang dijelaskan di bawah ini berasal dari Spesifikasi AASHTO, dan didasarkan pada tegangan yang diizinkan. Ketentuan serupa berlaku untuk jembatan kereta api.

1. *Beban Impak:* Beban mati ditambah 20%. Ini diterapkan pada bagian struktural di mana tegangan anggota bervariasi dengan pergerakan bentang. Ini tidak dikombinasikan dengan tegangan beban hidup. Untuk bagian struktural dengan tegangan yang disebabkan oleh mesin atau gaya yang diterapkan untuk menggerakkan atau menghentikan bentang, digunakan beban impak 100%. Untuk balok lantai ujung, digunakan beban hidup ditambah beban impak 100%.
2. *Beban Angin:*
   a. Bentang Bergerak Tertutup:
      i. Struktur dirancang sebagai bentang tetap.
   b. Bentang Bergerak Terbuka:
      ii. Ketika bentang bergerak biasanya dibiarkan dalam posisi tertutup, struktur dirancang untuk beban angin 30 *pound per square foot* (psf) (1,436 kPa) pada struktur, dikombinasikan dengan beban mati, dan 20% dari beban mati untuk memperhitungkan benturan, pada 1,25 kali tegangan satuan yang diizinkan. Untuk jembatan ayun, desain juga diperiksa untuk beban angin 30 psf (1,436 kPa) pada satu lengan dan beban angin 20 psf (0,958 kPa) pada lengan lainnya.
      iii. Ketika bentang bergerak biasanya dibiarkan dalam posisi terbuka, struktur dirancang untuk beban angin 50 psf (2,394 kPa) pada struktur, dikombinasikan dengan beban mati, pada 1,33 kali tegangan satuan yang diizinkan. Untuk jembatan ayun, desain juga diperiksa untuk beban angin 50 psf (2,394 kPa)

pada satu lengan dan beban angin 35 psf (1,676 kPa) pada lengan lainnya, yang diterapkan secara bersamaan.

3. *Beban Es/Salju:* Beban ini biasanya tidak dipertimbangkan dalam desain struktur tetapi harus dipertimbangkan dalam mendesain mesin pengoperasian.
4. *Jembatan Angkat:* Tegangan pada rangka utama dan penyeimbang atau balok diperiksa untuk kasus beban berikut:
   a. Kasus I Beban mati: Jembatan terbuka dalam posisi apa pun
   b. Kasus II Beban mati: Jembatan tertutup
   c. Kasus III Beban mati. Jembatan tertutup dengan penyeimbang yang ditopang secara independen
   d. Kasus IV Beban hidup ditambah benturan: Jembatan tertutup dengan beban hidup di atasnya
5. *Jembatan Ayun:* Rangka utama atau balok diperiksa untuk kasus beban berikut:
   a. Kasus I Beban mati: Jembatan terbuka, atau tertutup dengan baji ujung (pengangkat) tidak digerakkan
   b. Kasus II Beban mati: Jembatan tertutup, dengan baji diangkat untuk memberikan reaksi ujung positif, sama dengan reaksi akibat suhu ditambah 1,5 kali reaksi negatif maksimum dari beban hidup dan benturan, atau gaya yang diperlukan untuk mengangkat bentang 1 inci (25 mm), mana yang lebih besar.
   c. Kasus III Beban hidup ditambah benturan: Jembatan tertutup, dengan satu lengan dibebani dan dianggap sebagai bentang sederhana, tetapi dengan baji ujung (pengangkat) tidak digerakkan.
   d. Kasus IV Beban hidup ditambah benturan: Jembatan tertutup dan dianggap sebagai struktur kontinu.
6. *Jembatan Angkat Vertikal:* Rangka utama atau balok dan menara diperiksa untuk kasus pembebanan berikut:
   a. Kasus I Beban mati: Jembatan terbuka
   b. Kasus II Beban mati: Jembatan tertutup
   c. Kasus III Beban mati dengan jembatan tertutup dan penyeimbang ditopang secara independen (perlu dicatat bahwa jembatan angkat vertikal perlu menyertakan ketentuan untuk menopang penyeimbang secara independen).
   d. Kasus IV. Jembatan tertutup dengan beban hidup di atasnya.

Semua hal di atas berlaku untuk desain struktural bentang bergerak dan penopangnya. Untuk desain mesin pengoperasian, terdapat kasus beban lain yang terdapat dalam Manual AREA dan Spesifikasi AASHTO.

Keseimbangan Jembatan

Hampir semua jembatan bergerak diberi penyeimbang sehingga mesin yang menggerakkan bentang hanya perlu mengatasi inersia, gesekan, angin, es, dan ketidakseimbangan. Sebaiknya jembatan dirancang dengan toleransi yang cukup untuk ketidakseimbangan karena kondisi aktual tidak pernah sempurna, terutama seiring waktu. Baru-baru ini, setidaknya satu jembatan angkat dan beberapa bentang angkat telah dirancang

tanpa penyeimbang, melainkan mengandalkan gaya mesin hidrolik untuk menggerakkan bentang.

Meskipun ini menghemat biaya penyeimbang dan mengurangi beban mati desain, perlu dilakukan perbandingan yang cermat antara pengurangan biaya konstruksi dengan nilai sekarang dari biaya mesin tambahan dan biaya permintaan dan layanan utilitas listrik tahunan di masa mendatang (tarif utilitas didasarkan tidak hanya pada berapa banyak energi yang dikonsumsi tetapi juga pada berapa biaya yang dikeluarkan utilitas untuk dapat memasok energi sesuai permintaan).

Pemberat dirancang untuk memungkinkan penyesuaian keseimbangan jembatan, dengan mempertimbangkan bahwa selama masa pakainya, berat dan distribusi berat jembatan dapat berubah. Alasan umum untuk perubahan ini adalah penggantian dek, pengecatan, perbaikan, atau kunci bentang baru, dan lain-lain. Biasanya, gambar kontrak menunjukkan konfigurasi, perkiraan volume beton, dan lokasi pemberat, tetapi mensyaratkan bahwa kontraktor bertanggung jawab untuk menyeimbangkan bentang.

Ini wajar karena perancang tidak mengetahui berat akhir elemen yang akan digunakan, seperti ukuran pelat sambungan, mesin batang pengunci, berat satuan beton, dan variabel lainnya. Pemeriksaan keseimbangan dapat dilakukan selama konstruksi atau perbaikan menggunakan perhitungan terperinci yang memperhitungkan setiap item yang berkontribusi pada berat bentang yang bergerak.

Perhitungan ini perlu memperhitungkan lokasi beban relatif terhadap sumbu global horizontal dan vertikal bentang dan, untuk bentang asimetris seperti bentang ayun, sumbu transversal. Untuk jembatan angkat bascule dan vertikal, praktik saat ini adalah memasang pengukur regangan pada poros penggerak mesin dan mengukur regangan pada poros saat bentang digerakkan melalui siklus penuh, sehingga secara akurat menentukan keseimbangan. Penyeimbangan pengukur regangan dikembangkan untuk jembatan tipe bascule trunnion. Metode ini telah diperluas ke jembatan angkat bascule bergulir serta jembatan angkat vertikal.

Pemberat

Gambar 21.11 mengilustrasikan konfigurasi pemberat tipikal untuk jembatan angkat vertikal. Baik Manual AREA dan Spesifikasi AASHTO mensyaratkan adanya rongga yang disediakan di pemberat untuk penyesuaian. Rongga tersebut kemudian diisi sebagian dengan blok pemberat yang lebih kecil, yang dapat digerakkan dengan tangan untuk menyesuaikan keseimbangan jembatan. Pemberat biasanya terbuat dari beton yang mengelilingi rangka baja atau kotak baja bertulang yang diisi dengan beton berat normal. Beton berat dapat digunakan untuk meminimalkan ukuran pemberat.

Serpihan dari lubang baut dapat dicampur dengan beton untuk meningkatkan kepadatannya atau beton dapat dibuat menggunakan agregat berat, meskipun hal ini jarang dilakukan karena pertimbangan biaya. Namun, setidaknya ada satu jembatan angkat vertikal di mana pemberat besi cor digunakan karena pemberat tersebut perlu sekecil mungkin karena tersembunyi di dalam menara. Jika tidak ada cukup ruang tersisa untuk menambahkan balok atau jika tidak ada lagi balok yang tersedia, penyesuaian penyeimbang selalu dapat dilakukan dengan menambahkan pelat baja, bentuk, atau rel.

Gambar 21.12 menunjukkan hasil pemeriksaan keseimbangan jembatan angkat bergulir. Dalam kasus ini, jembatan telah beroperasi selama bertahun-tahun dan pemilik ingin mengganti bantalan kayu dengan bantalan yang lebih baru dan lebih berat. Seperti yang ditunjukkan, ketidakseimbangan bervariasi dengan posisi bentang dan dalam posisi terbuka pusat gravitasi berada di belakang pusat rotasi. Akan lebih baik jika semua ketidakseimbangan berada di sisi bentang, dan untuk mengurangi ketidakseimbangan. Kita perlu berhati-hati karena peningkatan ketidakseimbangan dapat memiliki reaksi berantai dan menyebabkan peningkatan kebutuhan mesin penggerak dan daya jembatan.

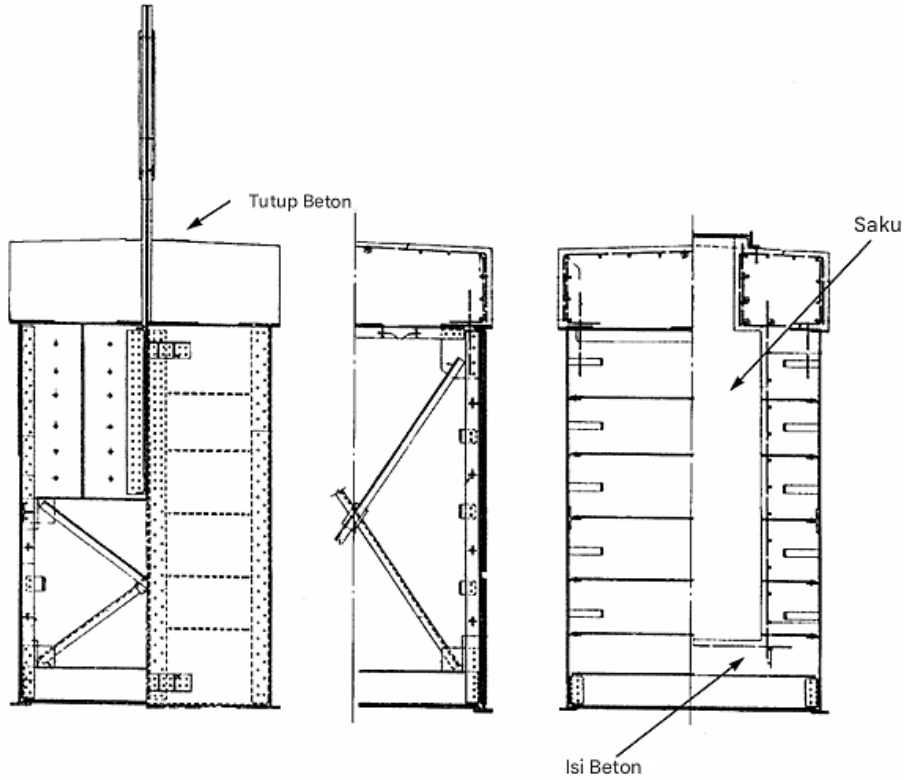
Secara umum, praktik yang baik adalah menyeimbangkan bentang sehingga sedikit lebih berat di bagian ujung untuk jembatan angkat dan sedikit lebih berat di bagian bentang untuk jembatan angkat vertikal, idenya adalah bahwa bentang akan cenderung tetap tertutup di bawah beratnya sendiri dan tidak akan memantul di bawah beban hidup (walaupun setelah kunci bentang terpasang, bentang tidak dapat naik). Besarnya ketidakseimbangan perlu dimasukkan dalam desain mesin pengoperasian jembatan, sehingga dapat menahan ketidakseimbangan tersebut bersamaan dengan semua beban desain mesin lainnya.

Dek Jembatan Bergerak

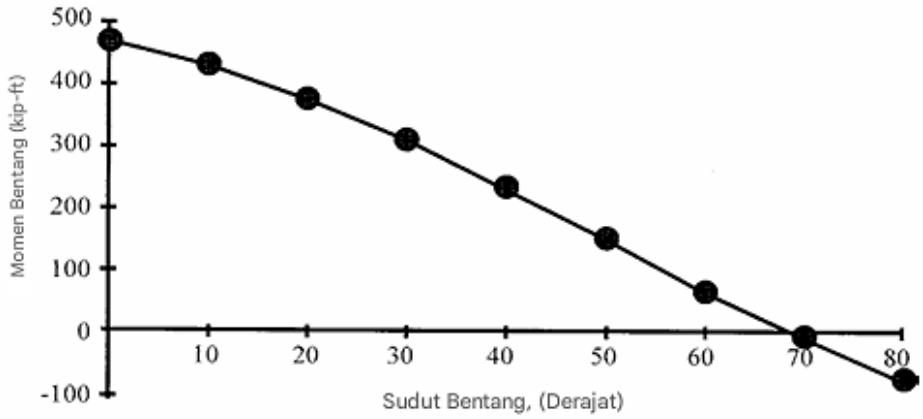
Bagian penting dari desain jembatan bergerak adalah membatasi beban mati bergerak yang memengaruhi ukuran penyeimbang, ukuran keseluruhan anggota struktur utama, dan, pada tingkat yang lebih rendah, mesin tergantung pada jenis jembatan bergerak. Untuk jembatan kereta api bergerak, ini biasanya bukan masalah, karena dek bentang bergerak dirancang dengan dek terbuka (bantalan kayu pada balok penyangga) dan beban hidup desain merupakan bagian yang sangat besar dari beban desain keseluruhan sehingga jenis dek bukanlah masalah.

Namun, untuk jembatan jalan raya, jenis dek perlu dipilih dengan cermat untuk memberikan berat minimum sambil memberikan permukaan jalan yang dapat diterima. Bentang bergerak awal menggunakan dek kayu, tetapi relatif berat dan memiliki daya cengkeram dan keausan yang buruk. Kayu digantikan oleh kisi-kisi baja terbuka, yang dengan berat 20 hingga 25 psf (98 hingga 122 kg/m^2) merupakan solusi yang baik, ringan, dan tahan lama. Selain itu, kisi-kisi terbuka mengurangi area yang terpapar angin, khususnya untuk jembatan angkat dalam posisi terbuka. Namun, dengan kecepatan berkendara yang lebih tinggi, perubahan ban, dan kepadatan lalu lintas yang lebih besar, dek kisi-kisi baja telah menjadi sumber kecelakaan, terutama saat basah atau beres.

Sekarang sebagian besar dek jembatan bergerak baru dirancang dengan beberapa jenis permukaan padat. Tergantung pada jembatannya, ini bisa berupa kisi-kisi baja yang sebagian diisi dengan beton atau epoksi, dek ortotropik, beton ringan, atau sistem Exodermic. Dek aluminium dan komposit juga sedang dikembangkan dan mungkin terbukti menjadi solusi yang baik. Meskipun dek ortotropik tampaknya merupakan solusi yang baik, karena dek dapat digunakan sebagai bagian dari sistem struktural keseluruhan, dek ini belum banyak digunakan dalam desain baru.



Gambar 21.11 Konfigurasi penyeimbang tipikal untuk jembatan angkat vertikal.



Gambar 21.12 Hasil pemeriksaan keseimbangan jembatan angkat bergulir.

Tabrakan Kapal

Jembatan bergerak biasanya dirancang dengan lebar saluran minimum yang diizinkan. Akibatnya, tabrakan kapal merupakan aspek penting karena kemungkinan tabrakan kapal mungkin sedikit lebih tinggi daripada jembatan tetap dengan bentang yang lebih besar. Ada dua faktor yang unik untuk jembatan bergerak terkait dengan desain fender (dan tabrakan kapal). Pertama, jika kapal besar melintasi penyeberangan, jembatan akan berada dalam posisi terbuka dan lalu lintas akan dihentikan di luar bentang utama. Akibatnya, potensi konsekuensi tabrakan lebih kecil daripada tabrakan kapal dengan jembatan tetap. Di sisi lain, jembatan bergerak berpotensi lebih rentan terhadap ketidaksejajaran atau kerusakan yang luas daripada

jembatan tetap. Hal ini karena bentangnya tidak hanya ditopang oleh mesin, tetapi bentang bergerak pada dasarnya tidak memiliki kontinuitas seperti jembatan tetap. Tidak ada kode yang mengatur masalah ini, tetapi perlu dipertimbangkan dalam desain jembatan bergerak. Konfigurasi pilar merupakan aspek penting dari pertimbangan ini.

Desain Seismik

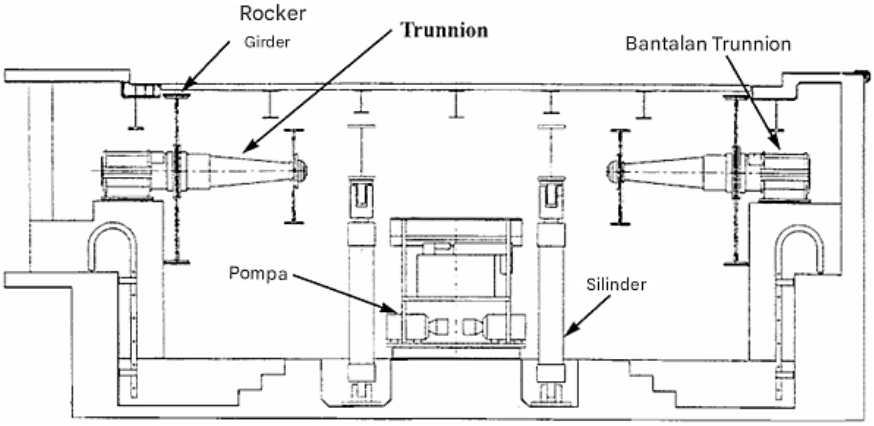
Desain seismik jembatan bergerak juga merupakan masalah khusus karena jembatan tersebut mewakili massa yang besar, yang mungkin termasuk penyeimbang yang besar, yang ditopang oleh mesin yang tidak dimaksudkan untuk berperilaku secara daktil. Selain itu, bentang yang bergerak tidak terhubung ke bagian lain dari struktur sehingga memungkinkannya untuk merespons secara agak independen. Manual AREA, Bab 9 membahas desain seismik jembatan kereta api. Namun, pedoman ini secara khusus mengecualikan jembatan bergerak. Untuk jembatan jalan raya bergerak, Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya Bergerak mensyaratkan bahwa jembatan bergerak yang biasanya dalam posisi tertutup harus dirancang untuk setengah dari gaya seismik dalam posisi terbuka. Interpretasi ketentuan ini diserahkan kepada perancang.

21.4 MESIN JEMBATAN BERGERAK

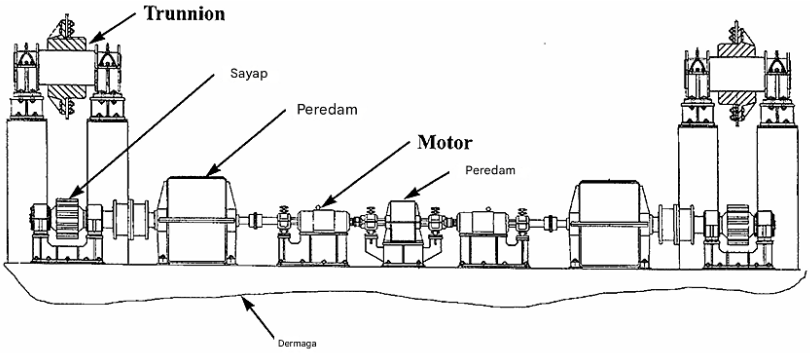
Saat ini, mesin jembatan dirancang dengan penggerak mekanis atau hidrolik untuk penggerak utama dan biasanya penggerak mekanis untuk item mesin bantu seperti pengunci bentang dan baji. Hal ini berlaku untuk semua jenis jembatan bergerak dan pilihan penggerak mekanis vs. hidrolik biasanya didasarkan pada kombinasi preferensi pemilik dan biaya meskipun faktor lain juga dapat dipertimbangkan. Penggerak mekanis biasanya merupakan konfigurasi sederhana berdasarkan prinsip desain mesin yang dikembangkan jauh sebelum jembatan bergerak, meskipun sekarang penggerak menggunakan peredam kecepatan dan bantalan tertutup modern. Secara keseluruhan, sistem ini telah berkinerja sangat baik dengan perawatan yang terkadang terbatas.

Baru-baru ini, mesin hidrolik telah diperkenalkan dalam desain jembatan bergerak dan telah terbukti menjadi solusi yang efektif, karena hidrolik dapat disesuaikan dengan kebutuhan daya, yang membutuhkan kontrol kecepatan yang baik pada berbagai kebutuhan daya. Selain itu, ada banyak perusahaan yang menyediakan mesin hidrolik. Namun, sistem ini juga membutuhkan pengetahuan dan praktik perawatan yang lebih khusus daripada yang biasanya terjadi pada penggerak mekanis. Gambar 21.13 menunjukkan penampang melintang pilar jembatan angkat yang menggambarkan tata letak poros balok angkat (tempat balok angkat berputar) serta silinder hidrolik yang digunakan untuk mengoperasikan bentang jembatan. Praktik desain yang umum adalah menyediakan beberapa silinder sehingga satu atau lebih dapat dilepas untuk perawatan sementara bentang jembatan tetap beroperasi. Dudukan ujung silinder dilengkapi dengan bantalan bulat untuk mengakomodasi ketidaksejajaran. Perhatikan bahwa unit daya hidrolik, yang terdiri dari reservoir, motor, pompa, dan katup kontrol, terletak di antara silinder. Biasanya digunakan motor dan pompa redundan dan katup dapat dioperasikan secara manual jika sistem kontrol gagal.

Karena jembatan bergerak terletak di perairan, penggunaan cairan hidrolik yang dapat terurai secara hayati lebih disukai jika terjadi kebocoran atau tumpahan.



Gambar 21.13 Penampang melintang pilar jembatan angkat yang menunjukkan poros balok dan silinder hidrolik.



Gambar 21.14 Penampang melintang pilar jembatan angkat yang menggunakan penggerak mekanis.

Gambar 21.14 menunjukkan penampang serupa melalui pilar jembatan angkat yang menggunakan penggerak mekanis. Yang tidak ditunjukkan adalah rak yang terpasang pada balok jembatan angkat. Perhatikan susunan trunnion yang berbeda di sini, dengan bantalan di kedua sisi balok. Reducer tengah berisi diferensial, mirip dengan diferensial pada kendaraan, yang berfungsi untuk menyamakan torsi pada kedua poros penggerak ini.

Seperti yang ditunjukkan, ada dua motor penggerak dan biasanya bentang jembatan akan dirancang untuk beroperasi hanya dengan satu motor yang beroperasi baik dalam kondisi normal maupun darurat. Perhatikan juga penggunaan rangka baja las yang luas untuk menopang mesin. Penting agar rangka tersebut diberi perlakuan penghilangan tegangan setelah perakitan tetapi sebelum pemesinan dan agar detailnya diperhatikan dengan cermat untuk menghindari sudut masuk yang dapat, seiring waktu, menjadi sumber retakan.

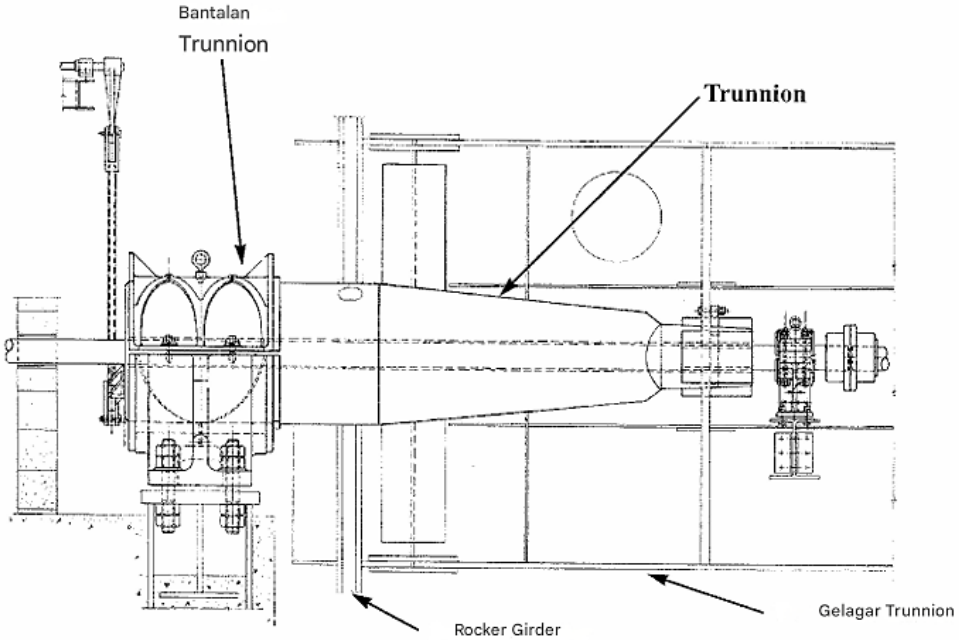
Gambar 21.15 adalah ilustrasi trunnion dan bantalan trunnion. Poros penyangga dibuat dari baja tempa dan, dalam kasus ini, ditopang di satu ujung oleh bantalan poros penyangga dan di ujung lainnya oleh balok poros penyangga yang membentang di antara balok jembatan

angkat. Pada gambar ini ditunjukkan bantalan poros penyangga tipe selongsong. Penggunaan bantalan selongsong dalam susunan jenis ini tidak disukai oleh beberapa perancang karena kekhawatiran akan tegangan yang tidak merata pada lapisan akibat deformasi poros penyangga dan balok poros penyangga, terutama saat bentang berputar. Solusi alternatif termasuk bantalan rol bulat berkapasitas tinggi dan bantalan polos bulat besar. Susunan engkol yang ditunjukkan di sisi kiri gambar dikaitkan dengan indikator posisi.

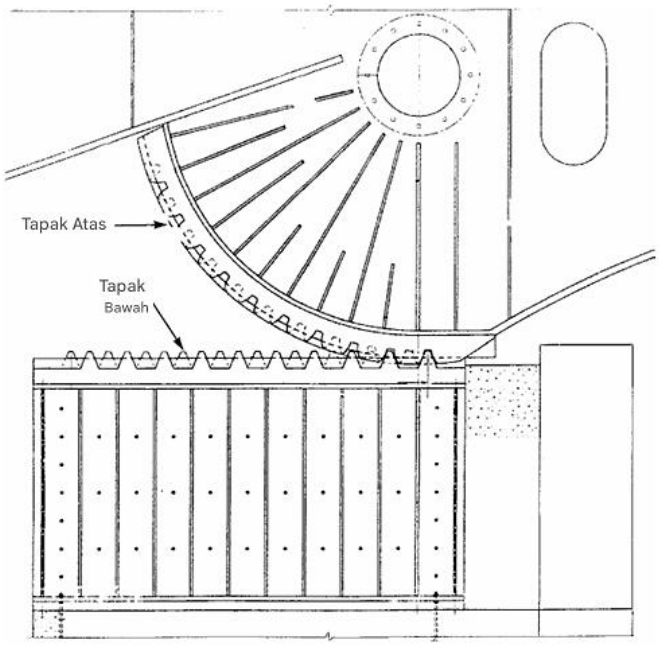
Gambar 21.16 menunjukkan susunan pijakan yang khas untuk jembatan angkat bergulir. Gambar 21.17 adalah mekanisme penggerak yang khas untuk jembatan angkat vertikal, dengan penggerak menara. Penggeraknya agak mirip dengan yang digunakan untuk jembatan angkat, kecuali bahwa pinion menggerakkan rak yang terpasang pada katrol, bukan rak yang terpasang pada balok angkat. Meskipun penggerak mekanis ditunjukkan, pengaturan serupa dapat dicapai dengan motor hidrolik.

Gambar 21.18 adalah katrol las tipikal yang digunakan untuk jembatan angkat vertikal. Seperti yang ditunjukkan, ada 16 alur tali sehingga ini akan dikaitkan dengan jembatan angkat vertikal yang besar. Biasanya ada empat katrol untuk jembatan angkat vertikal, satu di setiap sudut bentang angkat. Bantalan poros tidak ditunjukkan tetapi akan mirip dengan yang ditunjukkan pada poros jembatan angkat. Meskipun bantalan selongsong umumnya digunakan, bantalan tipe bulat juga dipertimbangkan untuk memungkinkan lentur poros.

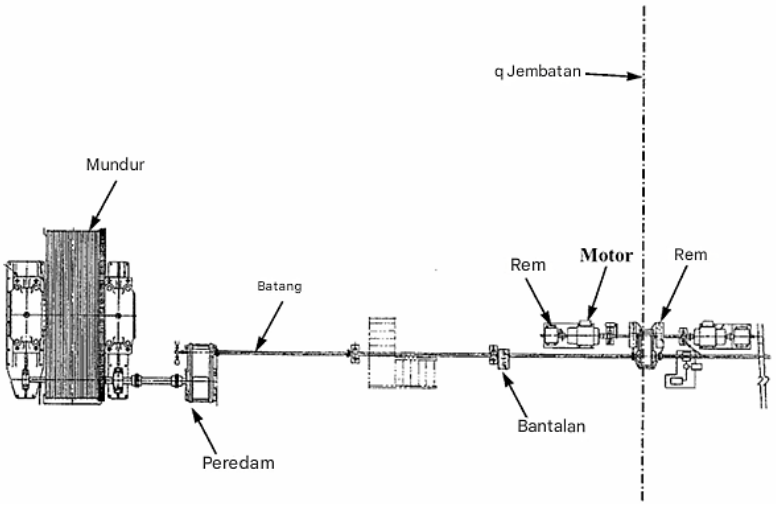
Gambar 21.19 menunjukkan pengunci bentang yang biasanya digunakan di antara daun jembatan angkat dua daun. Dalam hal ini, unit yang diproduksi diilustrasikan. Ini menggabungkan motor, rem, reduktor, dan batang pengunci. Pengaturan alternatif dengan reduktor standar juga digunakan, meskipun untuk jenis instalasi ini, kekompakan dan bobot yang terbatas lebih menguntungkan unit satu bagian. Penting untuk menyertakan ketentuan untuk penggantian permukaan aus pada soket batang pengunci dan penyejajaran ulang karena mengalami keausan yang cukup besar.



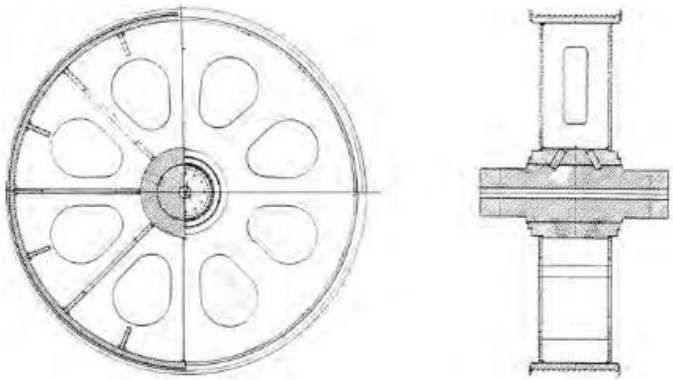
Gambar 21.15 Trunnion dan bantalan trunnion.



Gambar 21.16 Pijakan untuk jembatan angkat bergulir.

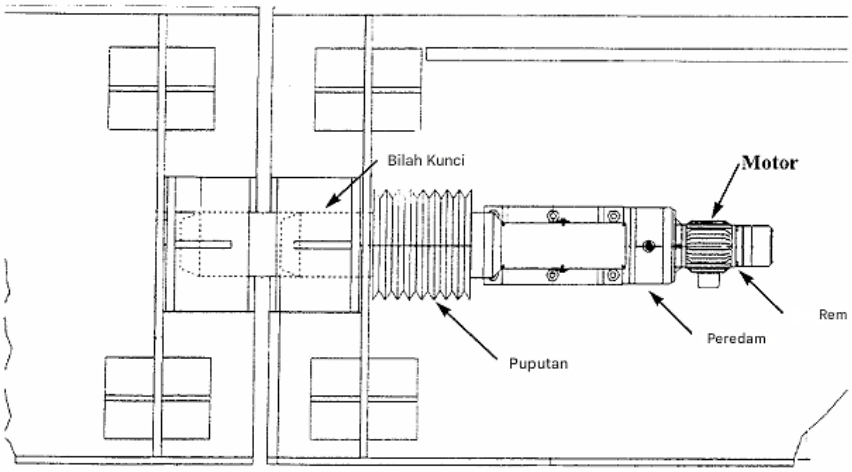


Gambar 21.17 Mekanisme penggerak untuk jembatan angkat vertikal.

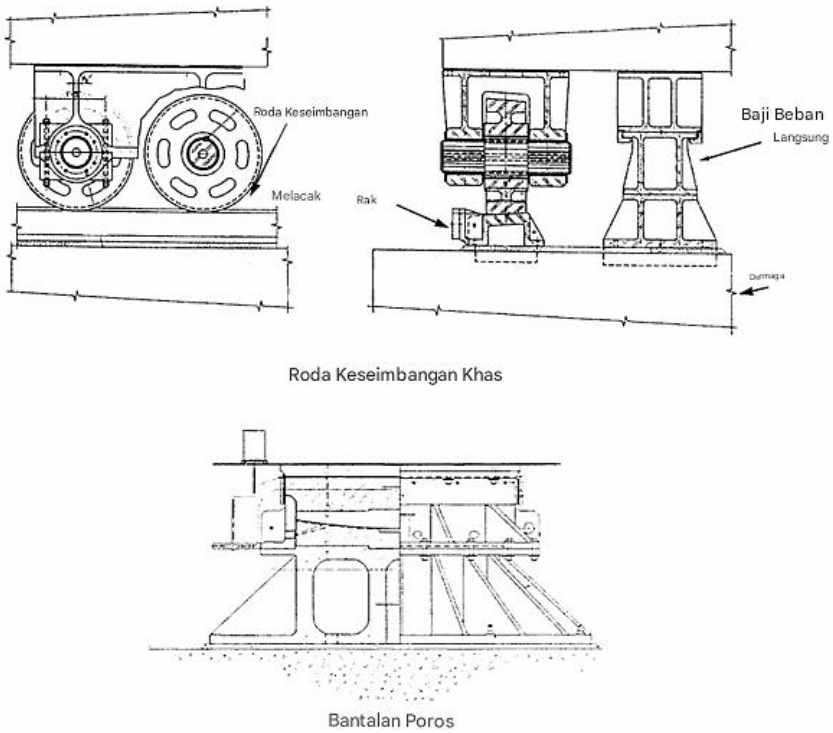


Gambar 21.18 Katrol las untuk jembatan angkat vertikal.

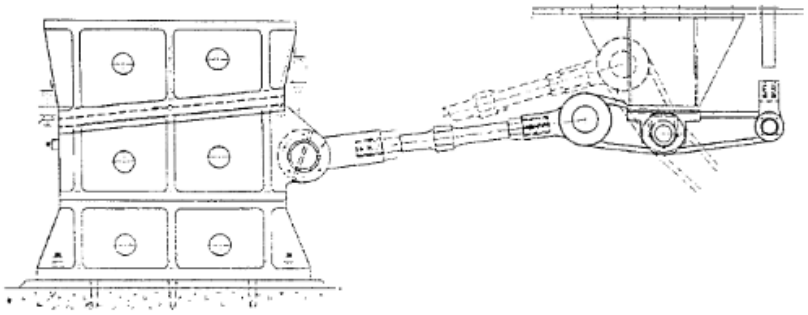
Gambar 21.20 dan 21.21 menunjukkan susunan bantalan poros, roda penyeimbang, dan baji beban hidup yang biasanya digunakan untuk bentang ayun poros tengah. Untuk jembatan jalan raya, AASHTO menyatakan, "Jembatan ayun sebaiknya berjenis bantalan tengah." AREA tidak menunjukkan preferensi seperti itu. Poros tengah, yang berisi cakram bantalan perunggu, menanggung beban mati bentang ayun. Roda penyeimbang hanya dimaksudkan untuk mengakomodasi beban angin yang tidak seimbang ketika bentang bergerak sehingga disesuaikan agar hanya menyentuh jalur rol. Baji dirancang untuk menanggung beban hidup jembatan dan ditarik sebelum bentang diayunkan.



Gambar 21.19 Pengunci bentang antara daun jembatan angkat dua daun.

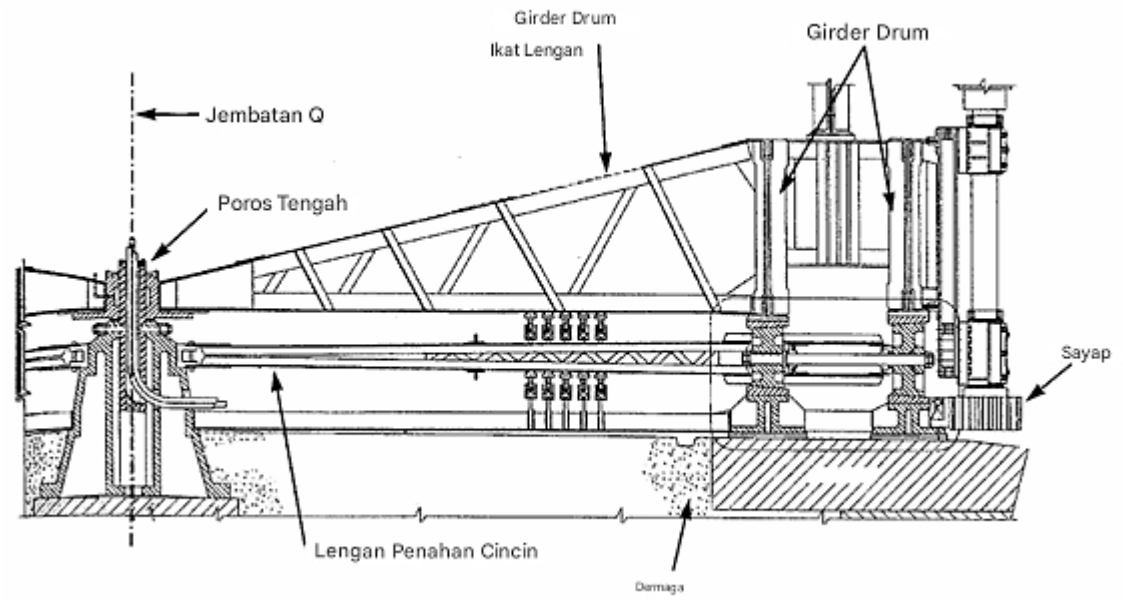


Gambar 21.20 Roda penyeimbang dan bantalan poros untuk bentang ayunan poros tengah.

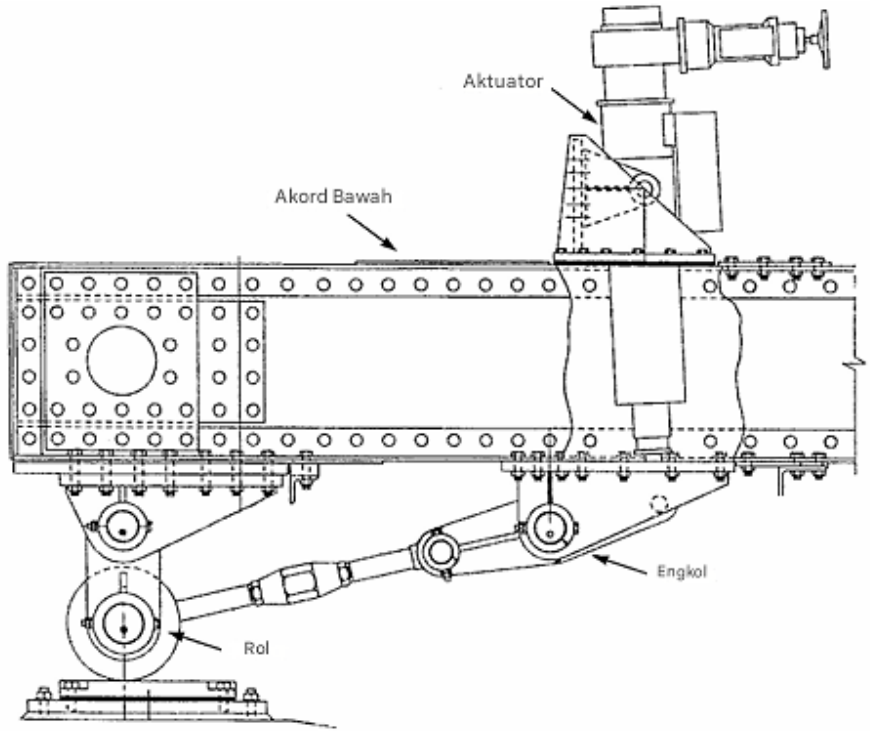


Gambar 21.21 Susunan baji beban hidup untuk bentang ayunan poros tengah.

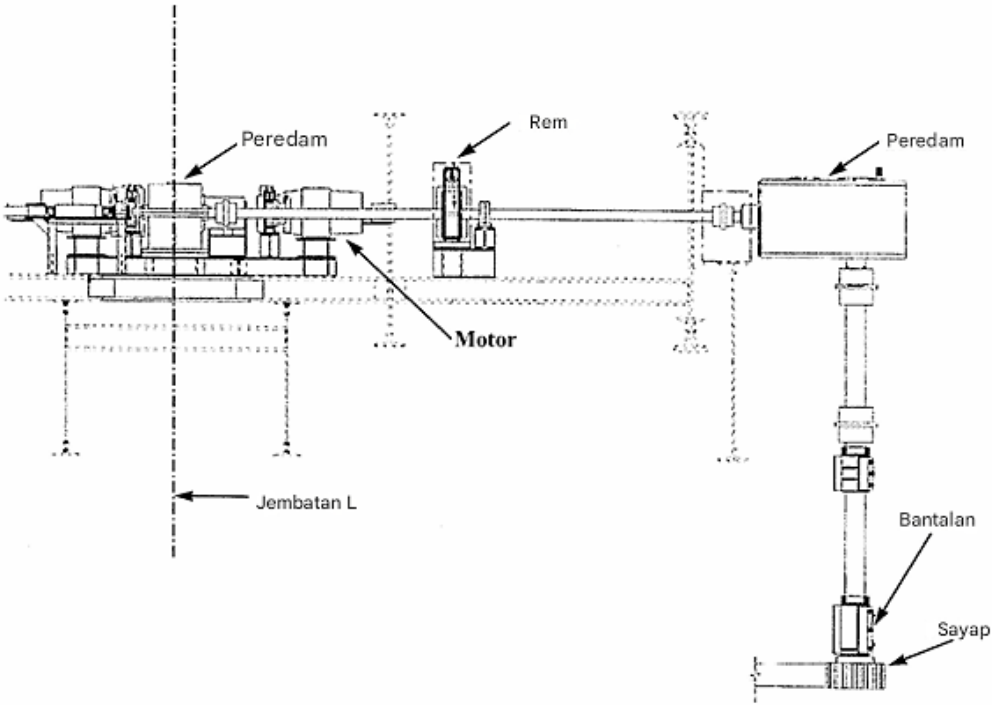
Gambar 21.22 menunjukkan susunan bentang ayun tipe bantalan tepi. Perhatikan bahwa susunan ini jauh lebih rumit daripada susunan poros tengah yang ditunjukkan di atas. Rol harus dirancang untuk menahan beban mati, beban hidup, dan beban benturan, dan tidak seperti rol intermiten yang digunakan untuk jembatan poros tengah, rol harus ditempatkan secara kontinu di sekeliling tepi. Tujuan poros tengah adalah untuk menjaga agar rol tetap berada di tengah, dan untuk beberapa jembatan untuk menahan sebagian beban mati dan beban hidup. Gambar 21.23 menunjukkan perangkat pengangkat ujung yang digunakan untuk bentang ayun.



Gambar 21.22 Susunan bentang ayun bantalan tepi.



Gambar 21.23 Perangkat pengangkat ujung untuk bentang ayun.

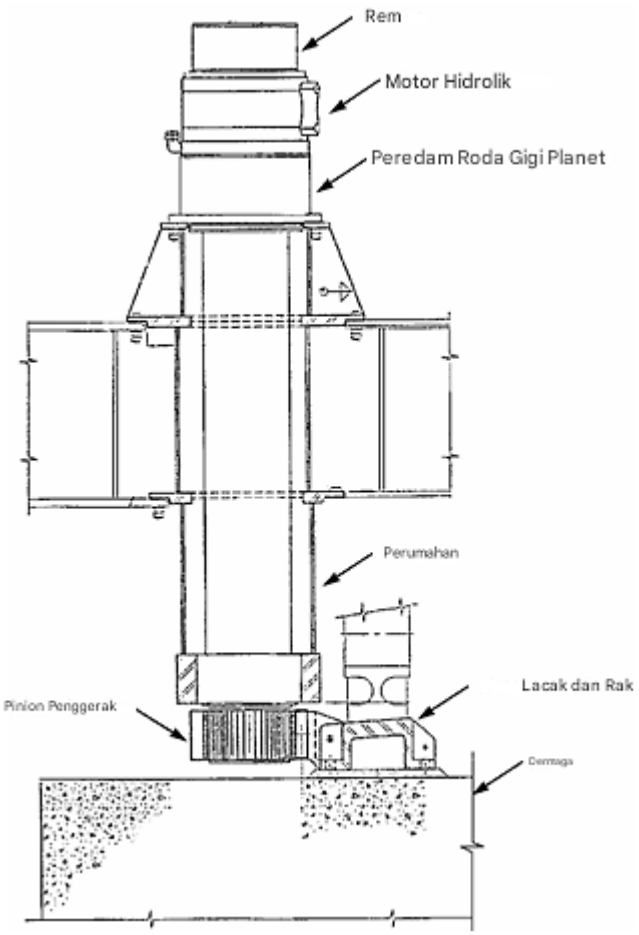


Gambar 21.24 Susunan penggerak mekanis untuk bentang ayun.

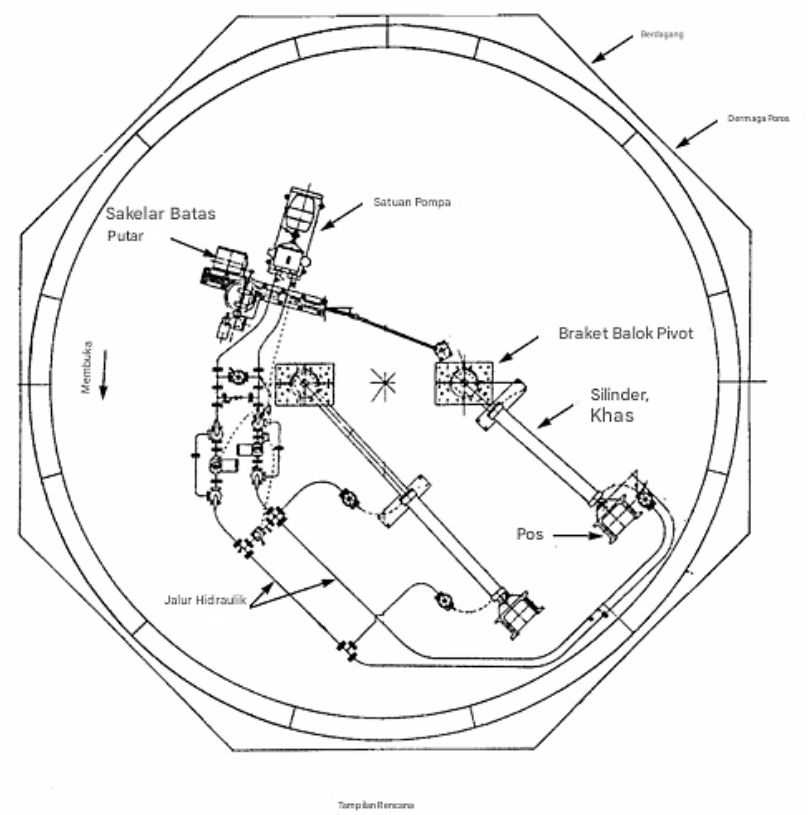
Gambar 21.24 menunjukkan susunan penggerak mekanis untuk bentang ayun, dan susunan serupa dapat diadaptasi untuk jembatan poros dan jembatan bantalan tepi. Masalah umum dengan susunan ini adalah pemasangan pinion ke penyangga struktural karena gaya

yang sangat tinggi dapat ditimbulkan saat mengerem bentang ayun ketika berhenti dan penyangga ini cenderung menjadi masalah perawatan.

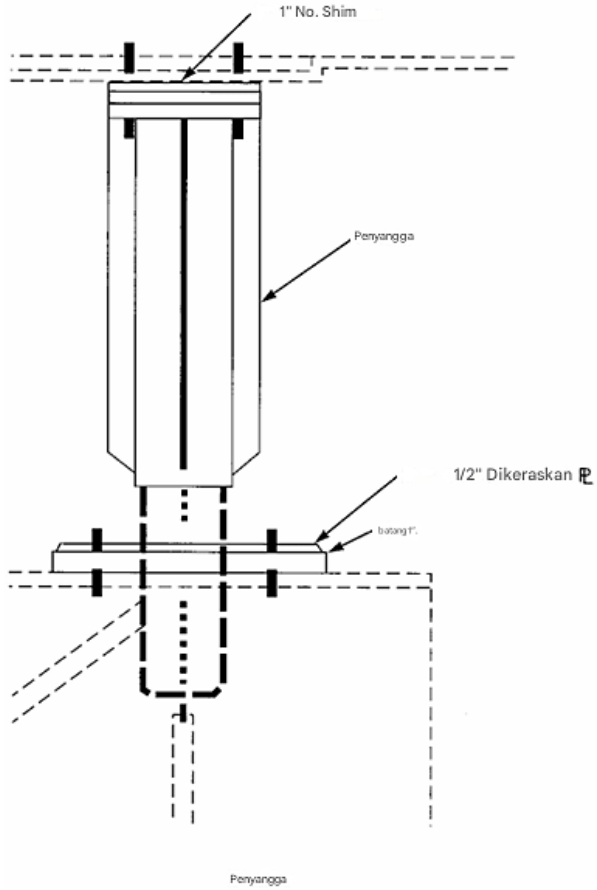
Gambar 21.25 mengilustrasikan salah satu dari empat penggerak hidrolik dari Jembatan Coleman. Penggerak ini memiliki dudukan cincin eksentrik sehingga celah pinion/rak dapat disesuaikan. Gambar 21.26 menunjukkan penggerak hidrolik untuk bentang ayun menggunakan silinder hidrolik. Gambar 21.27 menunjukkan penyangga udara tipikal. Ini disediakan di ujung bentang yang dapat digerakkan. Dengan sistem kontrol modern, khususnya dengan hidrolik, penyangga mungkin tidak diperlukan untuk membantu dalam penempatan. Selama bertahun-tahun ini dibuat khusus tetapi, jika diperlukan, sekarang dapat menggunakan penyangga udara atau hidrolik komersial yang tersedia di pasaran, seperti yang ditunjukkan di sini.



Gambar 21.25 Salah satu dari empat penggerak hidrolik dari Jembatan Coleman, Sungai York, Virginia.



Gambar 21.26 Penggerak hidrolik untuk bentang ayun menggunakan silinder hidrolik.



Gambar 21.27 Penyangga udara tipikal.

21.5 PENGOPERASIAN JEMBATAN, DAYA, DAN KONTROL

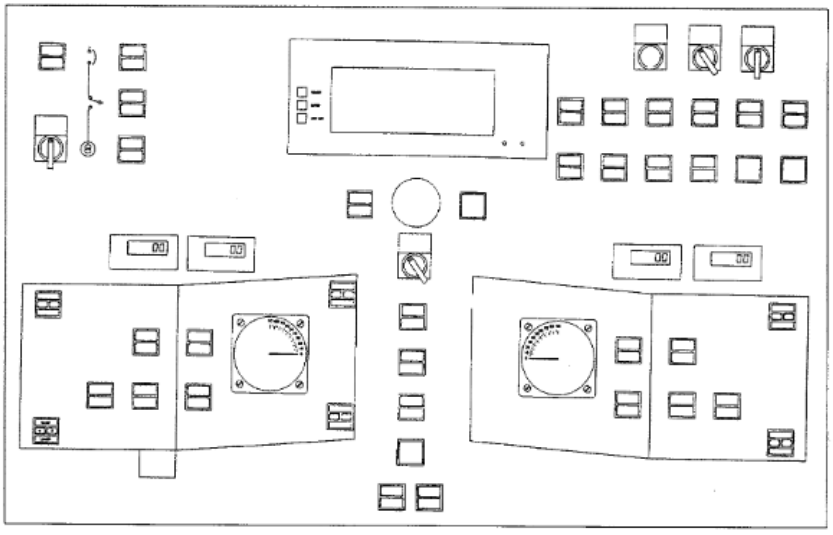
Pengoperasian Jembatan

Jembatan bergerak dirancang untuk dioperasikan mengikuti protokol yang telah ditetapkan, dan protokol ini diintegrasikan ke dalam sistem kontrol sebagai serangkaian interlock permisif. Urutan pengoperasian normal adalah sebagai berikut:

Kapal memberi sinyal untuk pembukaan, biasanya melalui radio maritim tetapi dapat juga melalui klakson. Untuk jembatan jalan raya, operator membunyikan klakson, mengaktifkan sinyal lalu lintas, menghentikan lalu lintas, menurunkan gerbang jalan, kemudian menurunkan gerbang penghalang. Untuk jembatan kereta api, operator perlu mendapatkan sinyal permisif dari petugas pengatur lalu lintas kereta api.

Setelah gerbang penghalang diturunkan, sinyal permisif memungkinkan operator untuk menarik kunci dan/atau baji dan lift dan, setelah itu selesai, untuk membuka bentang. Kapal kemudian dapat melanjutkan melalui bukaan tersebut. Untuk menutup jembatan, langkah-langkahnya dibalik.

Kontrol dioperasikan dari meja kontrol dan Gambar 21.28 menunjukkan tata letak meja kontrol yang khas. Perhatikan bahwa meja kontrol mencakup indikator posisi untuk menunjukkan posisi bentang yang dapat digerakkan serta serangkaian tombol tekan untuk mengontrol pengoperasian. Tujuan umum dalam mendesain meja tersebut adalah agar posisi tombol meniru urutan operasi. Biasanya, tombol-tombol tersebut menyala untuk menunjukkan statusnya.



Gambar 21.28 Tata letak meja kontrol tipikal.

Daya Jembatan

Pada tahun-tahun awal, ketika jalan-jalan di sebagian besar kota memiliki trem listrik, jembatan yang dapat digerakkan dioperasikan dengan daya trem 500 VDC. Saat trem dilepas, penyearah dipasang pada jembatan untuk mengubah tegangan AC perusahaan utilitas menjadi tegangan DC. Banyak jembatan yang dapat digerakkan bersejarah yang masih beroperasi dengan motor DC asli dan kontrol kecepatan sakelar/relai drum memiliki penyearah

ini. Sebagian besar jembatan bergerak yang telah direhabilitasi dalam beberapa tahun terakhir, tetapi masih mempertahankan motor DC asli, sekarang memiliki pengontrol penyearah terkontrol silikon (SCR) yang menggunakan input tegangan AC dan menghasilkan output tegangan DC variabel langsung ke motor.

Tegangan layanan yang paling umum untuk jembatan bergerak adalah 480 Vac, 3 fase, meskipun di beberapa lokasi, layanannya adalah 240 atau 208 Vac, 3 fase. Faktor ekonomi dan kebijakan perusahaan utilitas adalah faktor penentu utama dalam penggunaan tegangan. Daya listrik, disederhanakan, sama dengan volt dikalikan ampere. Dengan demikian, untuk daya kuda tertentu, arus motor pada 480 V adalah setengah dari arus pada 240 V. Aspek ekonomisnya jelas jika kita mempertimbangkan ukuran rangka motor, pengontrol motor, peralatan sakelar listrik, dan konduktor yang semuanya secara fisik lebih kecil untuk 480 V daripada untuk 240 V.

Namun, beberapa perusahaan utilitas biasanya tidak menyediakan 480 V dan mereka tidak bersedia mempertahankan layanan 480 V tunggal tanpa membebankan biaya yang besar kepada pemilik jembatan. Jika biaya layanan tambahan ini melebihi penghematan penggunaan motor dan kontrol 480 V, layanan 240 V menjadi lebih menarik. Pilihan satu tegangan dibandingkan yang lain tidak berpengaruh pada biaya daya untuk jembatan bergerak. Daya tetap daya dan tarif per kilowatt-jam sama terlepas dari tegangan. Faktor biaya layanan yang terkadang diabaikan adalah biaya permintaan yang dikenakan perusahaan utilitas pada beban intermiten yang sangat besar.

Biaya ini untuk mengimbangi biaya perusahaan utilitas dalam menyediakan kemampuan pembangkitan dan transmisi daya untuk melayani permintaan fasilitas yang biasanya tidak beroperasi. Biaya ini didasarkan pada beban puncak, yang diukur pada meteran, selama periode, biasanya, 15 menit. Biaya tersebut diamortisasi selama tahun setelah pembacaan tertinggi terakhir dan ditambahkan ke tagihan untuk jumlah daya listrik aktual yang digunakan.

Dalam kasus jembatan yang memiliki permintaan daya yang sangat tinggi, bahkan jika hanya dibuka sekali atau dua kali setahun, biaya listrik tahunan sangat tinggi karena pemilik harus membayar kapasitas permintaan terlepas dari apakah kapasitas tersebut digunakan atau tidak. Merujuk pada diskusi sebelumnya tentang penyeimbang, sangat penting bahwa desain jembatan sedemikian rupa sehingga seefisien mungkin dalam hal energi.

Baik AREA dan AASHTO mensyaratkan jembatan bergerak untuk memiliki sarana operasi darurat jika daya utama hilang. Sebagian besar jembatan dirancang dengan generator cadangan yang digerakkan mesin dan mengoperasikan jembatan dengan penggerak motor listrik normal. Untuk keselamatan dan keandalan, mesin diesel lebih disukai oleh sebagian besar pemilik jembatan. Operasi manual dapat disediakan sebagai cadangan untuk perangkat bantu seperti kunci, gerbang, dan baji. Namun, ada banyak jenis sistem cadangan yang berbeda, seperti berikut ini:

1. Mesin pembakaran internal atau motor udara pada mesin darurat yang dapat diaktifkan bila diperlukan;

2. Motor listrik darurat yang lebih kecil pada mesin darurat untuk mengurangi ukuran generator darurat;
3. Soket untuk generator darurat portabel untuk mengurangi investasi modal untuk daya darurat bagi beberapa jembatan, serta fasilitas milik pemerintah kota lainnya.

Pengendalian Jembatan

Sistem kontrol utama yang digunakan pada jembatan bergerak yang baru dibangun atau direhabilitasi adalah pengontrol logika terprogram (PLC). Ini adalah sistem berbasis komputer yang telah diadaptasi dari aplikasi industri lainnya. PLC menawarkan kemampuan untuk mengotomatiskan pengoperasian jembatan sepenuhnya. Namun, sebagian besar instansi telah menggunakan PLC sebagai pengganti sistem berbasis relai untuk mengurangi biaya konstruksi awal dan mengurangi ruang yang dibutuhkan untuk sistem kontrol. Aplikasi umum lainnya untuk PLC termasuk pembuatan pesan alarm untuk membantu mengurangi waktu dalam pemecahan masalah dan pemeliharaan sistem.

Sebagai contoh penggunaan yang luas, Departemen Perhubungan New Jersey memiliki PLC di semua jembatannya dan memiliki program pelatihan proaktif untuk staf operasional dan teknisnya. Namun, tidak semua negara bagian menggunakan PLC, karena Departemen Perhubungan Florida dan Washington State sekarang kembali ke sistem berbasis relai karena mereka tidak memiliki staf teknis untuk memelihara PLC.

Perkembangan yang lebih baru adalah penggunaan PLC untuk pengoperasian jarak jauh. Sebagai contoh, kota Milwaukee, Wisconsin memiliki beberapa jembatan yang dikendalikan dari jarak jauh melalui tautan modem komputer dan TV sirkuit tertutup. Ini mengurangi jumlah staf menjadi satu petugas untuk setiap tiga jembatan. Potensi tanggung jawab dari sistem jenis ini perlu dievaluasi dengan cermat karena operator jembatan mungkin tidak dapat mengamati semua bagian jembatan secara memadai saat mengoperasikan bentang jembatan. Peraturan lingkungan telah membuat izin pemasangan kabel bawah laut sulit diperoleh. PLC dan modem radio telah digunakan di beberapa negara bagian untuk menggantikan kabel kontrol yang seharusnya ada di kabel bawah laut.

Pemilihan sistem penggerak berorientasi pada kinerja. Keandalan dan biaya adalah isu utama. Penggerak yang paling umum untuk jembatan bergerak selama 80 tahun terakhir adalah motor DC dan motor AC rotor berbelit dengan relai dan sakelar drum. Kedua teknologi ini tetap yang paling umum saat ini meskipun telah banyak kemajuan dalam kontrol motor DC dan AC dan sistem lama dengan cepat digantikan oleh solid-state drive.

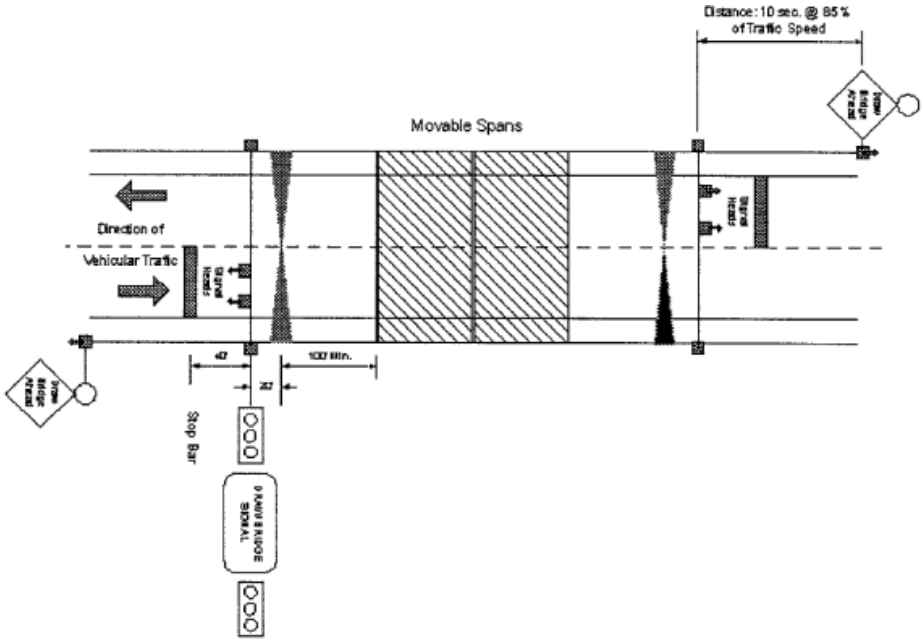
Penggerak DC modern pada jembatan bergerak dikontrol secara digital, sepenuhnya regeneratif, pengontrol motor SCR empat kuadran. Secara lebih umum, ini adalah solid-state drive yang menyediakan kontrol kecepatan dan torsi variabel tak terbatas baik dalam arah maju maupun mundur.

Mereka memiliki pemrograman mikroprosesor yang memberikan penyesuaian parameter operasi yang tepat, dan setelah sistem diatur, jarang perlu disesuaikan. Parameter yang dapat diprogram meliputi akselerasi, deselerasi, kecepatan preset, laju respons, batas arus/torsi, torsi pengereman, dan logika urutan. Jenis penggerak ini telah terbukti memberikan kontrol kecepatan dan torsi yang sangat baik untuk kondisi pengoperasian jembatan.

Teknologi penggerak motor rotor berbelit juga telah beralih ke kontrol digital. Pengontrol tegangan variabel SCR baru pada dasarnya adalah sistem kontrol derek. Meskipun tidak secanggih penggerak DC, mereka memiliki kemampuan kontrol kecepatan dan torsi yang serupa. Sebagian besar aplikasi jembatan bergerak telah dimodifikasi menggunakan motor yang ada.

Pengontrol frekuensi yang dapat disesuaikan (AFC) mengontrol kecepatan dengan memvariasikan frekuensi tegangan dan arus AC ke motor induksi sangkar tupai. Jenis penggerak ini telah digunakan pada jembatan bergerak dengan beberapa keberhasilan tetapi tidak cocok untuk jenis aplikasi ini. Ada dua alasan utama. Pertama, jenis penggerak ini dirancang untuk mengontrol pompa dan kipas, bukan beban inersia tinggi. Kedua, pada kecepatan rendah, ia tidak memberikan torsi pengereman yang cukup untuk mempertahankan kontrol beban yang berlebihan. Ini merupakan masalah yang signifikan ketika menempatkan bentang dengan beban es dan salju.

Sistem AFC (*Automatic Force Control*) yang dikendalikan vektor fluks pertama telah digunakan pada jembatan bergerak selama kurang lebih 6 tahun. Ini adalah sistem penggerak yang cukup canggih yang mengendalikan fluks magnetik untuk menciptakan slip secara artifisial dan dengan demikian mengendalikan torsi pada kecepatan berapa pun, termasuk torsi motor penuh pada kecepatan nol.



Gambar 21.29 Tata letak tipikal sinyal dan gerbang jembatan bergerak.

Pengontrol penggerak menggunakan input dari encoder poros digital untuk menentukan posisi rotor motor dan kemudian menghitung berapa banyak tegangan dan arus yang harus diberikan ke setiap kabel motor. Penggerak ini mampu menghasilkan torsi nominal 100% pada kecepatan nol yang memberikan kontrol gerak yang sangat baik pada kecepatan rendah.

21.6 KONTROL LALU LINTAS JEMBATAN BERGERAK

Kontrol lalu lintas kereta api untuk jembatan kereta api bergerak melibatkan penguncian sistem sinyal kereta api dengan kontrol pengoperasian jembatan. Untuk jembatan bergerak yang berada di jalur kereta api yang memiliki rel ketiga atau daya kawat listrik atas, penguncian harus mencakup sistem daya traksi. Pada prinsipnya, penguncian perlu dirancang sedemikian rupa sehingga sinyal kereta api menunjukkan bahwa jalur ditutup dan daya dimatikan sebelum mengoperasikan bentang jembatan. Namun, detail bagaimana hal ini dilakukan bergantung pada perusahaan kereta api yang bersangkutan dan tidak akan dibahas di sini. Untuk jembatan jalan raya yang dapat digerakkan, pengendalian lalu lintas jalan raya diatur oleh Spesifikasi Jembatan Jalan Raya yang Dapat Digerakkan AASHTO, serta Manual untuk Perangkat Pengendalian Lalu Lintas Seragam (MUTCD).

Setiap pemilik dapat memberlakukan persyaratan tambahan tetapi Manual biasanya digunakan di Amerika Serikat. Minimal ini akan mencakup rambu peringatan JEMBATAN ANGKAT DI DEPAN, sinyal lalu lintas, gerbang peringatan (atau jalan raya), dan biasanya gerbang penahan (atau penghalang). Salah satu kemungkinan pengaturan ditunjukkan pada Gambar 21.29 untuk jembatan angkat dua daun, perhatikan bahwa tidak ada gerbang penahan. AASHTO mensyaratkan bahwa gerbang penahan (penghalang positif) ditempatkan sebelum pembukaan bentang yang dapat digerakkan kecuali jika bentang itu sendiri, seperti daun angkat, menghalangi pembukaan.

Untuk lalu lintas maritim, penerangan navigasi harus mengikuti persyaratan Izin Jembatan sebagaimana disetujui oleh Penjaga Pantai AS. Izin biasanya mengikuti persyaratan Penjaga Pantai sebagaimana terdapat dalam Kode Peraturan Federal AS 33, Bagian 118, Penerangan Jembatan dan Sistem Lainnya. Peraturan ini mengidentifikasi jenis dan pengaturan khusus untuk lampu navigasi tergantung pada jenis jembatan bergerak.

BAB 22
JEMBATAN APUNG

22.1 PENDAHULUAN

Jembatan apung adalah solusi hemat biaya untuk menyeberangi perairan luas dengan kedalaman yang tidak biasa dan dasar yang sangat lunak di mana dermaga konvensional tidak dapat digunakan. Tidak praktis. Untuk lokasi dengan lebar air 2 hingga 5 km, kedalaman 30 hingga 60 m, dan dasar yang sangat lunak membentang sejauh 30 hingga 60 m lagi, jembatan apung diperkirakan akan menelan biaya tiga hingga lima kali lebih murah daripada jembatan tetap bentang panjang, tabung, atau terowongan.

Jembatan apung modern dapat dibangun dari kayu, beton, baja, atau kombinasi material, tergantung pada persyaratan desain. Sebuah jembatan kereta api ponton kayu apung bergerak sepanjang 124 m dibangun pada tahun 1874 melintasi Sungai Mississippi di Wisconsin, Amerika Serikat. Jembatan itu dibangun kembali beberapa kali sebelum akhirnya ditinggalkan. Sebuah jembatan apung kayu sepanjang 98 m masih beroperasi di Brookfield, Vermont. Jembatan Apung Brookfield saat ini adalah struktur pengganti ketujuh, dan dibangun oleh Badan Transportasi Vermont pada tahun 1978.

Jembatan Apung Danau Washington pertama sepanjang 2018 m di Seattle, Washington, dibangun dari beton dan dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1940 (Gambar 22.1). Sejak itu, tiga jembatan apung beton lainnya telah dibangun. Jembatan apung beton ini membentuk jalur transportasi utama dalam sistem jalan raya negara bagian dan antar negara bagian di Negara Bagian Washington.

Jembatan Apung Kelowna di Danau Okanagan di British Columbia, Kanada, dibangun dari beton dan dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1958. Panjangnya 640 m dan memiliki dua lajur lalu lintas. Jembatan Apung Salhus sepanjang 1246 m dan Jembatan Apung Bergsoysund sepanjang 845 m di Norwegia (Gambar 22.2) dibangun dari ponton beton dan struktur atas baja. Jembatan-jembatan ini dibuka untuk lalu lintas pada awal tahun 1990-an.

Gambar 22.1 Jembatan apung pertama di Danau Washington.

Pengalaman Negara Bagian Washington menunjukkan bahwa jembatan apung beton bertulang dan prategang hemat biaya, tahan lama, dan perawatannya rendah sebagai fasilitas transportasi permanen. Beton sangat tahan korosi di lingkungan laut jika dirancang, dirinci, dan dibangun dengan benar. Beton merupakan material peredam getaran dan kebisingan yang baik, dan juga jauh lebih tahan terhadap api dan panas daripada kayu, baja, atau material konstruksi lainnya.

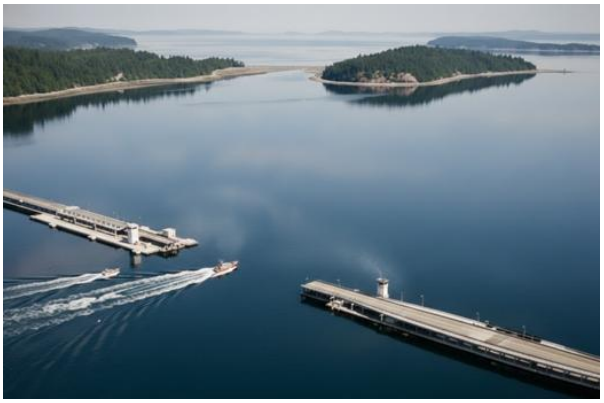
22.2 KONSEP DASAR JEMBATAN APUNG

Konsep jembatan apung memanfaatkan hukum alam daya apung air untuk menopang beban mati dan beban hidup. Tidak diperlukan tiang atau fondasi konvensional. Namun, sistem penjangkaran atau struktur diperlukan untuk menjaga keselarasan melintang dan memanjang jembatan. Jembatan apung pada dasarnya adalah balok di atas fondasi dan penyangga elastis. Beban vertikal ditahan oleh daya apung. Beban melintang dan memanjang ditahan oleh sistem tali tambat atau elemen struktural.

Fungsi jembatan apung adalah untuk mengangkut kendaraan, kereta api, sepeda, dan pejalan kaki melintasi suatu rintangan badan air. Karena jembatan apung melintasi suatu rintangan, maka jembatan tersebut menciptakan rintangan bagi lalu lintas maritim. Bukaan navigasi harus disediakan untuk dilewati oleh perahu rekreasi, perahu kecil, dan kapal besar. Bukaan ini dapat disediakan di ujung jembatan. Namun, kapal besar dapat menimbulkan tuntutan akan jarak bebas horizontal dan vertikal yang berlebihan.

Gambar 22.2 Jembatan apung Bergsoysund.

Dalam kasus seperti itu, bentang yang dapat digerakkan harus disediakan untuk memungkinkan lewatnya kapal besar. Jembatan Apng Hood Canal di Negara Bagian Washington memiliki sepasang bentang yang dapat digerakkan yang mampu menyediakan total jarak bebas horizontal 183 m (Gambar 22.3). Pembukaan bentang yang dapat digerakkan untuk lalu lintas maritim akan menyebabkan gangguan pada lalu lintas kendaraan.



Gambar 22.3 Bentang jembatan yang dapat dipindahkan untuk kapal besar.

Gambar 22.4 Struktur ponton kontinu.

Setiap gangguan dapat berlangsung selama 20 hingga 30 menit. Jika frekuensi pembukaan terlalu sering, konsep jembatan apung mungkin tidak sesuai untuk lokasi tersebut. Sebelum konsep jembatan apung jalan raya diadopsi, perlu dipertimbangkan dengan cermat kebutuhan jangka panjang yang saling bersaing antara lalu lintas kendaraan dan lalu lintas maritim.

22.3 JENIS JEMBATAN APUNG

Struktur Terapung

Jembatan terapung telah dibangun sejak zaman dahulu kala. Jembatan terapung kuno umumnya dibangun untuk operasi militer. Semua jembatan ini berbentuk kapal kecil yang ditempatkan berdampingan dengan papan kayu yang digunakan sebagai jalan. Kemudian, para perancang menambahkan bukaan untuk dilewati perahu kecil, bentang yang dapat dipindahkan untuk dilewati kapal besar, daya apung variabel untuk menyesuaikan perubahan ketinggian, dan sebagainya.

Jembatan terapung modern umumnya terdiri dari ponton beton dengan atau tanpa struktur atas yang ditinggikan dari beton atau baja. Ponton dapat berupa beton bertulang atau beton prategang yang diberi tegangan pasca-tarik dalam satu atau lebih arah. Jembatan ini dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu jenis ponton kontinu dan jenis ponton terpisah. Bukaan untuk dilewati perahu kecil dan bentang yang dapat dipindahkan untuk kapal besar dapat dimasukkan ke dalam masing-masing dari dua jenis jembatan terapung modern.

Jembatan apung ponton kontinu terdiri dari ponton-ponton individual yang disambungkan untuk membentuk struktur kontinu (Gambar 22.4). Ukuran setiap ponton individual didasarkan pada persyaratan desain, fasilitas konstruksi, dan kendala yang dikenakan oleh rute transportasi. Bagian atas ponton dapat digunakan sebagai jalan raya atau struktur atas dapat dibangun di atas ponton. Semua jembatan apung yang ada di Negara Bagian Washington saat ini adalah tipe jembatan apung ponton kontinu.

Jembatan apung ponton terpisah terdiri dari ponton-ponton individual yang ditempatkan melintang terhadap struktur dan ditopang oleh struktur atas dari baja atau beton (Gambar 22.5). Struktur atas harus memiliki kekuatan dan kekakuan yang cukup untuk mempertahankan posisi relatif ponton yang terpisah. Dua jembatan apung di Norwegia adalah tipe jembatan apung ponton terpisah.

Kedua jenis struktur apung ini secara teknis layak dan relatif mudah untuk dianalisis. Keduanya dapat dirancang dengan aman untuk menahan beban gravitasi, gaya angin dan gelombang, dan peristiwa ekstrem, seperti tabrakan kapal dan badai besar. Jembatan apung berfungsi dengan baik sebagai struktur jalan raya dengan permukaan jalan berkualitas tinggi untuk keselamatan berkendara dalam sebagian besar kondisi cuaca.

Jembatan ini memiliki daya tarik yang unik dan dampak lingkungan yang rendah. Jembatan ini sangat hemat biaya untuk penyeberangan air di mana airnya dalam (misalnya, lebih dari 30 m) dan lebar (misalnya, lebih dari 900 m), tetapi arusnya tidak boleh terlalu deras (misalnya, lebih dari 6 knot), angin tidak terlalu kencang (misalnya, kecepatan angin rata-rata lebih dari 160 km/jam), dan gelombang tidak terlalu tinggi (misalnya, tinggi gelombang signifikan lebih dari 3 m).

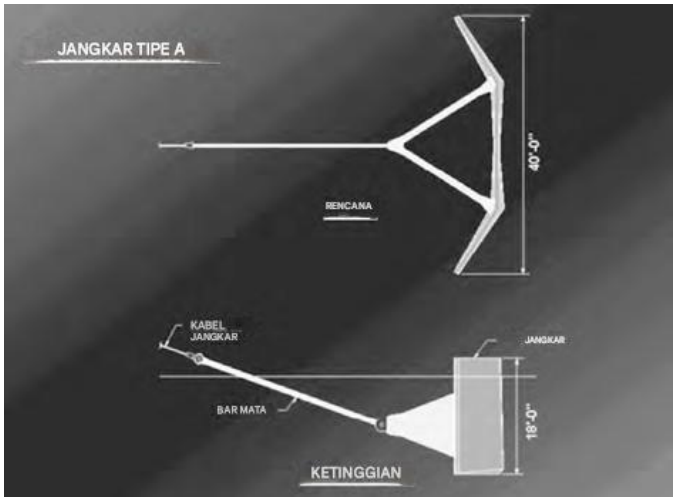
Sistem Penjangkaran

Struktur apung dapat ditahan di tempatnya dengan berbagai cara dengan sistem tiang pancang, caisson, tali tambat dan jangkar, struktur pemandu tetap, atau desain khusus lainnya. Sistem penjangkaran yang paling umum terdiri dari sistem tali tambat dan jangkar. Sistem ini digunakan di semua jembatan apung yang ada di Negara Bagian Washington. Tali tambatnya adalah untaian struktural galvanis yang memenuhi ASTM A586. Berbagai jenis jangkar dapat digunakan, tergantung pada kedalaman air dan kondisi tanah. Empat jenis jangkar digunakan untuk menambatkan jembatan apung di Danau Washington, Seattle.

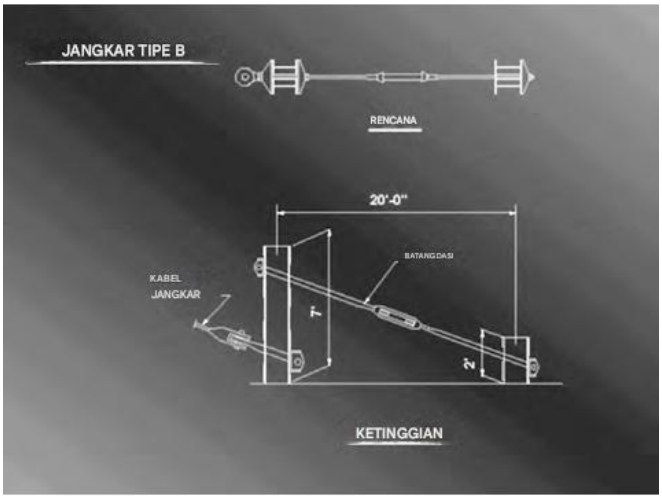
Jangkar Tipe A (Gambar 22.6) dirancang untuk ditempatkan di perairan dalam dan tanah yang sangat lunak. Jangkar ini terbuat dari beton bertulang yang dilengkapi dengan pipa untuk penyemprotan air. Berat setiap jangkar berkisar antara 60 hingga 86 ton. Jangkar diturunkan ke dasar danau dan penyemprot air dihidupkan sehingga jangkar tenggelam ke dasar danau yang lunak untuk menanamkan jangkar sepenuhnya. Kapasitas jangkar dikembangkan melalui tekanan tanah pasif.

Gambar 22.5 Struktur tipe ponton terpisah.

Jangkar Tipe B (Gambar 22.7) adalah jangkar tiang yang dirancang untuk digunakan di dasar yang keras dan di kedalaman air kurang dari 27 m. Jangkar Tipe B terdiri dari dua tiang baja H yang ditancapkan secara berurutan hingga kedalaman tertentu. Tiang-tiang tersebut diikat bersama untuk meningkatkan kapasitas.

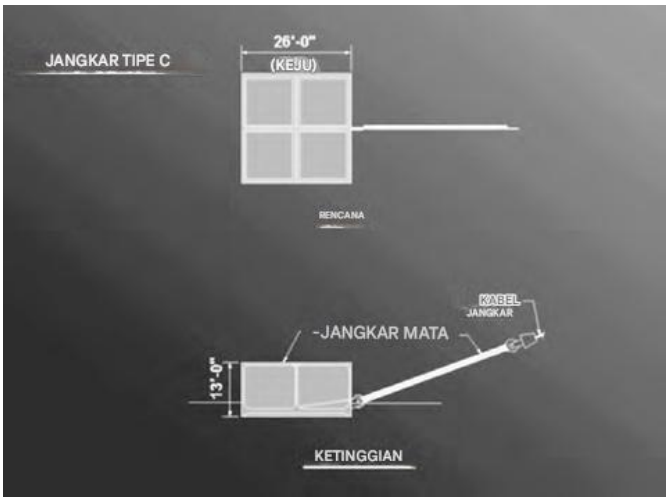


Gambar 22.6 Jangkar Tipe A.



Gambar 22.7 Jangkar Tipe B.

Jangkar Tipe C (Gambar 22.8) adalah jangkar tipe gravitasi, terbuat dari beton bertulang berbentuk kotak dengan bagian atas terbuka. Struktur ini dirancang untuk ditempatkan di perairan dalam di mana tanahnya terlalu keras untuk penyemprotan. Kotak-kotak tersebut diturunkan ke posisi yang diinginkan dan kemudian diisi dengan kerikil hingga mencapai berat yang ditentukan.



Gambar 22.8 Jangkar Tipe C.

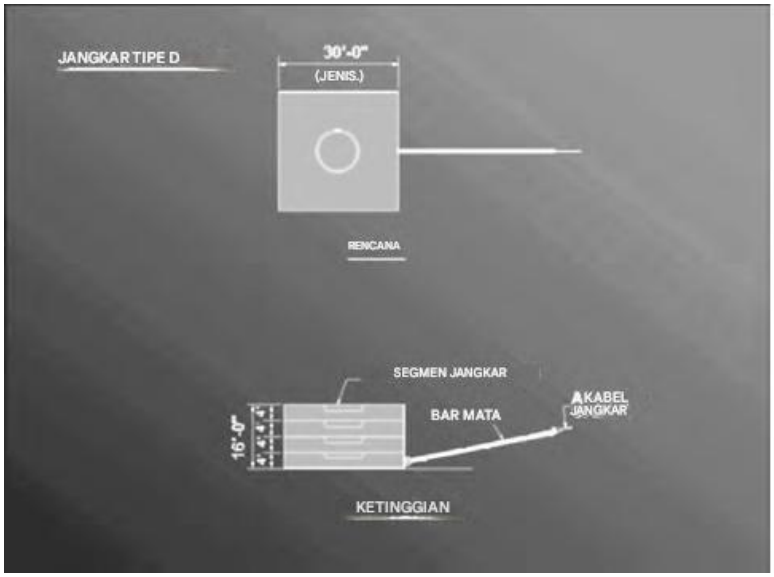
Jangkar Tipe D (Gambar 22.9) juga merupakan jangkar tipe gravitasi seperti jangkar Tipe C. Jangkar ini terdiri dari lempengan beton bertulang padat, masing-masing beratnya sekitar 270 ton. Jangkar ini dirancang untuk penempatan di perairan dangkal dan dalam di mana tanah terlalu keras untuk penyemprotan air. Lempengan pertama diturunkan ke posisinya dan kemudian diikuti oleh lempengan-lempengan berikutnya. Jumlah lempengan ditentukan oleh kapasitas jangkar yang dibutuhkan. Jangkar Tipe D dipilih daripada jangkar Tipe B dan Tipe C, karena kesederhanaan desain, kemudahan pengecoran, dan kecepatan penempatan.

22.4 KRITERIA DESAIN JEMBATAN APUNG

Desain jembatan apung mengikuti praktik rekayasa yang baik yang sama seperti untuk jembatan beton atau baja di darat. Ketentuan desain dan konstruksi yang tercantum dalam Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya atau Spesifikasi Desain Jembatan LRFD berlaku dan harus dipatuhi sebisa mungkin. Namun, karena jembatan apung mengapung di perairan tawar atau laut, kriteria desain harus mempertimbangkan beberapa kondisi khusus yang melekat pada struktur apung. Kinerja jembatan apung sangat sensitif terhadap kondisi dan gaya lingkungan, seperti angin, gelombang, arus, dan unsur korosif. Tujuan dari kriteria desain adalah untuk memastikan bahwa jembatan apung akan:

- Memiliki masa pakai yang lama yaitu 75 hingga 100 tahun dengan biaya siklus hidup yang rendah;
- Memenuhi persyaratan fungsional, ekonomis, dan praktis;
- Berkinerja andal dan nyaman untuk dilalui dalam kondisi layanan normal;

- Mampu menahan kerusakan akibat beban tak terduga dan badai ekstrem tanpa tenggelam;
- Melindungi dari banjir dan kegagalan progresif.



Gambar 22.9 Jangkar Tipe D.

Beban dan Kombinasi Beban

Struktur harus dirancang sesuai dengan beban dan kombinasi beban untuk desain beban layanan dan desain faktor beban yang diuraikan dalam Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya atau Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, kecuali bagian terapung dari struktur harus mempertimbangkan beban dan gaya lingkungan lainnya dan memodifikasi beban dan kombinasi beban sesuai dengan itu.

Angin dan gelombang adalah beban lingkungan utama, sementara arus, tekanan hidrostatik, dan suhu juga berpengaruh pada desain akhir. Tergantung pada kondisi lokasi, beban lain, seperti variasi pasang surut, pertumbuhan biota laut, es, hanyutan, dll., mungkin perlu dipertimbangkan.

Angin dan Gelombang

Angin dan gelombang memberikan gaya yang signifikan pada struktur terapung (Gambar 22.10). Namun, beban lingkungan ini adalah yang paling sulit diprediksi. Umumnya, terdapat kekurangan data klimatologi jangka panjang untuk lokasi jembatan. Catatan pengamatan data angin yang panjang sangat dibutuhkan untuk mengembangkan kecepatan angin desain dan karakteristik gelombang yang lebih akurat. Disarankan untuk memasang instrumen di lokasi jembatan potensial untuk mengumpulkan data klimatologi sedini mungkin.

Angin yang bertiup di atas air menghasilkan kondisi laut yang menimbulkan beban horizontal, vertikal, dan torsi pada jembatan apung. Beban ini merupakan fungsi dari kecepatan angin, arah angin, durasi angin, panjang jangkauan, konfigurasi saluran, dan kedalaman.

Gambar 22.10 Gaya angin dan gelombang.

Pertimbangan harus diberikan pada kondisi angin dan gelombang badai normal dan ekstrem untuk lokasi tersebut. Kondisi badai normal didefinisikan sebagai kondisi badai yang memiliki interval pengulangan rata-rata 1 tahun, yaitu badai maksimum yang kemungkinan terjadi sekali dalam setahun. Kondisi badai ekstrem didefinisikan sebagai kondisi badai yang memiliki interval pengulangan rata-rata 100 tahun, yaitu badai maksimum yang kemungkinan terjadi sekali dalam 100 tahun. Gaya angin dan gelombang ini dapat dilambangkan dengan

WN = Angin Normal pada Struktur — Badai 1 Tahun
NW = Gelombang Normal pada Struktur — Badai 1 Tahun
WS = Angin Badai Ekstrem pada Struktur — Badai 100 Tahun
SW = Gelombang Badai Ekstrem pada Struktur — Badai 100 Tahun

Modifikasi berikut direkomendasikan untuk Kombinasi Beban AASHTO di mana beban angin disertakan:

1. Ganti WS + SW dengan W, dan WN + NW dengan 0,3W.
2. Gunakan setengah dari beban suhu dalam kombinasi dengan WS dan SW.
3. Hilangkan beban L, I, WL, dan LF ketika WS dan SW digunakan dalam desain.

Kondisi badai angin 20 tahun biasanya digunakan untuk membuat keputusan operasional untuk menutup jembatan bagi lalu lintas guna memastikan keselamatan dan kenyamanan bagi masyarakat yang bepergian. Hal ini sangat penting terutama ketika terjadi gerakan berlebihan dan percikan air di atas jalan raya. Ketika terdapat bentang yang dapat digerakkan pada jembatan apung untuk menyediakan bukaan navigasi, badai angin 20 tahunan juga digunakan untuk membuka bentang yang dapat digerakkan guna mengurangi tekanan pada struktur.
Berikut adalah contoh kumpulan data desain angin dan gelombang:

Interval Pengembalian	Kecepatan Angin (rata-rata 1 menit)	Tinggi Gelombang Signifikan	Periode
Badai angin 1 tahun	76 km/jam	0.85 m	3,23 s
Badai angin 20 tahun	124 km/jam	1.55 m	4,22 s
Badai angin 100 tahun	148 km/jam	1.95 m	4.65 s

Potensi Kerusakan

Jembatan apung harus memiliki kapasitas yang memadai untuk menahan potensi kerusakan (DM) yang diakibatkan oleh tabrakan kapal kecil, benturan puing atau kayu gelondong, banjir, dan hilangnya kabel atau komponen tambat. Dengan mempertimbangkan hanya satu kondisi dan lokasi kerusakan pada satu waktu, struktur ponton harus dirancang setidaknya untuk hal-hal berikut:

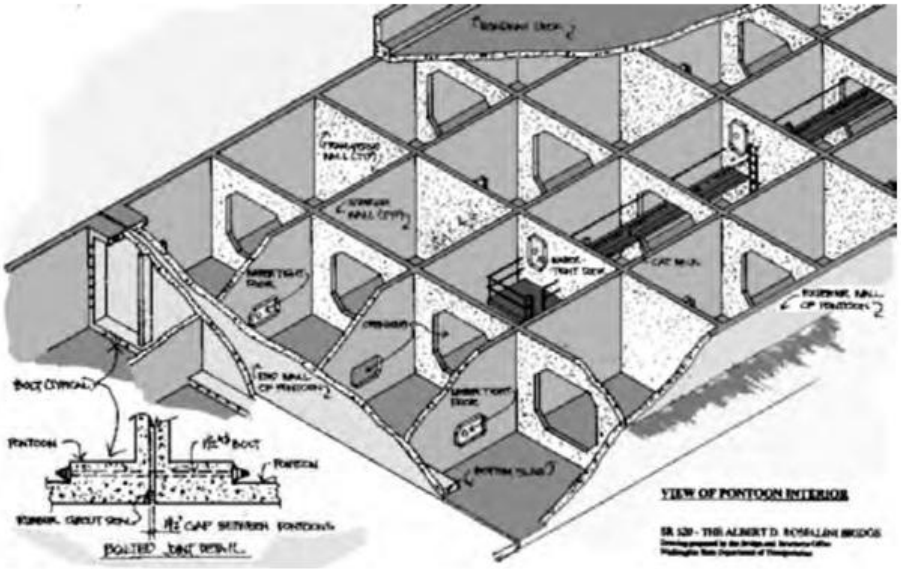
1. *Tabrakan:* Terapkan beban tabrakan horizontal 45 kN sebagai beban layanan pada dinding luar ponton. Terapkan beban tabrakan horizontal 130 kN sebagai beban terfaktor pada dinding luar ponton. Beban tersebut dapat diasumsikan diterapkan pada area yang tidak lebih besar dari 0,3 × 0,3 m.
2. *Banjir:*
   - Banjir pada dua sel eksterior yang berdekatan di sepanjang struktur
   - Banjir pada semua sel di sepanjang lebar ponton
   - Banjir pada semua sel ujung ponton yang terisolasi selama penarikan
   - Banjir pada sel ujung luar struktur yang sebagian dirakit
3. *Hilangnya kabel atau komponen tambat.*
4. *Pemisahan total jembatan apung akibat patahan melintang atau diagonal*. Kondisi ini hanya berlaku untuk kombinasi beban terfaktor.

Beban DM potensial di atas harus dikombinasikan dengan kombinasi Grup VI, VIII, dan IX AASHTO untuk Desain Beban Layanan dan Desain Faktor Beban. Jika Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD digunakan dalam desain, beban dari Butir 2 hingga 4 dapat dianggap sebagai kejadian ekstrem.

Setiap struktur apung unik dan persyaratan khusus harus ditetapkan sesuai dengan itu. Kriteria dan praktik kerusakan maritim, seperti yang berlaku untuk kapal dan kapal penumpang, harus ditinjau dan diterapkan jika berlaku dalam mengembangkan kriteria kerusakan untuk struktur apung. Namun, jembatan apung berperilaku sangat berbeda dari kapal, karena pengekangan struktural jauh lebih dominan daripada pengekangan hidrostatik. Trim, kemiringan, dan penurunan struktur yang terendam air relatif kecil. Dengan kerusakan besar, kapasitas struktural tercapai sebelum deformasi besar terjadi atau diamati. Ini adalah fakta penting yang perlu diperhatikan ketika membandingkan dengan kriteria stabilitas untuk kapal.

Mengendalikan Kegagalan Progresif

Meskipun air memberikan daya apung untuk menjaga jembatan apung tetap mengapung, air yang bocor ke bagian dalam jembatan apung dapat menyebabkan kegagalan progresif, yang akhirnya menenggelamkan jembatan. Waktu sangat penting dalam menanggapi kerusakan atau banjir. Personil pemeliharaan harus menanggapi kerusakan jembatan apung dengan cepat, terutama ketika air mulai bocor ke dalam struktur.



Gambar 22.11 Kompartemen kedap air kecil.

Sistem pemantauan sel elektronik dengan sensor air untuk mendeteksi masuknya air dan memberikan peringatan dini kepada personil pemeliharaan harus dipasang untuk memastikan respons darurat tepat waktu. Sistem perpipaan bilik juga harus dipasang di jembatan untuk memompa air keluar.

Penting untuk mengendalikan kegagalan progresif pada jembatan apung yang disebabkan oleh banjir akibat kerusakan struktural. Kerusakan pada jembatan apung dapat terjadi akibat badai angin, tabrakan oleh perahu, putusnya tali tambat, atau kecelakaan tak terduga lainnya. Bagian dalam ponton harus dibagi menjadi kompartemen atau sel kedap air kecil (Gambar 22.11) untuk membatasi banjir hanya pada sebagian kecil jembatan. Bukaan akses di dinding eksterior atau interior atau sekat harus dilengkapi dengan pintu kedap air.

Sensor air dapat dipasang di setiap kompartemen kedap air untuk deteksi dini dan peringatan dini masuknya air. Sistem perpipaan lambung kapal dapat dipasang di kompartemen untuk memompa air keluar bila perlu. Dalam kasus tersebut, port pemompaan dan kopling pemutus cepat harus disediakan untuk pemompaan dari perahu atau kendaraan yang dilengkapi dengan pompa.

Desain Elemen Beton

Desain elemen beton bertulang harus didasarkan pada perilaku pada kondisi beban layanan sesuai dengan Spesifikasi Standar AASHTO, atau kondisi batas layanan sesuai dengan Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD; kecuali bagian di mana tulangan harus menahan gaya hidrostatik berkelanjutan, tegangan yang diizinkan pada baja tulangan tidak boleh melebihi 97 MPa untuk membatasi lebar retak hingga maksimum 0,10 mm.

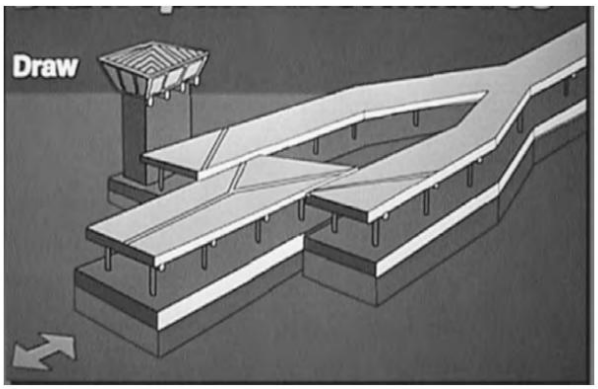
Elemen prategang harus dirancang berdasarkan ketentuan beban layanan dan faktor beban yang berlaku dalam Spesifikasi Standar AASHTO atau ketentuan kondisi batas dalam Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, kecuali tegangan tarik beton yang diizinkan pada kondisi akhir di zona tarik pratekan harus dibatasi hingga nol.

Kekuatan lentur maksimum dari keseluruhan penampang ponton harus dihitung untuk lebar retak maksimum 0,25 mm dan tidak boleh kurang dari beban dari kombinasi beban terfaktor atau 1,3 kali momen retak, M_{cr}. Dalam iklim sedang, perbedaan suhu berikut antara berbagai bagian jembatan apung dapat digunakan:

1. Antara bagian yang terpapar dan bagian yang terendam dari ponton: ±19°C. Bagian yang terpapar dapat dianggap sebagai pelat atas, dan bagian ponton yang tersisa sebagai bagian yang terendam. Jika pelat atas dinaungi oleh struktur yang ditinggikan, perbedaan suhu dapat dikurangi menjadi ±14°C
2. Antara pelat atas dan struktur yang ditinggikan dari ponton: ±14°C

Efek rangkak dan penyusutan harus dipertimbangkan hanya saat ponton dalam keadaan kering. Rangkak dan penyusutan dapat dianggap nol setelah ponton diluncurkan. Pengaruh rangkak dan penyusutan yang bergantung pada waktu dapat diperkirakan sesuai dengan Spesifikasi AASHTO. Koefisien penyusutan diferensial akhir sebesar 0,0002 harus dipertimbangkan antara bagian bawah ponton dan pelat atas ponton.

Beton berkinerja tinggi yang mengandung abu terbang dan silika fume paling cocok untuk jembatan apung. Beton ini sangat padat, kedap air, sangat tahan terhadap abrasi, dan relatif bebas retak. Beton berkinerja tinggi juga memiliki kekuatan tinggi, rangkak rendah, dan penyusutan rendah. Campuran beton dapat disesuaikan untuk proyek tersebut.



Gambar 22.12 Bentang bergerak tipe tarik.

Rekomendasi ketebalan selimut beton minimum untuk baja tulangan:

	Air Tawar	Air Garam
Permukaan atas pelat jalan	65 mm	65 mm
Permukaan luar ponton dan pembatas	38 mm	50 mm
Semua permukaan lainnya	25 mm	38 mm

Sistem Penjangkaran

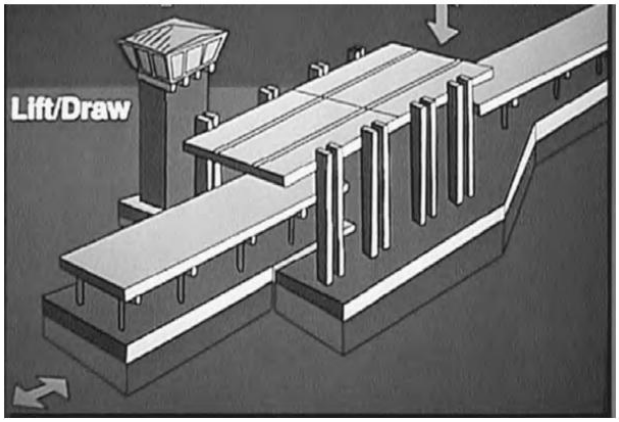
Sistem penjangkaran harus dipasang di jembatan apung untuk menjaga keselarasan melintang dan horizontal. Sistem penjangkaran harus dirancang agar memiliki kapasitas yang memadai untuk menahan gaya melintang dan memanjang dari angin, gelombang, dan arus.

Faktor keamanan yang memadai atau faktor beban dan resistensi yang konsisten dengan jenis penjangkaran harus disertakan dalam desain komponen sistem.

Bentang Bergerak

Jembatan apung menciptakan hambatan bagi lalu lintas maritim. Bentang bergerak mungkin perlu disediakan untuk jalur kapal besar. Lebar bukaan yang harus disediakan bergantung pada ukuran dan jenis kapal yang berlayar melalui bukaan tersebut. Bentang bergerak hingga total bukaan 190 m telah digunakan.

Dua jenis bentang bergerak digunakan di Negara Bagian Washington tipe tarik dan tipe angkat/tarik. Pada bentang bergerak tipe tarik, ponton tarik ditarik ke dalam "laguna" yang dibentuk oleh ponton di sisi-sisinya (Gambar 22.12). Kendaraan harus bermanuver di sekitar tikungan pada bagian "tonjolan" tempat "laguna" terbentuk. Pada jenis jembatan layang angkat/tarik, sebagian jalan akan diangkat agar ponton tarik dapat ditarik ke bawahnya (Gambar 22.13). Dari segi keselamatan dan kelancaran lalu lintas, jembatan layang angkat/tarik lebih unggul daripada jenis tarik. Lalu lintas bergerak efisien pada jalur lurus tanpa tikungan yang harus dihadapi.



Gambar 22.13 Bentang bergerak tipe angkat/tarik.

Bentang bergerak dapat dioperasikan secara mekanis atau hidraulik. Desain bentang bergerak harus sesuai dengan Spesifikasi Standar AASHTO terbaru untuk Jembatan Jalan Raya Bergerak.

Defleksi dan Gerakan

Jembatan apung harus dirancang agar nyaman dilalui selama kondisi badai normal (badai 1 tahun) dan juga untuk menghindari efek struktural yang tidak diinginkan selama kondisi badai ekstrem (badai 100 tahun). Kriteria defleksi dan gerakan telah digunakan untuk memenuhi tujuan ini. Batas defleksi dan gerakan berikut untuk kondisi badai normal (badai 1 tahun) dapat digunakan sebagai pedoman:

Memuat Kondisi	Jenis Defleksi atau Gerakan	Maksimum Defleksi	Maksimum Gerakan
Beban kendaraan	Vertikal	L/800	
Angin — statis	Lateral (meluncur)	0.3 m	
	Rotasi (tumit)	0.5°	
Gelombang — dinamis	Vertikal (mengangkat)	±0.3 m	0.5 m/s^2

Lateral (bergoyang)	±0.3 m	0.5 m/s^2
Rotasi (berguling)	±0.5°	0.05 rad/s^2

Tujuan dari batasan gerak adalah untuk memastikan bahwa orang tidak akan mengalami ketidaknyamanan saat berjalan atau berkendara melintasi jembatan selama badai biasa. Batasan gerak untuk rotasi (guling) di bawah aksi dinamis gelombang harus digunakan dengan hati-hati ketika jalan raya berada pada jarak yang signifikan di atas permukaan air. Literatur yang tersedia memuat banyak kriteria gerak yang disarankan untuk kenyamanan berdasarkan persepsi manusia. Studi yang lebih rinci tentang kriteria gerak mungkin diperlukan untuk keadaan yang tidak biasa.

22.5 DESAIN DAN ANALISIS STRUKTUR JEMBATAN APUNG

Desain dan analisis jembatan apung telah melalui beberapa tahap perkembangan progresif sejak jembatan apung jalan raya pertama dirancang dan dibangun pada akhir tahun 1930-an melintasi Danau Washington, Seattle. Desain telah berkembang dari metode empiris ke pendekatan realistis, dari pendekatan statis ekuivalen ke analisis dinamis, dari pemodelan komputer ke pengujian model fisik, dan dari beton bertulang ke beton prategang.

Bagian tersulit dari desain awal adalah prediksi angin dan gelombang, dan respons akibat interaksi angin-gelombang-struktur. Data klimatologi sangat terbatas. Interaksi angin-gelombang-struktur tidak dipahami dengan baik. Keadaan pengetahuan saat ini dalam ilmu atmosfer, ilmu komputer, teknik kelautan, analisis elemen hingga, teknik struktur, dan pengujian model fisik memberikan prediksi klimatologi angin dan gelombang yang lebih akurat, analisis dinamis interaksi angin-gelombang-struktur yang lebih realistis, dan desain yang lebih andal.

Perancangan untuk beban statis, seperti beban mati dan beban hidup, sangat mudah dilakukan dengan menggunakan teori klasik pada balok di atas pondasi elastis. Misalnya, geser maksimum, momen, dan defleksi akibat beban terpusat, P, yang bekerja jauh dari ujung struktur apung kontinu diberikan oleh

$$V_{max} = \frac{P}{2} \tag{22.1}$$

$$M_{max} = \frac{P}{4\lambda} \tag{22.2}$$

$$y_{max} = \frac{P\lambda}{2k} \tag{22.3}$$

di mana k = modulus pondasi

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

Perancangan untuk respons struktur terhadap angin dan gelombang lebih kompleks, karena sifat acak dari beban lingkungan ini. Untuk menentukan respons dinamis jembatan terhadap gelombang yang dihasilkan angin secara realistis, analisis dinamis diperlukan.

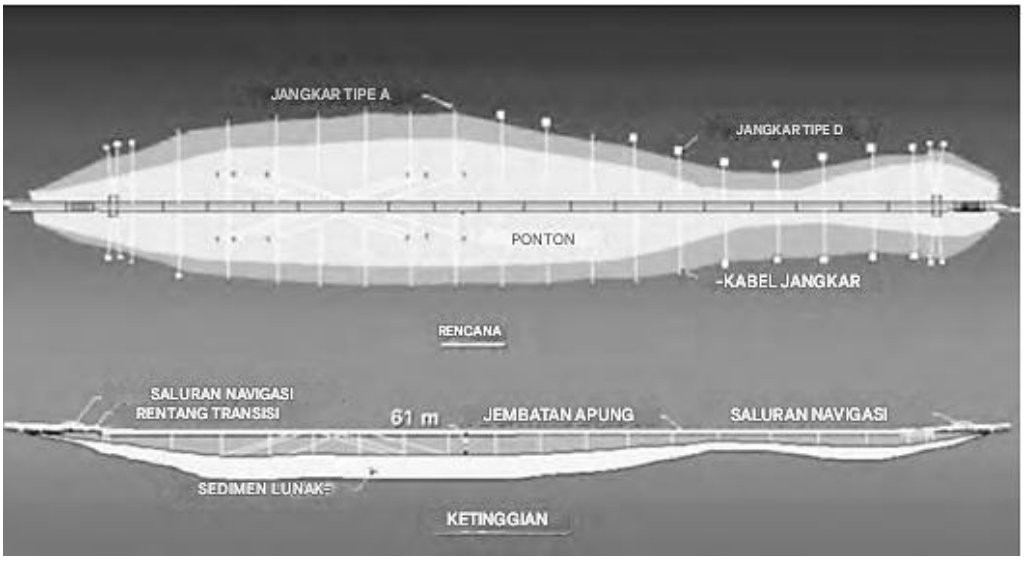
Desain Awal

Desain dimulai dengan memilih jenis, ukuran, dan lokasi jembatan apung (Gambar 22.14). Dengan asumsi penampang kotak beton konstruksi seluler dengan dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 22.15, langkah pertama adalah menentukan tinggi bebas yang dibutuhkan. Tinggi bebas dipilih untuk menghindari percikan air pada dek jalan dari badai normal. Sarat air kemudian dapat ditentukan sesuai kebutuhan untuk menyediakan tinggi bebas yang dipilih.

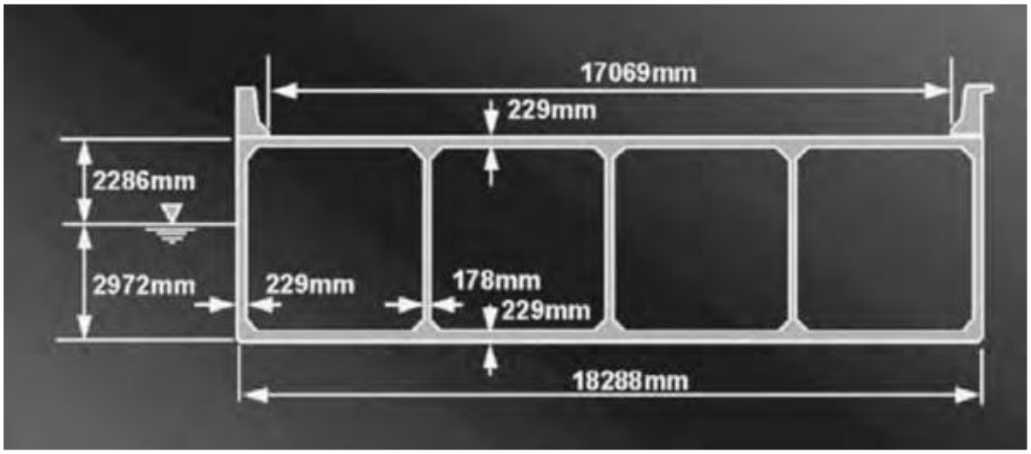
Tinggi bebas dan sarat air struktur apung harus dihitung berdasarkan berat beton, berat baja tulangan, berat perlengkapan, berat pertumbuhan biota laut yang sesuai, dan komponen vertikal gaya kabel jangkar. Berat ponton yang dibangun umumnya lebih berat daripada berat yang dihitung, karena pembengkakan cetakan dan toleransi konstruksi lainnya. Berdasarkan pengalaman di Negara Bagian Washington, peningkatan berat bervariasi dari 3 hingga 5% dari berat teoritis. Peningkatan ini harus dimasukkan dalam perhitungan draf. Selain itu, ponton apung mengalami penurunan tinggi bebas (*freeboard*) dalam jangka panjang. Alasan utamanya adalah karena penambahan berat akibat modifikasi pada elemen struktural dan mekanis sepanjang masa pakai struktur. Sebaiknya hal ini diperhitungkan dalam desain. Ini dapat dilakukan dengan memberikan tambahan tinggi bebas 150 hingga 230 mm pada jembatan baru.

Ketebalan dinding dan pelat harus dipilih berdasarkan kekuatan lokal dan global serta kemudahan konstruksi. Ketebalan dinding harus seminimal mungkin untuk memberikan penutup beton yang memadai pada baja tulangan dan ruang yang cukup untuk saluran prategang jika digunakan. Harus ada juga ruang yang cukup untuk menempatkan dan memadatkan beton. Tujuan utamanya adalah untuk menjaga berat struktur seminimal mungkin, yang sangat penting untuk desain jembatan apung yang hemat biaya.

Dinding luar ponton harus dirancang untuk menahan tekanan gelombang ditambah tekanan hidrostatik dan beban tumbukan. Pelat dasar harus dirancang untuk menahan tekanan gelombang ditambah tekanan hidrostatik. Dinding bagian dalam harus dirancang untuk menahan tekanan hidrostatik akibat banjir pada suatu sel hingga ketinggian penuh dinding. Pelat jalan harus dirancang untuk menahan beban hidup ditambah benturan dengan cara yang biasa.



Gambar 22.14 Tata letak umum.



Gambar 22.15 Penampang melintang tipikal.

Desain awal memberikan dimensi penampang keseluruhan dan ketebalan elemen yang diperlukan untuk memenuhi tuntutan lokal dan persyaratan konstruksi. Respons global jembatan apung akan diprediksi melalui analisis dinamis.

Analisis Dinamis

Pendekatan dasar untuk analisis dinamis adalah dengan menyelesaikan persamaan gerak:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F(t) \tag{22.4}$$

Persamaan ini sudah dikenal dalam rekayasa struktur untuk menyelesaikan sebagian besar masalah dinamika struktur bangunan di darat. Namun, dalam memprediksi respons dinamis jembatan apung, efek interaksi air-struktur harus diperhitungkan dalam analisis. Saat jembatan apung merespons gelombang yang datang, gerakan (*heave, sway, dan roll*) jembatan menghasilkan efek hidrodinamik yang umumnya dicirikan dalam hal massa tambahan dan

koefisien redaman. Koefisien hidrodinamik ini bergantung pada frekuensi. Persamaan gerak untuk struktur apung memiliki bentuk umum sebagai berikut:

$$[M + A]\ddot{X} + [C_1 + C_2]\dot{X} + [K + k]X = F(t) \tag{22.5}$$

di mana

$X, X^{\cdot}, X^{\cdot\cdot}$ = perpindahan, kecepatan, dan percepatan umum pada setiap derajat kebebasan
M = matriks massa-inersia struktur
A = matriks massa tambahan (tergantung frekuensi)
C_1 = koefisien redaman struktural
C_2 = koefisien redaman hidrodinamik (tergantung frekuensi)
K = matriks kekakuan struktural (sifat elastis, termasuk efek tali tambat bila digunakan)
k = kekakuan hidrostatik (gaya pemulihan hidrostatik)
$F(t)$ = gaya yang bekerja pada struktur

Sejumlah besar data eksperimental telah diperoleh untuk koefisien hidrodinamik untuk kapal dan tongkang. Berdasarkan data eksperimental ini, metode numerik dan program komputer telah dikembangkan untuk menghitung koefisien hidrodinamik dari bentuk penampang yang umum digunakan, seperti bentuk persegi panjang. Untuk konfigurasi struktural yang tidak memiliki data atau hanya memiliki data terbatas, pengujian model fisik akan diperlukan untuk menentukan massa tambahan penampang dasar, redaman, dan beban eksitasi gelombang.

Deraman struktural merupakan sumber redaman penting dalam struktur. Hal ini secara signifikan memengaruhi respons. Koefisien redaman struktural sebesar 2 hingga 5% dari redaman kritis umumnya diasumsikan untuk analisis. Disarankan agar dilakukan penilaian yang lebih baik terhadap koefisien redaman untuk lebih mewakili material dan sistem struktural yang digunakan dalam desain akhir.

Tinggi gelombang signifikan, periode, dan sudut haluan pusat dapat diprediksi menggunakan program domain publik NARFET yang dikembangkan oleh Pusat Penelitian Teknik Pesisir Angkatan Darat AS. Program ini memperhitungkan jangkauan efektif ke suatu lokasi pada struktur terapung dengan serangkaian garis jangkauan radial ke titik yang diminati. Spektrum *Joint North Sea Wave Project* (JONSWAP) umumnya digunakan untuk mewakili distribusi frekuensi energi gelombang yang diprediksi oleh program NARFET. Spektrum ini dianggap mewakili kondisi lokasi yang dibatasi jangkauan dengan sangat baik.

Fungsi penyebaran digunakan untuk mendistribusikan energi pada berbagai sudut keberangkatan dari haluan badai utama ke energi total. Fungsi penyebaran berbentuk fungsi kosinus genap, $cos^{2n}\,\theta$, di mana θ adalah sudut gelombang datang terhadap sudut haluan pusat. Biasanya $2n$ adalah 2 atau lebih besar. $2n = 2$ umumnya digunakan untuk struktur laut di mana struktur tersebut relatif kecil dibandingkan dengan laut lepas. Dalam kasus jembatan apung, panjang jembatan sangat besar dibandingkan dengan badan air, sehingga hanya sedikit

energi yang terdistribusi menjauh dari sudut haluan pusat. Angka $2n$ yang lebih besar harus digunakan untuk jembatan apung.

Semakin besar angka $2n$, semakin terfokus arah gelombang di dekat sudut haluan pusat. Nilai $2n$ sebesar 12 hingga 16 telah digunakan dalam menganalisis jembatan apung di Negara Bagian Washington. Nilai $2n$ harus dipilih dengan hati-hati untuk mencerminkan kondisi lokasi dan arah angin serta gelombang dengan tepat.

Persamaan gerak dapat diselesaikan dengan analisis domain waktu (deterministik) atau analisis domain frekuensi (probabilistik). Pendekatan domain waktu melibatkan penyelesaian persamaan diferensial ketika koefisiennya konstan. Persamaan menjadi sangat kompleks ketika koefisiennya bergantung pada frekuensi. Metode ini membosankan dan memakan waktu. Pendekatan domain frekuensi sangat efisien dalam menangani koefisien konstan dan bergantung frekuensi. Persamaannya adalah persamaan aljabar. Namun, koefisien bergantung waktu tidak dapat diterima dan nonlinieritas harus dilinierkan dengan pendekatan. Untuk analisis dinamis jembatan apung yang dipengaruhi oleh sifat acak gaya lingkungan dan koefisien hidrodinamik yang bergantung frekuensi, analisis domain frekuensi hanya melibatkan perhitungan yang sederhana dan cepat.

Analisis Domain Frekuensi

Analisis dinamis domain frekuensi didasarkan pada prinsip-prinsip arsitektur angkatan laut dan teori strip yang dikembangkan untuk digunakan dalam memprediksi respons kapal terhadap beban laut. Inti dari pendekatan ini adalah asumsi bahwa aliran pada satu bagian melalui struktur tidak memengaruhi aliran pada bagian lain. Asumsi tambahan adalah (1) gerakan relatif kecil, (2) fluida tidak dapat dikompresi dan tidak terlihat, dan (3) aliran tidak berotasi. Dengan menggunakan teori strip, masalah interaksi gelombang-struktur dapat diselesaikan dengan menerapkan persamaan gerak dalam domain frekuensi. Dengan transformasi Fourier, persamaan gerak dapat dinyatakan dalam frekuensi, ω, sebagai berikut:

$$\{-\omega^2[M+A]+i\omega[C_1+C_2]+[K+k]\}=\{F(\omega)\} \tag{22.6}$$

Persamaan ini dapat diselesaikan sebagai serangkaian persamaan aljabar pada setiap frekuensi dan responsnya dapat ditentukan. Momen lentur maksimum, gaya geser, torsi, defleksi, dan rotasi kemudian dapat diprediksi menggunakan analisis spektral dan distribusi probabilitas. Langkah-langkah dasar yang terlibat dalam analisis domain frekuensi adalah:

1. Menghitung sifat fisik jembatan geometri elemen jembatan, sifat penampang, sambungan antar elemen jembatan, massa-inersia, konstanta pegas linier, redaman struktural, dll.
2. Menghitung koefisien hidrodinamik massa tambahan yang bergantung pada frekuensi dan redaman yang bergantung pada frekuensi.
3. Menghitung kekakuan hidrostatik.
4. Menghitung beban angin, gelombang, dan arus, serta istilah pembebanan lainnya.
5. Membangun model komputer elemen hingga jembatan sebagai kumpulan simpul, elemen balok, dan elemen pegas. Simpul membentuk sambungan yang

menghubungkan elemen balok dan elemen pegas, dan setiap simpul memiliki enam derajat kebebasan.

6. Selesaikan persamaan gerak dalam domain frekuensi untuk mendapatkan respons frekuensi, yang besarannya disebut sebagai operator amplitudo respons (RAO).
7. Lakukan analisis spektral, menggunakan RAO dan spektrum laut masukan, untuk mendapatkan akar kuadrat rata-rata (RMS) dari respons.
8. Lakukan analisis probabilitas untuk mendapatkan nilai maksimum dari respons dengan probabilitas yang diinginkan untuk dilampaui.
9. Gabungkan respons maksimum dengan beban lain, seperti angin, arus, dll., untuk desain akhir.

22.6 FABRIKASI DAN KONSTRUKSI JEMBATAN APUNG

Ponton beton umumnya digunakan untuk membangun jembatan apung utama. Fabrikasi dan konstruksi ponton beton harus mengikuti praktik terbaik saat ini dalam rekayasa struktur dan kelautan dalam desain, fabrikasi, dan konstruksi beton, dengan penekanan tambahan pada beton berkualitas tinggi dan kedap air. Kontrol kualitas harus menjadi tanggung jawab fabrikator/kontraktor. Jaminan kualitas akhir dan penerimaan harus menjadi tanggung jawab pemilik.

Selain pembagian tanggung jawab tradisional ini, pembangunan jembatan apung memerlukan pengaturan "kemitraan" yang kuat untuk bekerja sama, antara lembaga kontraktor dan kontraktor, untuk memberikan kerja sama penuh dan pelatihan bersama, berbagi pengetahuan dan keahlian, berbagi tanggung jawab, dan saling membantu untuk berhasil membangun jembatan apung yang berkualitas. Kontraktor harus memiliki pengalaman dalam konstruksi kelautan dan menggunakan jasa arsitek angkatan laut atau insinyur kelautan untuk mengembangkan rencana pemantauan kegiatan konstruksi dan mengidentifikasi risiko banjir, serta menyiapkan rencana kontingensi untuk mengurangi risiko.

Pengetahuan adalah kekuatan dan keselamatan. Personil konstruksi, termasuk inspektur dari lembaga kontraktor dan kontraktor, harus dilatih tentang latar belakang persyaratan kontrak dan tindakan yang diperlukan untuk menerapkan persyaratan tersebut sepenuhnya. Pemahaman dan komitmen mereka diperlukan untuk kepatuhan penuh terhadap persyaratan kontrak yang berkaitan dengan keselamatan pribadi dan jembatan.

Konstruksi jembatan apung sudah mapan. Banyak jembatan apung beton telah berhasil dibangun menggunakan metode pengecoran di tempat, pracetak, atau kombinasi metode pengecoran di tempat dan pracetak. Teknik konstruksi telah dikembangkan dengan baik dan dilaporkan dalam literatur. Pemilik jembatan apung memiliki spesifikasi konstruksi dan dokumen serta pedoman lain untuk desain dan konstruksi struktur tersebut.

Jembatan apung dapat dibangun di darat di dok kering atau di galangan kapal yang dibangun khusus untuk tujuan tersebut. Namun, konstruksi di galangan kapal membutuhkan persiapan, desain, dan kehati-hatian yang lebih ekstensif. Geometri dan kekuatan galangan kapal harus sesuai dengan tuntutan persyaratan konstruksi dan peluncuran. Konstruksi di dok kering menggunakan teknik yang umum digunakan pada struktur berbasis darat. Jembatan

apung utama di seluruh dunia telah dibangun di dok kering (Gambar 22.16). Karena ukuran jembatan apung, jembatan umumnya dibangun dalam segmen atau ponton yang kompatibel dengan dimensi dok kering dan batasan kedalaman. Segmen atau ponton tersebut diapungkan dan ditarik (Gambar 22.17) ke dok perlengkapan tempat mereka disambung dan diselesaikan dalam bagian yang lebih besar sebelum ditarik ke lokasi jembatan, tempat perakitan akhir dilakukan (Gambar 22.18).

Penting untuk mengeksplorasi ketersediaan fasilitas konstruksi dan memutuskan fasilitas yang layak untuk proyek tersebut. Tindakan ini harus dilakukan sebelum atau bersamaan dengan desain jembatan apung untuk mengoptimalkan desain dan ekonomi. Beberapa data kunci yang dapat dikumpulkan pada saat ini adalah:

- Batasan panjang, lebar, dan kedalaman dok kering;
- Batasan kedalaman dan lebar jalur air menuju lokasi jembatan;
- Kondisi angin, gelombang, dan arus selama penarikan dan pemasangan di lokasi proyek.

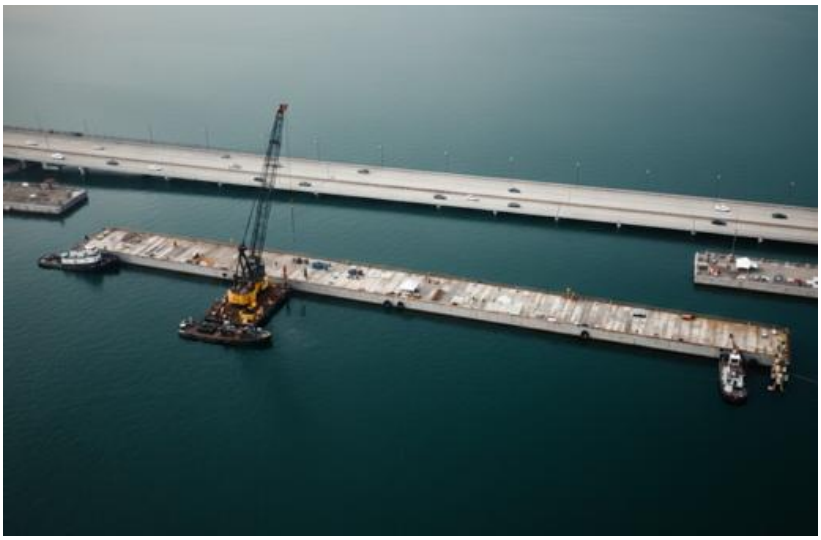
Para perancang akan menggunakan informasi tersebut untuk mendesain dan merinci rencana struktural dan spesifikasi konstruksi yang sesuai.

22.7 BIAYA KONSTRUKSI

Biaya konstruksi jembatan apung sangat bervariasi dari proyek ke proyek. Ada banyak variabel yang memengaruhi biaya konstruksi. Biaya konstruksi berikut dalam dolar AS untuk jembatan apung di Negara Bagian Washington diberikan untuk memberikan gambaran umum tentang biaya pembangunan jembatan apung beton di masa lalu. Ini adalah biaya penawaran asli untuk bagian apung jembatan. Biaya ini belum disesuaikan dengan inflasi dan tidak termasuk biaya untuk jalan penghubung.

Gambar 22.16 Konstruksi di dok kering.

Gambar 22.17 Ponton penarik.



Gambar 22.18 Perakitan akhir.

Nama Jembatan	Panjang, m	Lebar Ponton, m	Jalur Lalu Lintas	Biaya, juta rupiah
Original Lacey V. Murrow Bridge[a]	2018	17.9	4	3.25 (1938)
Evergreen Point Bridge[a]	2310	18.3	4	10.97 (1960)
Original Hood Canal Bridge[a]	1972	15.2	2	17.67 (1961)
Homer Hadley Bridge	1771	22.9	5	64.89 (1985)
New Lacey V. Murrow Bridge	2018	18.3	3	73.78 (1991)

[a]Jembatan-jembatan ini memiliki bentang yang dapat dipindahkan yang meningkatkan biaya konstruksi.

22.8 INSPEKSI, PEMELIHARAAN, DAN OPERASI

Jembatan apung merupakan investasi sumber daya yang besar dan komitmen terhadap efisiensi dan keselamatan bagi pengguna struktur dan jalur air. Untuk memastikan kinerja jembatan yang aman dan tanpa masalah, terutama jembatan dengan bentang yang dapat

dipindahkan, manual inspeksi, pemeliharaan, dan operasi (Manual) harus disiapkan untuk jembatan tersebut.

Tujuan utama Manual adalah untuk memberikan pedoman dan prosedur untuk inspeksi, pemeliharaan, dan operasi jembatan secara teratur guna memperpanjang masa pakai struktur. Aspek lain dari Manual adalah untuk mendefinisikan dengan jelas tanggung jawab personel yang ditugaskan untuk memeriksa, memelihara, dan mengoperasikan jembatan. Manual harus membahas kebutuhan spesifik dan fitur struktural, mekanis, hidrolik, listrik, dan keselamatan yang unik dari jembatan tersebut.

Pengembangan Manual harus dimulai pada saat rencana desain dan spesifikasi konstruksi disiapkan. Ini akan memastikan bahwa masukan yang diperlukan diberikan kepada perancang untuk membantu persiapan Manual di kemudian hari. Spesifikasi konstruksi harus mewajibkan kontraktor untuk menyerahkan dokumen, seperti potongan katalog, skema, diagram listrik, dll., yang akan dimasukkan ke dalam Manual. Manual harus diselesaikan segera setelah konstruksi selesai dan jembatan mulai beroperasi. Manual adalah dokumen yang dinamis. Pelajaran yang dipetik dan modifikasi yang dilakukan selama masa pakai struktur harus dimasukkan ke dalam Manual secara berkala.

Program pelatihan harus dikembangkan untuk para pengawas dan rekan kerja yang berpengalaman untuk memberikan pengetahuan kepada pekerja baru atau yang kurang berpengalaman. Program pelatihan harus diberikan secara teratur dan bertujuan untuk memupuk lingkungan yang positif di mana pekerja saling membantu untuk memahami dan dengan tekun menerapkan serta memperbarui pedoman dan prosedur Manual.

Jembatan apung merupakan alternatif yang hemat biaya untuk menyeberangi danau besar dengan kedalaman yang tidak biasa dan dasar yang lunak, membentang di atas fjord yang indah, dan menghubungkan pulau-pulau yang indah. Untuk kondisi seperti Danau Washington di Seattle yang memiliki lebar lebih dari 1610 m, kedalaman 61 m, dan dasar lunak sepanjang 61 m, jembatan apung diperkirakan akan menelan biaya tiga hingga lima kali lebih murah daripada jembatan tetap bentang panjang, tabung, atau terowongan.

Komunitas teknik jembatan memiliki pengetahuan teoritis yang baik, keahlian teknis, dan keterampilan praktis untuk membangun jembatan apung guna meningkatkan aktivitas sosial dan ekonomi masyarakat. Namun, dibutuhkan waktu untuk merencanakan, mempelajari, mendesain, dan membangun jembatan apung untuk membentuk jalur transportasi utama dalam sistem jalan raya lokal atau nasional. Ada masalah lingkungan, sosial, dan ekonomi yang perlu ditangani.

Di Negara Bagian Washington, jembatan apung pertama digagas pada tahun 1920, tetapi baru dibangun dan dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1940. Setelah lebih dari 30 tahun perencanaan, studi, dan mengatasi masalah lingkungan, sosial, dan ekonomi, Norwegia akhirnya memiliki dua jembatan apung pertama di negara itu yang dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1992 dan 1994. Tidak ada kata terlalu dini untuk memulai proses perencanaan dan studi kelayakan begitu minat dan lokasi potensial untuk jembatan apung telah diidentifikasi.

Setiap jembatan apung unik dan memiliki serangkaian masalah teknis, lingkungan, sosial, dan ekonomi tersendiri yang perlu ditangani selama rekayasa awal dan akhir:

- *Angin dan gelombang*: Memprediksi secara akurat karakteristik angin dan gelombang merupakan bagian yang sulit dalam desain jembatan apung. Umumnya data yang tersedia tidak memadai. Disarankan untuk memasang instrumen di lokasi potensial jembatan untuk mengumpulkan data klimatologi sedini mungkin. Penelitian di bidang interaksi angin-gelombang-struktur akan memastikan struktur yang aman dan hemat biaya.
- *Gempa bumi*: Jembatan apung tidak secara langsung terpengaruh oleh guncangan tanah akibat gempa bumi.
- *Tsunami dan gelombang pasang surut*: Hal ini mungkin sangat penting dalam membangun jembatan apung di lokasi yang rentan terhadap peristiwa ini. Respons dinamis jembatan apung terhadap tsunami dan gelombang pasang surut harus dipelajari dan ditangani dalam desain jika dianggap perlu.
- *Korosi*: Material dan detail harus dipilih dengan cermat untuk mengurangi masalah korosi guna memastikan masa pakai yang lama dengan perawatan yang rendah.
- *Kegagalan progresif*: Jembatan apung harus dirancang untuk mencegah kegagalan progresif dengan membagi bagian dalam ponton menjadi kompartemen kedap air kecil, memasang instrumen untuk mendeteksi masuknya air, dan menyediakan sarana untuk membuang air bila perlu.
- *Kenyamanan dan kemudahan berkendara*: Jembatan apung harus nyaman untuk dilalui saat badai ringan. Jembatan tersebut harus memiliki kekakuan dan stabilitas yang memadai. Jembatan tersebut tidak boleh sering ditutup untuk lalu lintas kendaraan karena badai atau lalu lintas maritim.
- *Penerimaan publik*: Penerimaan publik merupakan bagian penting dari teknik sipil dan struktural modern. Masyarakat harus diedukasi mengenai dampak lingkungan, sosial, dan ekonomi dari proyek yang diusulkan. Menjangkau publik melalui pertemuan komunitas, sidang publik, siaran pers, tur, pameran, dll. selama fase awal pengembangan proyek penting untuk mendapatkan dukungan dan memastikan keberhasilan. Banyak proyek publik besar telah tertunda selama bertahun-tahun karena kurangnya interaksi dan pemahaman.
- *Kriteria desain*: Kriteria desain harus dikembangkan dengan cermat untuk memenuhi persyaratan spesifik lokasi dan berfokus pada keunggulan desain dan efektivitas biaya untuk memberikan kinerja dan daya tahan jangka panjang. Keunggulan dan ekonomi desain berasal dari perencanaan yang tepat waktu, pemilihan material yang tepat untuk daya tahan dan kekuatan, serta memperhatikan detail desain, kemudahan konstruksi, dan kemudahan pemeliharaan. Tim desain harus mencakup para profesional dengan pengetahuan dan pengalaman dalam bidang teknik, inspeksi, fabrikasi, konstruksi, pemeliharaan, dan pengoperasian jembatan apung atau struktur laut.
- *Rencana konstruksi*: Sangat penting untuk memiliki serangkaian rencana konstruksi yang baik yang dikembangkan bersama oleh lembaga pemberi kontrak dan kontraktor untuk secara jelas membahas kualifikasi, pengendalian material, pengendalian mutu,

jaminan mutu, kriteria penerimaan, teknik pasca-penegangan, teknik perbaikan, persyaratan peluncuran dan penarikan, kondisi cuaca, pengendalian dan pengawasan banjir.

Jembatan apung yang dirancang dan dipelihara dengan baik efisien, aman, tahan lama, dan nyaman untuk dilalui. Jembatan ini membentuk penghubung penting dalam sistem transportasi utama di berbagai belahan dunia (Gambar 22.19).

Gambar 22.19 Jembatan Terapung di Danau Washington.

BAB 23
JEMBATAN KERETA API

23.1 PENDAHULUAN

Jaringan Kereta Api

Jaringan kereta api AS sebagian besar terdiri dari sistem kereta api barang milik swasta yang diklasifikasikan Menurut pendapatan operasional, perusahaan kereta api penumpang nasional milik pemerintah (Amtrak), dan banyak sistem transit yang dimiliki oleh lembaga dan kotamadya lokal.

Sejak deregulasi industri kereta api yang disebabkan oleh Undang-Undang Staggers tahun 1980, telah terjadi banyak penggabungan sistem kereta api. Pada tahun 1997, tersisa 10 Perusahaan Kereta Api Kelas I (utama), 32 Perusahaan Kereta Api Regional, dan 511 Perusahaan Kereta Api Lokal yang beroperasi di atas sekitar 150.000 mil jalur rel. 10 Perusahaan Kereta Api Kelas I hanya mencakup 2% dari jumlah kereta api di Amerika Serikat tetapi menyumbang 73% dari jalur rel dan 91% dari pendapatan angkutan barang.

Komoditas angkutan barang terkemuka saat ini adalah batubara, yang menyumbang 25% dari semua muatan gerbong. Komoditas terkemuka lainnya dalam urutan menurun berdasarkan muatan gerbong adalah bahan kimia dan produk terkait, produk pertanian, kendaraan bermotor dan peralatan, makanan dan berbagai produk, dan mineral nonlogam. Peralatan angkutan barang telah berubah drastis selama bertahun-tahun dalam hal jenis kontainer, ukuran, jarak sumbu roda, dan kapasitas angkut. Gerbong barang yang paling dominan adalah gerbong hopper dengan atap terbuka untuk pemuatan batubara dan gerbong hopper tertutup yang digunakan untuk bahan kimia dan produk pertanian. Dalam beberapa tahun terakhir, gerbong khusus telah dikembangkan untuk pengangkutan trailer, kontainer kotak, dan mobil. Kapasitas gerbong barang rata-rata (jumlah total gerbong barang yang beroperasi dibagi dengan kapasitas agregat gerbong tersebut) telah meningkat sekitar 10 ton setiap dekade, dengan tonase yang ironisnya sesuai dengan dekade tersebut, yaitu, tahun 1950-an 50 ton, tahun 1960-an 60 ton, dan seterusnya. Menjelang pergantian abad, berbagai jalur kereta api mampu menangani muatan gerbong seberat 286.000 dan 315.000 pon, seringkali dalam unit khusus.

Pada tahun 1929 terdapat 56.936 lokomotif uap yang beroperasi. Pada awal tahun 1960-an, lokomotif tersebut hampir seluruhnya digantikan oleh unit diesel elektrik. Jumlah unit diesel elektrik secara bertahap menurun seiring dengan meningkatnya daya kuda lokomotif yang tersedia. Kereta barang sebelumnya umumnya merupakan kereta barang campuran yang umumnya terdiri dari gerbong kereta ringan, yang digerakkan oleh lokomotif uap berat. Dalam beberapa tahun terakhir, hal itu telah digantikan oleh gerbong kereta berat, kereta unit komoditas umum (batu bara, biji-bijian, kontainer, dll.) dengan lokomotif yang kuat. Lokomotif yang lebih baru umumnya memiliki enam gandar, beratnya 420.000 lbs, dan dapat menghasilkan hingga 8000 Hp.

Perubahan dalam pengangkutan barang ini telah menimbulkan kekhawatiran terhadap jembatan kereta api, yang banyak di antaranya tidak dirancang untuk beban modern ini. Lokomotif uap berat dengan dampak uap menjadi pertimbangan utama dalam desain. Desain jembatan saat ini masih didasarkan pada konfigurasi roda lokomotif uap dengan dampak diesel, tetapi siklus kelelahan dari beban gerbong yang berat sangat penting.

Industri kereta api mencatat tonase rute tahunan yang disebut sebagai "juta ton kotor" (MGT). Seorang pekerja kereta api yang berpengalaman dapat memprediksi kondisi dan kebutuhan pemeliharaan untuk suatu rute dengan cukup baik berdasarkan pengetahuan tentang MGT untuk rute tersebut. Umumnya, jalur kereta api Kelas I memiliki kapasitas 30 hingga 50 MGT (*Monthly Gross Threshold*), dengan beberapa jalur batubara mencapai 150 MGT.

Kereta penumpang mirip dengan kereta barang sebelumnya, dengan satu atau lebih lokomotif (listrik atau diesel) diikuti oleh gerbong yang relatif ringan. Demikian pula, gerbong transit relatif ringan. Perlu dicatat bahwa sebagian besar materi ini dikembangkan untuk Seminar Beban Struktur Asosiasi Teknik dan Pemeliharaan Jalur Kereta Api Amerika (AREMA). Materi ini digunakan dengan izin dari AREMA.

Perbedaan Mendasar antara Jembatan Kereta Api dan Jembatan Jalan Raya

Terdapat sejumlah perbedaan antara jembatan kereta api dan jembatan jalan raya:

1. Rasio beban hidup terhadap beban mati jauh lebih tinggi untuk jembatan kereta api daripada untuk struktur jalan raya dengan ukuran yang sama. Hal ini dapat menyebabkan masalah layanan seperti kelelahan dan pengendalian defleksi yang mengatur desain daripada kekuatan.
2. Beban dampak desain pada jembatan kereta api lebih tinggi daripada pada struktur jalan raya.
3. Struktur bentang tunggal lebih disukai daripada struktur kontinu untuk jembatan kereta api. Banyak faktor yang membuat bentang kontinu menarik untuk struktur jalan raya tidak begitu menguntungkan untuk penggunaan kereta api. Bentang kontinu juga lebih sulit diganti dalam keadaan darurat daripada bentang tunggal.
4. Gangguan layanan biasanya jauh lebih kritis untuk kereta api daripada untuk badan jalan raya. Oleh karena itu, kemampuan konstruksi dan pemeliharaan tanpa gangguan lalu lintas sangat penting untuk jembatan kereta api.
5. Karena jembatan menopang struktur rel, kombinasi pergerakan rel dan jembatan tidak boleh melebihi toleransi dalam standar rel. Interaksi antara rel dan jembatan harus dipertimbangkan dalam desain dan detailnya.
6. Kinerja seismik jembatan jalan raya dan kereta api dapat sangat bervariasi. Jembatan kereta api telah berkinerja baik selama peristiwa seismik.
7. Pemilik jembatan kereta api biasanya mengharapkan masa pakai yang lebih lama dari struktur mereka daripada yang diharapkan pemilik jembatan jalan raya dari struktur mereka.

Manual untuk Teknik Perkeretaapian, AREMA

Dokumen dasar untuk desain, konstruksi, dan inspeksi jembatan kereta api adalah Manual untuk Teknik Perkeretaapian (Manual) Asosiasi Pemeliharaan Rekayasa Perkeretaapian Amerika (AREMA).

Perusahaan kereta api awal mengembangkan spesifikasi independen yang mengatur beban desain, regangan yang diizinkan, kualitas material, fabrikasi, dan konstruksi jembatan mereka sendiri. Terdapat banyak spesifikasi yang ditulis oleh masing-masing perusahaan kereta api, pemasok, dan insinyur. Salah satu spesifikasi umum paling awal berjudul Spesifikasi untuk Jembatan dan Viaduk Kereta Api Besi, oleh Clarke, Reeves and Company (*Phoenix Bridge Company*).

Pada tahun 1899, perusahaan kereta api swasta bergabung dalam upaya membentuk AREMA. Banyak bagian dari spesifikasi kereta api individual asli tersebut dimasukkan ke dalam manual pertama berjudul *Manual of Recommended Practice for Railway Engineering and Maintenance of Way* yang diterbitkan pada tahun 1905. Pada tahun 1911, Asosiasi tersebut menghapus *"Maintenance of Way"* dari namanya dan menjadi *American Railway Engineering Association (AREA)*; namun, pada tahun 1997 nama tersebut kembali ke nama aslinya dengan konsolidasi beberapa asosiasi kereta api.

Manual ini tidak dianggap sebagai spesifikasi tetapi lebih sebagai praktik yang direkomendasikan. Ketentuan-ketentuan tertentu secara alami merupakan standar yang diperlukan untuk pertukaran lalu lintas kereta api, seperti lebar jalur rel, geometri jalur rel, jarak bebas, beban dasar jembatan, dan lokasi penerapan beban. Perusahaan kereta api tertentu mungkin, dan sering kali, memberlakukan persyaratan atau ketentuan desain yang lebih ketat karena kondisi yang berbeda yang khas untuk perusahaan kereta api atau wilayah negara tersebut, tetapi pada dasarnya semua perusahaan kereta api mengikuti ketentuan-ketentuan dalam Manual ini.

Meskipun Manual ini merupakan dokumen multivolume, ketentuan rekayasa jembatan dikelompokkan dalam Volume Struktural dan dibagi lagi menjadi bab-bab yang berlaku berdasarkan material jembatan utama dan topik khusus, seperti yang tercantum:

Bab 7 Struktur Kayu
Bab 8 Struktur dan Pondasi Beton
Bab 9 Desain Seismik untuk Struktur Kereta Api
Bab 10 Pemeliharaan & Konstruksi Struktur (Baru)
Bab 15 Struktur Baja
Bab 19 Bantalan Jembatan

Bab-bab struktural utama masing-masing membahas pembebanan jembatan (beban mati, beban hidup, benturan, angin, seismik, dll.), desain, material, fabrikasi, konstruksi, pemeliharaan/inspeksi, dan peringkat kapasitas. Terdapat keseragaman di antara bab-bab dalam konfigurasi beban hidup dasar, yang didasarkan pada lokomotif uap seri Cooper E. Konfigurasi beban hidup saat ini adalah dua lokomotif dengan tender diikuti oleh beban hidup seragam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 23.1.

Tidak ada keseragaman dalam bab-bab tersebut terkait lokasi dan besaran banyak beban lainnya karena perbedaan jenis jembatan yang dibangun dengan material yang berbeda dan perbedaan perilaku material. Selain itu, perlu diakui bahwa setiap bab telah dikembangkan dan dipelihara oleh kelompok komite terpisah yang terdiri dari insinyur industri kereta api, insinyur konsultan swasta, dan pemasok. Komite-komite ini dengan mudah mengambil pengalaman dan penelitian dari industri kereta api, serta dari karya yang diterbitkan oleh asosiasi lain seperti AASHTO, AISC, ACI, AWS, APWA, dll.

23.2 FILOSOFI JEMBATAN KERETA API

Rute kereta api sudah mapan dan pembangunan rute kereta api baru tidak umum; dengan demikian, sebagian besar jembatan kereta api yang dibangun atau direhabilitasi berada di rute yang sudah ada dan di jalur yang sudah ada. Sederhananya, industri kereta api pertama-tama memperpanjang umur jembatan yang sudah ada selama masih layak secara ekonomi. Tidak jarang perusahaan kereta api mengevaluasi jembatan berusia 80 atau 90 tahun, memperkirakan sisa umurnya, dan kemudian merehabilitasinya secukupnya untuk memperpanjang umurnya selama periode waktu yang ekonomis.

Penggantian jembatan umumnya ditentukan sebagai akibat dari kurangnya kapasitas menahan beban, jarak bebas yang terbatas, atau kondisi fisik yang memburuk. Jika penggantian jembatan diperlukan, maka kesederhanaan, biaya, pemeliharaan di masa mendatang, dan kemudahan konstruksi tanpa gangguan lalu lintas kereta api yang signifikan biasanya menjadi pertimbangan utama dalam desain. Jenis jembatan yang dipilih paling sering didasarkan pada kemampuan perusahaan kereta api untuk melakukan pekerjaan konstruksinya sendiri. Struktur yang perawatannya rendah, seperti bentang balok kotak beton prategang dek pemberat dengan penutup dan tiang beton, lebih disukai oleh beberapa perusahaan kereta api. Yang lain mungkin lebih menyukai elemen baja tahan cuaca.

Dalam tinjauan inventaris jembatan industri kereta api yang ada, sebagian besar jembatan adalah struktur bentang sederhana di atas sungai dan jalan raya. Jembatan kompleks umumnya terkait dengan penyeberangan jalur air utama atau fitur topografi penting lainnya. Jembatan ikonik jarang dibangun oleh perusahaan kereta api. Besarnya beban hidup kereta api umumnya menghalangi penggunaan jembatan angkat daun ganda dan jembatan gantung dan jembatan kabel karena defleksi jembatan dan transfer beban geser, masing-masing. Perusahaan kereta api, jika memungkinkan, menghindari perancangan jembatan miring atau melengkung, yang juga memiliki masalah defleksi bawaan.

Saat merencanakan penggantian jembatan yang lebih kecil, perusahaan kereta api pertama-tama menentukan apakah jembatan tersebut dapat dihilangkan menggunakan gorong-gorong. Tinjauan hidrografi lokasi akan menentukan apakah bukaan jembatan perlu ditingkatkan atau dapat dikurangi.

Manual ini memberikan detail lengkap untuk struktur kayu umum dan untuk bentang balok kotak beton. Banyak perusahaan kereta api besar mengembangkan standar umum, yang menyediakan rencana detail lengkap untuk pembangunan jembatan. Rencana ini mencakup tiang pancang, penyangga tiang pancang, abutmen dan dinding sayap, bentang (kayu, beton,

dan baja), dan elemen lain dengan detail yang cukup untuk konstruksi oleh tenaga kerja internal atau melalui kontrak. Hanya detail spesifik lokasi seperti izin, data survei, dan kondisi tanah yang diperlukan untuk melengkapi rencana ini.

Jembatan kayu paling sering diganti dengan material lain daripada dengan jenis yang sama. Namun, seringkali perlu untuk memperbarui sebagian struktur kayu untuk memperpanjang umur jembatan karena alasan anggaran. Mengganti penyangga tiang pancang dengan penyangga berbingkai untuk menghilangkan kebutuhan untuk memancangkan tiang pancang atau menambahkan balok kayu ke balok utama untuk meningkatkan kapasitas adalah hal yang umum.

Penggantian jembatan kayu biasanya dilakukan dengan memancangkan tiang pancang beton atau baja melalui jembatan yang ada, dengan panjang dua kali lipat bentang kayu saat ini dan diimbangi dari penyangga yang ada. Ini dilakukan di antara pergerakan kereta api. Baik penutup pracetak maupun cor di tempat dipasang di atas tiang pancang di bawah dek kayu yang ada. Selama periode penutupan jalur kereta api, jalur dan dek kayu yang ada dilepas dan bentang baru (balok kotak beton atau balok baja gulung) dipasang. Dalam jenis pembaruan jembatan ini, faktor-faktor kunci adalah penggunaan elemen jembatan pracetak yang cukup ringan untuk diangkat oleh peralatan yang dipasang di jalur kereta api (tiang pancang, penutup, dan bentang), kecepatan pemasangan elemen jembatan di antara pergerakan kereta api, elemen jembatan yang dapat dipasang di lokasi terpencil tanpa dukungan eksternal, dan kesederhanaan keseluruhan dalam melakukan pekerjaan.

Industri kereta api memiliki sejumlah besar rangka baja sambungan pin bentang 150 hingga 200 kaki, banyak yang memiliki sambungan aus, jarak bebas yang terbatas, dan kapasitas daya dukung yang rendah, sehingga rehabilitasi tidak dapat dibenarkan secara ekonomis. Tergantung pada spesifikasi lokasi, skenario penggantian yang umum mungkin adalah memasang pilar atau penyangga perantara dan mengganti bentang dengan dua bentang balok. Perusahaan kereta api telah menyempurnakan teknik memindahkan bentang jembatan lama secara lateral dan memasang bentang jembatan prefabrikasi baru di antara pergerakan kereta.

Perusahaan kereta api sering kali memindahkan bentang jembatan yang ada ke lokasi lain sebagai pengganti pembangunan bentang jembatan baru, jika secara ekonomis memungkinkan. Hal ini terutama berlaku untuk bentang balok dan bentang gelagar pelat hingga sepanjang 100 kaki.

Secara umum, perusahaan kereta api lebih memilih untuk membangun jembatan baru secara langsung daripada memindahkan atau membelokkan jalur ke jalur yang berdekatan. Jika kondisi lokasi tidak memungkinkan akses langsung untuk penggantian bentang jembatan, maka dibangun jalan pintas atau jalan memutar yang disebut "shoofly" yang menyediakan jembatan sementara sementara jembatan permanen dibangun. Desain dan konstruksi jembatan yang lebih besar dan kompleks dilakukan secara individual.

23.3 JENIS-JENIS JEMBATAN KERETA API

Jembatan kereta api hampir selalu merupakan struktur bentang sederhana. Berikut ini adalah jenis-jenis jembatan yang lebih umum dan material yang digunakan oleh industri kereta api untuk panjang bentang tersebut, yang dikelompokkan berdasarkan panjang bentangnya.

Bentang pendek	hingga 16 kaki	Rangka kayu Pelat beton
Balok baja gulung	hingga 50 kaki	Balok dan rangka kotak beton prategang Balok baja gulung, rangka dek dan rangka tembus
Bentang menengah,	80 hingga 125 kaki	Balok beton prategang Balok pelat dek dan tembus
		Bentang panjang Rangka dek dan tembus (sederhana, kantilever, dan lengkung)

Jembatan gantung tidak digunakan oleh kereta api barang karena defleksi yang berlebihan.

Tabel 23.1 Berat Rel, Rel Pelindung Bagian Dalam, Bantalan, Balok Pelindung, dan Pengencang untuk Dek Terbuka Khas (Jalan Setapak tidak termasuk)

Item	Berat (plf dari lintasan)
Rel (136 RE): (136 lb/lin. yd × 2 rel/jalur × 1 lin. yd/3 lin. ft)	91
Rel pengaman bagian dalam: (115 lb/lin. yd × 2 rel/jalur × 1 lin. yd/3 lin. ft)	77
Bantalan (10 inci × 10 bantalan jembatan 10 kaki): (10 inci × 10 inci × 10 kaki × 1 kaki²/144 inci² × 60 lb/ft³ × 1 bantalan/14 inci × 12 inci/1 kaki)	357
Balok Pelindung (4 × 8 inci): (4 inci × 8 inci × 1 kaki × 1 kaki²/144 inci³ × 60 lb/1 kaki³ × 2 balok pelindung/kaki)	27
Pelat Pengikat (7¾ × 14¾ inci untuk rel dengan alas 6 inci): 24,32 lb/pelat × 1 pengikat/14 inci × 12 inci/kaki × 2 pelat/pengikat)	42
Paku (⅝ × ⅝ inci × 6 inci dengan leher yang diperkuat) (0,828 lb/paku × 18 paku/pengikat × 1 pengikat/14 inci × 12 inci/1 kaki)	13
Pengencang Lain-lain (baut kait dan baut pengikat): (Kurang lebih 2,25 lb/baut kait + 1,25 lb/sekrup pengikat × 2 baut/pengikat × 1 pengikat/14 inci × 12 inci/kaki)	6
Berat total	613

Tabel 23.2 Berat Balast Dek Khas

Item	Berat (plf dari lintasan)
Rel (136 RE): (136 lb/lin. yd × 2 rel/jalur × 1 lin. yd/3 lin. ft)	91
Rel pengaman bagian dalam: (115 lb/lin. yd × 2 rel/jalur × 1 lin. yd/3 lin. ft)	77
Bantalan (kelalaian, karena termasuk dalam berat pemberat):	-

Balok Pelindung (4 × 8 inci): (4 inci × 8 inci × 1 kaki × 1 kaki²/144 inci³ × 60 lb/1 kaki³ × 2 balok pelindung/kaki)	27
Pelat Pengikat (7¾ × 14¾ inci untuk rel dengan alas 6 inci): 24,32 lb/pelat × 1 pengikat/19.5 inci × 12 inci/kaki × 2 pelat/pengikat)	30
Paku (⅝ × ⅝ inci × 6 inci dengan leher yang diperkuat) (0,828 lb/paku × 18 paku/pengikat × 1 pengikat/19.5 inci × 12 inci/1 kaki)	9
Pemberat (asumsikan tambahan 12 inci seiring waktu) (Kurang lebih 120 lb/ft3 × kedalaman 27 inci/12 inci/1 kaki × 16 kaki)	4320
Kedap air: (Kurang lebih 150 lb/ft3 × kedalaman 0,75 in./12 in./1 ft × 20 ft)	188
Berat total	4742

23.4 DEK JEMBATAN KERETA API

Umum

Insinyur yang berpengalaman dalam desain jembatan jalan raya mungkin tidak menganggap jembatan kereta api pada umumnya memiliki dek. Namun, sistem penyangga rel sangat penting. Jembatan kereta api biasanya dirancang sebagai struktur dek terbuka atau dek balas. Beberapa jembatan, khususnya dalam aplikasi transit, menggunakan fiksasi langsung rel ke struktur penyangga.

Dek Terbuka

Jembatan dek terbuka memiliki bantalan yang ditopang langsung pada elemen penahan beban struktur (seperti balok memanjang atau balok melintang). Beban mati untuk struktur dek terbuka dapat jauh lebih rendah daripada struktur dek balas. Namun, dek terbuka mentransfer lebih banyak efek dinamis beban hidup ke jembatan daripada dek balas. Selain itu, bantalan jembatan yang dibutuhkan lebih panjang dan lebih besar penampangnya daripada bantalan rel standar. Hal ini menambah biaya. Ketersediaan bantalan jembatan telah menurun, dan pasokannya mungkin menjadi masalah, terutama pada kayu struktural dengan kepadatan lebih tinggi.

Dek Balas

Jembatan dek balas memiliki struktur jalur yang ditopang oleh balas, yang dibawa oleh elemen struktural jembatan. Biasanya, struktur jalur (rel, pelat bantalan, dan bantalan) mirip dengan jalur yang dibangun di atas permukaan tanah. Struktur dek balas menawarkan keuntungan dalam hal kenyamanan dan persyaratan perawatan. Tidak seperti dek terbuka, keselarasan jalur pada bentang dek balas biasanya dapat dipelihara menggunakan peralatan perawatan jalur standar. Jika semua faktor lain sama, sebagian besar perusahaan kereta api saat ini lebih memilih dek balas untuk struktur baru.

Dalam desain dek balas, penambahan balas minimal 6 inci adalah bijaksana. Persyaratan khusus untuk kapasitas balas tambahan dapat diberikan oleh perusahaan kereta api. Selain itu, kedalaman balas yang dibutuhkan di bawah bantalan harus diverifikasi dengan perusahaan kereta api yang bersangkutan.

Nilai tipikal untuk ini berkisar dari 8 hingga 12 inci atau lebih. Panjang bantalan yang digunakan akan berpengaruh pada distribusi efek beban hidup ke dalam struktur. Dek balas

juga biasanya kedap air. Berat lapisan kedap air harus dimasukkan dalam beban mati. Ketentuan mengenai pemilihan, desain, dan pemasangan lapisan kedap air.

Fiksasi Langsung

Struktur fiksasi langsung memiliki rel yang ditopang oleh pelat yang ditambatkan langsung ke dek jembatan atau struktur atas. Dek fiksasi langsung jauh lebih jarang daripada dek terbuka atau dek balas dan jarang digunakan dalam layanan kereta api barang. Meskipun dek fiksasi langsung menghilangkan beban mati bantalan rel dan balas, dan dapat mengurangi tinggi struktur total, dek ini mentransfer lebih banyak efek beban dinamis ke jembatan. Komponen fiksasi langsung perlu dipilih dan dirinci dengan cermat.

Detail Dek

Jalan setapak sering disediakan di dek jembatan kereta api. Jalan setapak tersebut dapat berada di satu atau kedua sisi rel. Perusahaan kereta api memiliki kebijakan dan detail tersendiri untuk penempatan dan konstruksi jalan setapak.

Dek jembatan kereta api pada rel melengkung harus memungkinkan superelevasi. Dengan dek balas, hal ini dapat dicapai dengan menyesuaikan kedalaman balas. Dengan dek terbuka, mungkin diperlukan penggunaan bantalan rel miring atau membangun superelevasi ke dalam struktur atas.

Rel las kontinu (CWR) sering dipasang pada jembatan. Ini dapat memengaruhi karakteristik pergerakan termal struktur. Periksa dengan perusahaan kereta api terkait mengenai kebijakan mereka tentang penjangkaran CWR pada struktur. Struktur bentang panjang mungkin memerlukan penggunaan sambungan ekspansi rel.

23.5 KRITERIA DESAIN JEMBATAN KERETA API

Pertimbangan Geometris

Jembatan kereta api memiliki berbagai persyaratan geometris. Manual AREMA memiliki diagram jarak bebas yang menunjukkan ruang yang dibutuhkan untuk lalu lintas kereta api modern. Perlu dicatat bahwa persyaratan jarak bebas lateral meningkat untuk struktur yang membawa rel melengkung. Jarak antar rel pada struktur multi-rel harus ditentukan oleh perusahaan kereta api terkait. Kekhawatiran keselamatan menyebabkan peningkatan persyaratan jarak antar rel.

Jika memungkinkan, jembatan miring harus dihindari. Namun, struktur miring mungkin diperlukan oleh kondisi lokasi. Dukungan harus disediakan untuk bantalan rel yang tegak lurus terhadap rel di ujung struktur. Ini sulit dilakukan pada struktur dek terbuka. Pelat pendekatan di bawah balas dapat digunakan pada jembatan dek balas miring.

Proporsi

Rasio kedalaman terhadap panjang bentang yang umum untuk jembatan kereta api baja adalah sekitar 1:12. Pedoman untuk jarak antar balok diberikan dalam Bab 15 Manual.

Beban Desain Jembatan

Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur itu sendiri, rel yang ditopangnya, dan setiap perlengkapan yang mungkin dibawanya. Beban mati bekerja karena gravitasi dan diterapkan

secara permanen pada struktur. Berat satuan untuk perhitungan beban mati diberikan dalam Bab 7, 8, dan 15 AREMA. Tabel dalam Bab 15 direproduksi di bawah ini:

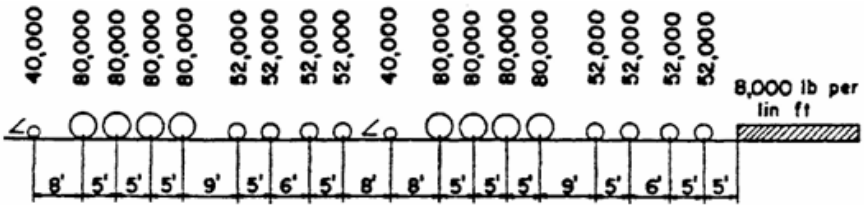
Berat Satuan untuk Tegangan Beban Mati

Tipe	Pound per Kaki Kubik
Baja	490
Beton	150
Pasir, kerikil, dan pemberat	120
Aspal-mastic dan macadam bitumen	150
Granit	170
Batu bata paving	150
Kayu	60

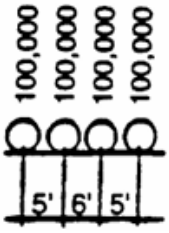
Beban mati diterapkan di lokasi terjadinya pada struktur, biasanya sebagai beban terpusat atau terdistribusi.

Manual menyatakan bahwa rel lintasan, rel pengaman bagian dalam, dan pengikat rel diasumsikan memiliki berat 200 pon per kaki linier (plf) lintasan. Berat 60 pon per kaki kubik yang diberikan untuk kayu seharusnya memadai untuk bantalan rel biasa. Kayu eksotis mungkin lebih berat. Bantalan beton terkadang digunakan, dan beratnya yang lebih besar harus diperhitungkan jika penggunaannya diantisipasi.

Dalam desain awal struktur dek terbuka, berat dek sebesar 550 hingga 650 plf lintasan dapat diasumsikan. Hal ini harus diperiksa dengan berat sistem dek spesifik yang digunakan untuk desain akhir. Contoh perhitungan untuk berat lintasan dan dek untuk struktur dek terbuka dan dek balas disertakan dalam bab ini.



Gambar 23.1 Beban hidup Cooper E8O.



Gambar 23.2 Beban hidup alternatif.

Jembatan kereta api sering kali membawa jalan setapak dan kabel sinyal dan komunikasi dan mungkin digunakan oleh utilitas. Ketentuan (baik dalam beban mati maupun lokasi fisik)

mungkin perlu dibuat untuk item tambahan ini. Beberapa struktur bahkan mungkin membawa barang-barang hias atau dekoratif.

Beban Hidup

Secara historis, kereta api barang telah menggunakan konfigurasi beban Cooper E sebagai model beban hidup. Beban Cooper E80 saat ini merupakan beban hidup desain yang paling umum. Model beban E80 ditunjukkan pada Gambar 23.1. Angka 80 dalam E80 mengacu pada berat 80 kip dari gandar penggerak lokomotif. Beban E60 memiliki lokasi gandar yang sama, tetapi semua beban difaktorkan dengan 60/80. Beberapa perusahaan kereta api sedang merancang struktur baru untuk membawa beban E90 atau E100.

Model beban hidup Cooper tidak sesuai dengan beban gandar dan jarak antar gandar lokomotif yang saat ini beroperasi. Bahkan pada awal abad ke-20, ketika diperkenalkan oleh Theodore Cooper, seorang insinyur jembatan kereta api awal, model ini belum mencerminkan semua lokomotif. Namun, model ini tetap digunakan sepanjang abad terakhir. Salah satu alasan keberlangsungannya adalah beragamnya jenis kereta api yang telah dan sedang beroperasi. Pengaruh beban peralatan ini pada bentang tertentu harus dibandingkan. Model beban hidup Cooper memberikan sistem universal yang dapat digunakan untuk membandingkan semua konfigurasi beban lainnya. Personel teknik dari setiap perusahaan kereta api dapat menghitung bagaimana pengaruh beban setiap peralatan dibandingkan dengan beban Cooper.

Beban hidup desain jembatan baja yang ditetapkan juga mencakup beban “Alternatif E80”, yang terdiri dari empat gandar 100-kip. Ini ditunjukkan pada Gambar 23.2. Beban ini mengontrol beban Cooper reguler pada bentang yang lebih pendek. Tabel pengaruh beban maksimum pada berbagai panjang bentang disertakan dalam Bab 15, Bagian 1 dari Manual AREMA.

Dampak

Dampak adalah amplifikasi dinamis dari efek beban hidup pada jembatan yang disebabkan oleh pergerakan kereta api melintasi bentang. Rumus untuk perhitungan dampak termasuk dalam Bab 8 dan 15 dari manual AREMA. Nilai dampak desain didasarkan pada kecepatan kereta api yang diasumsikan sebesar 60 mph. Perlu dicatat bahwa prosedur desain baja memungkinkan pengurangan dampak yang dihitung untuk struktur dek balas. Nilai dampak yang berbeda digunakan untuk lokomotif uap dan diesel. Nilai dampak lokomotif uap secara signifikan lebih tinggi daripada dampak lokomotif diesel di sebagian besar panjang bentang. Dampak tidak diterapkan pada struktur kayu, karena kapasitas kayu di bawah beban transien jauh lebih tinggi daripada kapasitasnya di bawah beban berkelanjutan. Tegangan yang diizinkan untuk desain kayu didasarkan pada beban berkelanjutan.

Gaya Sentrifugal

Gaya sentrifugal adalah gaya yang diberikan kereta api yang bergerak di sepanjang tikungan pada objek penahan (rel dan struktur pendukung) yang bekerja menjauh dari pusat rotasi. Rumus atau tabel untuk perhitungan gaya sentrifugal termasuk dalam Bab 7, 8, dan 15 dari manual AREMA. Kecepatan kereta api yang diperlukan untuk perhitungan gaya harus diperoleh dari perusahaan kereta api.

Meskipun aksi sentrifugal diterapkan sebagai gaya horizontal, ia dapat menghasilkan momen guling karena titik aplikasinya berada di atas rel. Baik gaya horizontal maupun momen yang dihasilkan harus dipertimbangkan dalam desain atau evaluasi suatu struktur. Gaya horizontal cenderung menggeser struktur secara lateral:

- Untuk struktur baja (misalnya, balok dek), gaya ini membebani rangka lateral dan rangka silang.
- Untuk struktur beton (misalnya, balok kotak), struktur atas biasanya cukup kaku dalam arah melintang sehingga gaya horizontal tidak signifikan bagi struktur atas.

Untuk semua jenis jembatan, bantalan dan struktur bawah harus mampu menahan gaya horizontal sentrifugal.

Momen guling cenderung meningkatkan gaya beban hidup pada elemen di bagian luar lengkungan dan mengurangi gaya pada elemen di bagian dalam. Namun, elemen interior tidak dirancang dengan kapasitas yang lebih rendah daripada elemen eksterior. Struktur bawah harus dirancang untuk menahan momen guling sentrifugal. Ini akan meningkatkan gaya ke arah luar lengkungan pada elemen pondasi. Gaya sentrifugal diterapkan pada lokasi gandar di sepanjang struktur, 6 kaki di atas bagian atas rel, pada titik yang tegak lurus terhadap pusat garis yang menghubungkan bagian atas rel.

Efek superelevasi jalur dapat sedikit mengimbangi gaya sentrifugal. Lokasi pandangan atas jalur lengkung pada jembatan (karena bentang jembatan kereta api biasanya lurus, diletakkan di sepanjang korda lengkung) juga dapat signifikan. Alih-alih menerapkan gaya sentrifugal di setiap lokasi gandar, beberapa perusahaan kereta api hanya meningkatkan gaya beban hidup yang dihitung dengan persentase gaya sentrifugal, memperhitungkan efek lokasi gaya di atas bagian atas rel, dan menggunakan nilai yang dihasilkan untuk desain.

Beban Lateral dari Peralatan

Item ini mencakup semua beban lateral yang diterapkan pada struktur karena lewatnya kereta api, selain gaya sentrifugal. Besaran dan titik penerapan beban ini bervariasi di antara Bab 7, 8, dan 15. Untuk kayu, beban 20 kips diterapkan secara horizontal di bagian atas rel. Untuk baja, beban seperempat dari gandar terberat dari beban hidup yang ditentukan diterapkan di dasar rel. Dalam kedua kasus, beban lateral adalah beban terpusat yang bergerak yang dapat diterapkan di titik mana pun di sepanjang bentang dalam arah horizontal mana pun. Perlu dicatat bahwa beban lateral dari peralatan tidak termasuk dalam desain jembatan beton. Namun, jika balok beton ditopang oleh substruktur baja atau kayu, beban lateral harus diterapkan pada substruktur tersebut.

Beban lateral dari peralatan diterapkan pada elemen penguat lateral, flensa balok memanjang atau balok memanjang tanpa sistem penguat, dan pada batang bentang rangka. Pengalaman menunjukkan bahwa gaya lateral yang sangat tinggi dapat diterapkan pada struktur karena guncangan pada jenis kereta tertentu. Pergeseran roda adalah fenomena lain yang menerapkan gaya lateral pada rel dan struktur. Kereta yang rusak juga dapat menciptakan gaya lateral yang besar.

Perlu dicatat bahwa tidak ada latar belakang penelitian yang luas yang mendukung gaya lateral yang diberikan dalam Manual AREMA. Namun, beban lateral dalam Manual tersebut

secara historis telah bekerja dengan baik ketika dikombinasikan dengan beban angin untuk menghasilkan ketahanan lateral yang memadai pada struktur.

Gaya Longitudinal dari Beban Hidup

Gaya longitudinal biasanya dihasilkan dari kereta yang mulai atau berhenti (percepatan atau perlambatan) di jembatan. Gaya ini dapat diterapkan dalam arah longitudinal mana pun. Gaya-gaya ini ditransmisikan melalui rel dan didistribusikan ke struktur pendukung. Bab 7, 8, dan 15 semuanya menganggap gaya longitudinal akibat pengereman sebesar 15% dari beban hidup vertikal, tanpa benturan. Bab-bab tersebut sedikit berbeda dalam pertimbangan aspek percepatan (traksi) dari gaya tersebut. Bab 7 menggunakan 25% dari beban gandar penggerak untuk traksi, sedangkan Bab 8 dan 15 menggunakan 25% dari gandar konfigurasi kereta Cooper E80 biasa. Di setiap bab, gaya pengereman dan traksi dibandingkan, dan nilai yang lebih besar digunakan dalam desain. Bab 7, 8, dan 15 berbeda dalam titik penerapan gaya longitudinal. Bab 7 menerapkannya 6 kaki di atas bagian atas rel. Bab 8 dan 15 menerapkan gaya pengereman pada ketinggian 8 kaki di atas bagian atas rel dan gaya traksi 3 kaki di atas bagian atas rel.

Ketiga bab tersebut mengakui bahwa sebagian gaya longitudinal diteruskan melalui rel keluar dari struktur. (Besarnya transfer ini bergantung pada faktor-faktor seperti kontinuitas rel, penjangkaran rel, dan sambungan dek jembatan ke bentang.) Jika sebagian besar gaya longitudinal diteruskan ke abutmen atau tanggul, Bab 7 memperbolehkan mengabaikan gaya longitudinal dalam desain tiang pancang, pilar, dan penguat penyangga. Bab 8 dan 15 memperbolehkan mengambil gaya longitudinal yang diterapkan sebagai setengah dari yang awalnya dihitung pada jembatan dek balas pendek (<200 kaki) dengan bentang pendek (<50 kaki), jika kontinuitas elemen atau hambatan gesekan akan mengarahkan sebagian gaya longitudinal ke abutmen.

Bab 8 dan 15 juga menyatakan bahwa beban longitudinal hanya diterapkan pada satu jalur saja, dan dapat didistribusikan ke komponen jembatan berdasarkan kekakuan relatif dan jenis bantalan. Untuk struktur multi-jalur, mungkin bijaksana untuk memasukkan gaya longitudinal pada lebih dari satu jalur, tergantung pada lokasi jembatan dan operasi kereta api di lokasi tersebut.

Gaya longitudinal sangat signifikan pada struktur panjang, seperti viaduk, jembatan layang, atau jembatan besar. Jembatan besar mungkin memiliki rangka traksi atau pengereman internal untuk membawa gaya longitudinal ke bantalan. Viaduk seringkali memiliki penyangga menara pada interval tertentu untuk menahan gaya longitudinal.

Asosiasi Kereta Api Amerika (AAR) saat ini sedang melakukan penelitian tentang gaya longitudinal pada jembatan yang disebabkan oleh lokomotif daya rekat tinggi baru yang sekarang mulai beroperasi. Selain itu, pengenalan sistem mekanis baru seperti rem beban-kosong dan rem yang dikontrol secara elektronik memengaruhi gaya longitudinal yang dimasukkan ke dalam jalur. Peralatan transit dapat memiliki tingkat percepatan dan perlambatan yang tinggi, yang dapat menyebabkan gaya longitudinal yang tinggi pada struktur transit.

Beban Angin

Beban angin adalah gaya pada struktur akibat aksi angin pada jembatan dan kereta api. Bab 7, 8, dan 15 membahas angin pada struktur dengan sedikit berbeda:

1. *Kayu*: Gunakan 30 psf sebagai beban horizontal bergerak yang bekerja ke segala arah.
2. *Beton*: Gunakan 45 psf sebagai beban horizontal tegak lurus terhadap garis tengah rel.
3. *Baja*: Sebagai beban horizontal bergerak:
   a. Gunakan 30 psf pada jembatan yang terbebani.
   b. Gunakan 50 psf pada jembatan yang tidak terbebani.

Area aplikasi angin pada struktur juga bervariasi:

1. *Kayu*: Untuk jembatan trestle, area yang terpengaruh adalah 1,5 kali proyeksi vertikal sistem lantai. Untuk rangka atap, area yang terpengaruh adalah proyeksi vertikal penuh bentang, ditambah bagian rangka atap di sisi bawah angin yang tidak terlindungi oleh sistem lantai. Untuk struktur penyangga dan menara, area yang terpengaruh adalah proyeksi vertikal komponen (penyangga, tiang, dan pancang).
2. *Baja*: Mirip dengan kayu, kecuali untuk bentang balok digunakan 1,5 kali proyeksi vertikal bentang.
3. *Beton*: Beban angin diterapkan pada proyeksi vertikal struktur. Perhatikan bahwa 45 psf = 1,5 (30 psf).

Untuk semua material, angin pada kereta api dianggap sebesar 300 plf, diterapkan 8 kaki di atas bagian atas rel.

Gaya angin 30 psf pada struktur yang terbebani dan gaya 50 psf pada struktur yang tidak terbebani yang digunakan dalam Bab 15 mencerminkan asumsi tentang operasi kereta api. Diasumsikan bahwa kecepatan angin maksimum di mana operasi kereta api akan dicoba akan menghasilkan gaya sebesar 30 psf. Angin topan, di mana operasi kereta api tidak akan dicoba, akan menghasilkan gaya angin sebesar 50 psf.

Untuk stabilitas bentang dan menara terhadap penggulingan akibat angin pada jembatan yang terbebani, beban hidup dikurangi menjadi 1200 plf, tanpa menerapkan benturan. Nilai ini mewakili kereta api yang tidak terbebani dan berhenti di jembatan. Perlu dicatat bahwa Bab 15 memiliki beban angin minimum pada jembatan yang terbebani sebesar 200 plf pada batang atau flensa yang terbebani dan 150 plf pada batang atau flensa yang tidak terbebani.

Hampir setiap komponen jembatan dapat dipengaruhi oleh angin. Namun, angin biasanya paling signifikan dalam desain

1. Penguat lateral dan rangka silang
2. Lentur lateral pada flensa
3. Lentur vertikal pada balok dan rangka akibat terguling
4. Tiang atau kolom menara
5. Pondasi

Aliran Air, Es, dan Daya Apung

Beban-beban ini dialami oleh sebagian struktur (biasanya pilar) karena lokasinya di dalam badan air. Topik-topik ini hanya dibahas secara khusus di Bab 8, karena hampir seluruhnya berlaku untuk substruktur jembatan, yang biasanya terdiri dari beton.

Daya apung, aliran air, dan tekanan es harus diterapkan pada setiap bagian struktur yang dapat terpapar. Ini biasanya termasuk pilar dan elemen substruktur lainnya. Daya apung dapat dengan mudah dihitung untuk bagian struktur yang terendam. Meskipun Manual AREMA tidak membahas gaya desain untuk aliran air dan tekanan es, kriteria desain lainnya, seperti Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, mencakup prosedur untuk menghitungnya. Perancang dapat menggunakan sumber-sumber ini sebagai panduan hingga gaya spesifik dimasukkan oleh AREMA.

Bentang jembatan dapat terlepas dari pilar karena daya apung, aliran sungai, dan tekanan es. Mobil pemberat yang bermuatan terkadang diparkir di jembatan selama banjir atau penumpukan es untuk menahan hal ini. Hanyutan atau akumulasi puing di dekat jembatan dapat menjadi masalah yang signifikan, mengurangi area aliran melalui jembatan dan secara efektif meningkatkan area yang terpapar gaya dari aliran sungai.

Dua faktor lain yang berkaitan dengan jalur air harus dipertimbangkan. Yang pertama adalah tabrakan kapal (atau, lebih tepatnya) tabrakan dengan pilar. Perlindungan pilar dibahas dalam Bagian 23, Bentang di atas Aliran Sungai yang Dapat Dilayari, Bab 8. Persyaratan ini harus ditangani saat merancang jembatan di atas jalur air yang dapat dilayari. Faktor kedua yang harus dipertimbangkan adalah penggerusan. Penggerusan adalah penyebab utama kegagalan jembatan. Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD berisi analisis penggerusan dan pedoman perlindungan. Studi hidrolik untuk menentukan bukaan jembatan yang dibutuhkan harus dilakukan saat merancang struktur baru atau ketika kondisi hidrologi di hulu jembatan berubah.

Perubahan Volume

Perubahan volume pada struktur dapat disebabkan oleh ekspansi atau kontraksi termal atau oleh sifat-sifat material struktural, seperti rangkak atau penyusutan. Perubahan volume itu sendiri, jika tidak terkendali, memiliki efek yang relatif kecil pada gaya-gaya pada struktur. Namun, perubahan volume yang terkendali dapat menghasilkan gaya yang signifikan pada struktur. Tantangan bagi perancang adalah menyediakan cara untuk mengurangi perubahan volume atau untuk menyediakan gaya yang dihasilkan oleh perubahan yang terkendali.

Bab 7 tidak secara spesifik menyatakan persyaratan pergerakan ekspansi termal. Karena sifat material dan jenis struktur kayu yang digunakan, kemungkinan besar tegangan termal tidak akan signifikan dalam desain kayu. Bab 15 mensyaratkan toleransi perubahan panjang 1 inci karena suhu per setiap 100 kaki panjang bentang pada struktur baja. Bab 8 menyediakan tabel berikut untuk nilai kenaikan dan penurunan suhu desain untuk jembatan beton:

Iklim	Kenaikan Suhu	Penurunan Suhu
Sedang	30°F	40°F
Dingin	35°F	45°F

Perlu dicatat bahwa nilai-nilai yang tercantum mengacu pada suhu beton jembatan. Jalur kereta api tertentu mungkin memiliki persyaratan yang berbeda untuk pergerakan termal.

Bantalan ekspansi adalah fitur desain utama yang biasanya digunakan untuk mengakomodasi perubahan volume. Jenis bantalan umum meliputi:

1. Pelat baja geser
2. Bantalan ayun
3. Bantalan rol (silindris dan segmental)
4. Bantalan elastomer

Harus ada ketentuan untuk perubahan panjang bentang akibat beban hidup. Untuk bentang yang lebih panjang dari 300 kaki, harus ada ketentuan untuk ekspansi dan kontraksi sistem lantai jembatan di dalam rangka. Untuk struktur beton, perlu ada ketentuan untuk penyusutan dan rangkak beton. Pedoman khusus diberikan dalam Bab 8, untuk sifat-sifat ini. Penting untuk diingat bahwa rangkak dan penyusutan adalah fenomena yang sangat bervariasi, dan harus ada kelonggaran untuk nilai yang lebih tinggi dari yang diharapkan. Perlu juga dicatat bahwa Manual AREMA mensyaratkan minimal 0.25 in^2/ft baja tulangan pada permukaan beton yang terekspos.

Bab 8 juga mensyaratkan perancangan untuk gaya longitudinal akibat gesekan atau hambatan geser pada bantalan ekspansi. Hal ini sebagai pengakuan atas fakta bahwa sebagian besar bantalan ekspansi memiliki beberapa hambatan internal terhadap pergerakan. Hambatan ini memberikan gaya pada struktur saat jembatan mengembang dan menyusut. Manual AREMA berisi prosedur untuk menghitung gaya geser yang ditransmisikan melalui bantalan. Beban yang ditransmisikan melalui bantalan tetap atau bantalan ekspansi harus dimasukkan dalam desain substruktur.

Bantalan juga harus mampu menahan angin dan gaya lateral lainnya yang diterapkan pada struktur. Bab 19 dari Manual AREMA untuk Teknik Perkeretaapian membahas bantalan jembatan. Bab ini termasuk dalam Manual 1997, dan harus diterapkan untuk desain dan detail bantalan.

Perlu dicatat bahwa pergerakan bantalan jembatan memengaruhi toleransi jalur yang ditopang oleh jembatan. Hal ini memerlukan pemilihan bantalan yang cermat untuk jalur dengan toleransi ketat (seperti jalur kecepatan tinggi). Persyaratan perawatan juga penting saat memilih bantalan, karena kekakuan yang tidak disengaja akibat pembekuan bantalan dapat menyebabkan kerusakan struktural yang signifikan.

Beban Seismik

Desain seismik untuk jalur kereta api dibahas dalam Bab 9 Manual ini. Latar belakang filosofis Bab 9 mengakui bahwa jembatan kereta api secara historis telah berkinerja baik dalam peristiwa seismik. Hal ini disebabkan oleh faktor-faktor berikut:

1. Struktur rel berfungsi sebagai penahan (dan peredam) yang efektif terhadap pergerakan jembatan.
2. Jembatan kereta api biasanya sederhana dalam desain dan konstruksinya.

3. Kereta beroperasi dalam lingkungan yang terkontrol, yang membuat jenis kerusakan yang diizinkan untuk jembatan kereta api mungkin tidak dapat diterima untuk struktur yang digunakan secara umum oleh masyarakat.

Butir 3 di atas berkaitan dengan pedoman operasi pasca-peristiwa seismik yang diberikan dalam Bab 9. Pedoman ini memberikan batasan pada operasi kereta api setelah gempa bumi. Batasan tersebut bervariasi sesuai dengan magnitudo gempa dan jarak dari episentrum. Misalnya, setelah gempa bumi dengan magnitudo 6,0 atau lebih, semua kereta dalam radius 100 mil dari episentrum harus berhenti sampai rel dan jembatan di daerah tersebut telah diperiksa dan dinyatakan aman untuk digunakan. (Perlu dicatat bahwa kebijakan perkeretaapian tertentu dapat bervariasi.)

Tiga tingkatan guncangan tanah didefinisikan dalam Bab 9:

- Tingkat 1 — Guncangan yang memiliki kemungkinan besar untuk dilampaui selama masa pakai jembatan.
- Tingkat 2 — Guncangan yang memiliki kemungkinan kecil untuk dilampaui selama masa pakai jembatan.
- Tingkat 3 — Guncangan untuk gempa bumi yang jarang terjadi dan sangat kuat.

Tiga kondisi batas kinerja diberikan untuk desain seismik jembatan kereta api. Kondisi batas kemampuan layanan mensyaratkan bahwa struktur tetap elastis selama gerakan tanah Level 1. Hanya kerusakan sedang dan tidak ada deformasi permanen yang dapat diterima. Kondisi batas ultimate mensyaratkan bahwa struktur hanya mengalami kerusakan yang mudah dideteksi dan diperbaiki selama gerakan tanah Level 2.

Kondisi batas kemampuan bertahan mensyaratkan bahwa jembatan tidak runtuh selama gerakan tanah Level 3. Kerusakan yang luas dapat diizinkan. Untuk beberapa struktur, perusahaan kereta api dapat memilih untuk mengizinkan kerusakan yang tidak dapat diperbaiki, dan berencana untuk mengganti jembatan setelah kejadian Level 3.

Diskusi mendalam tentang analisis dan desain seismik berada di luar cakupan bagian ini. Pedoman diberikan dalam Bab 9 manual. Peta koefisien percepatan dasar untuk berbagai periode ulang disertakan dalam bab tersebut. Perlu dicatat bahwa tidak diperlukan analisis seismik untuk lokasi di mana percepatan dasar 0,1 g atau kurang diperkirakan dengan periode ulang 475 tahun. Oleh karena itu, untuk sebagian besar lokasi di Amerika Utara, analisis seismik tidak diperlukan.

Bagian 1.4 dari Bab 9 membahas desain seismik. Struktur penting harus dirancang untuk menahan beban seismik yang lebih tinggi daripada struktur yang tidak penting. Meskipun tidak ada analisis dan desain seismik khusus yang diperlukan untuk suatu struktur, merupakan praktik yang baik untuk merinci struktur untuk ketahanan seismik jika berada di daerah yang berpotensi aktif. Kekhawatiran khusus dibahas dalam Bab 9. Penyediaan area bantalan yang memadai dan desain untuk daktilitas adalah contoh detail seismik yang murah.

Kombinasi Beban

Berbagai beban dapat diterapkan pada suatu struktur secara bersamaan. Misalnya, sebuah jembatan dapat mengalami beban mati, beban hidup, benturan, gaya sentrifugal, angin, dan aliran sungai secara bersamaan. Bab-bab Manual AREMA tentang desain struktur

mengakui bahwa tidak mungkin nilai maksimum dari semua beban akan diterapkan secara bersamaan pada suatu struktur. Metode kombinasi beban diberikan untuk mengembangkan gaya desain maksimum yang dapat dipercaya pada struktur. Bab 7 Tegangan Gabungan, menyatakan: "Untuk tegangan yang dihasilkan oleh gaya longitudinal, angin atau gaya lateral lainnya, atau oleh kombinasi gaya-gaya ini dengan beban mati dan beban hidup serta gaya sentrifugal, tegangan kerja yang diizinkan dapat ditingkatkan 50%, dengan syarat penampang yang dihasilkan tidak kurang dari yang dibutuhkan untuk beban mati dan beban hidup serta gaya sentrifugal."

Bab 15 Tegangan yang Diizinkan untuk Kombinasi Beban atau Beban Angin Saja, menyatakan:

a. Anggota yang dikenai tegangan akibat beban mati, beban hidup, beban benturan, dan beban sentrifugal harus dirancang sedemikian rupa sehingga tegangan maksimum tidak melebihi tegangan dasar, tentang Tegangan Dasar yang Diizinkan, dan rentang tegangan tidak melebihi rentang tegangan kelelahan yang diizinkan pada Pasal 1.3.13.
b. Tegangan izin dasar, Tegangan Izin Dasar, harus digunakan dalam penentuan proporsi elemen yang mengalami tegangan akibat beban angin saja, sebagaimana ditentukan dalam Pasal 1.3.8.
c. Elemen, kecuali penggantung balok lantai, yang mengalami tegangan akibat beban lateral, selain beban sentrifugal, dan/atau beban longitudinal, dapat ditentukan proporsinya untuk tegangan 25% lebih besar daripada yang diizinkan oleh paragraf a, tetapi penampang elemen tidak boleh kurang dari yang diperlukan untuk memenuhi ketentuan paragraf a atau paragraf b saja.
d. Peningkatan tegangan izin yang diizinkan oleh paragraf c tidak boleh diterapkan pada tegangan izin pada baut berkekuatan tinggi.

Bab 8, pada Bagian 4 tentang Pondasi Tiang Pancang, mendefinisikan beban primer dan sekunder. Beban primer meliputi beban mati, beban hidup, gaya sentrifugal, tekanan tanah, daya apung, dan gesekan kulit negatif. Beban sekunder (atau sesekali) meliputi angin dan gaya lateral lainnya, es dan aliran sungai, gaya longitudinal, dan gaya seismik. Bagian ini mengizinkan peningkatan 25% pada beban yang diizinkan saat mendesain untuk kombinasi beban primer dan sekunder, selama desain memenuhi kasus beban primer pada beban yang diizinkan.

Ketiga metode kombinasi beban ini didasarkan pada desain beban layanan. Bab 8, Desain Beton Bertulang, membahas desain beban layanan dan faktor beban. Bab 8, memberikan beberapa batasan pada tabel kombinasi beban. Misalnya, desain faktor beban tidak berlaku untuk desain pondasi atau untuk memeriksa stabilitas struktural. Selain itu, faktor beban harus ditingkatkan atau tegangan yang diizinkan disesuaikan jika prediktabilitas beban berbeda dari yang diantisipasi dalam bab ini.

Untuk stabilitas menara, gunakan beban hidup vertikal 1200 plf seperti yang dijelaskan di bagian Beban Angin. Sebagai aturan umum, penampang yang ditentukan oleh kombinasi beban tidak boleh lebih kecil dari penampang yang dibutuhkan untuk beban mati, beban hidup, benturan, dan gaya sentrifugal. Penting untuk menggunakan metode kombinasi beban

yang tepat untuk setiap material dan komponen dalam desain jembatan. Metode kombinasi dari bagian dan bab yang berbeda tidak boleh dicampur.

Pertimbangan Kemampuan Layanan

Kelelahan

Ketahanan terhadap kelelahan merupakan perhatian kritis dalam desain struktur baja. Ini juga merupakan faktor, meskipun kurang signifikan, dalam desain jembatan beton. Prosedur desain kelelahan, berdasarkan tegangan yang diizinkan, nilai benturan, jumlah siklus per lintasan kereta api, kekritisan fraktur anggota, dan jenis detail, diterapkan pada jembatan baja. Kelelahan dapat menjadi kasus desain pengendali untuk banyak jembatan baja baru.

Lendutan

Kontrol beban hidup-lendutan merupakan kriteria kemampuan layanan yang signifikan. Standar rel membatasi jumlah defleksi pada rel di bawah lintasan kereta api. Defleksi jembatan di bawah beban hidup terakumulasi dengan defleksi struktur rel itu sendiri. Total defleksi ini dapat melebihi batas yang diizinkan jika jembatan tidak cukup kaku. Kekakuan struktur juga dapat memengaruhi kinerja dan umur pakainya. Struktur yang kurang kaku mungkin lebih rentan terhadap perpindahan lateral di bawah beban dan distorsi di luar bidang. Kriteria defleksi spesifik diberikan dalam Bab 15 untuk jembatan baja. Kriteria untuk struktur beton diberikan dalam Bab 8 menggunakan rasio bentang terhadap kedalaman. Defleksi jangka panjang juga harus diperiksa untuk struktur beton di bawah beban mati yang berkelanjutan untuk menentukan apakah ada efek buruk yang mungkin terjadi karena retak atau rangkak.

Lainnya

Kriteria kemampuan layanan lainnya berlaku untuk struktur beton. Beton bertulang harus diperiksa untuk pengendalian retak. Batas tegangan yang diizinkan diberikan untuk berbagai kondisi layanan untuk elemen beton prategang.

23.6 PERINGKAT KAPASITAS JEMBATAN KERETA API

Umum

Peringkat adalah proses menentukan kapasitas aman dari struktur yang ada. Pedoman khusus untuk peringkat jembatan diberikan dalam Bab 7, 8, dan 15 dari Manual AREMA. Peringkat biasanya dilakukan pada kondisi jembatan yang telah dibangun dan yang telah diperiksa. Informasi untuk kondisi yang telah dibangun dapat diambil dari gambar jembatan yang telah dibangun. Namun, penting untuk memeriksa kondisi struktur saat ini. Hal ini dilakukan dengan melakukan inspeksi jembatan dan menyesuaikan peringkat yang telah dibangun untuk memasukkan efek dari setiap kerusakan, cacat, atau modifikasi pada struktur sejak konstruksinya. Pengujian sifat material komponen jembatan mungkin sangat berguna dalam peringkat kapasitas struktur yang lebih tua.

Peringkat struktur biasanya disajikan sebagai nilai Cooper E beban hidup yang dapat ditopang jembatan dengan aman. Peringkat pengendali adalah nilai E terendah untuk struktur (berdasarkan efek gaya spesifik pada anggota atau bagian kritis). Misalnya, peringkat struktur dapat diberikan sebagai E74, berdasarkan momen lentur pada ujung pelat penutup flensa.

Seperti yang dibahas di bagian Beban Hidup, terdapat berbagai macam jarak gandar dan beban untuk peralatan kereta api. Setiap peralatan dapat diberi peringkat untuk menentukan efek gaya maksimum yang dihasilkannya untuk panjang bentang tertentu. Peringkat peralatan diberikan dalam hal beban Cooper yang akan menghasilkan efek gaya yang setara pada panjang bentang yang sama. Perhatikan bahwa nilai efek gaya setara ini mungkin berbeda untuk geser dan momen pada setiap panjang bentang. Selain peringkat kapasitas, peringkat kelelahan dapat dilakukan pada struktur untuk memperkirakan sisa umur kelelahannya. Ini biasanya hanya dihitung untuk struktur baja.

Peringkat Normal

Peringkat normal struktur adalah tingkat beban yang dapat ditanggung oleh jembatan untuk jangka waktu yang tidak terbatas. Jangka waktu yang tidak terbatas ini dapat didefinisikan sebagai masa pakai yang diharapkan. Tegangan yang diizinkan yang digunakan untuk peringkat normal sama dengan tegangan yang diizinkan yang digunakan dalam desain. Namun, perhitungan efek benturan dimodifikasi dari persamaan desain. Pengurangan nilai dampak untuk mencerminkan kecepatan aktual kereta api yang melintasi struktur (bukan kecepatan 60 mph yang diasumsikan dalam dampak desain) diperbolehkan. Rumus untuk pengurangan dampak disertakan dalam bagian penilaian bab-bab Manual AREMA.

Peringkat Maksimum

Peringkat maksimum struktur adalah tingkat beban maksimum yang dapat ditanggung oleh jembatan pada interval yang jarang. Peringkat ini digunakan untuk memeriksa apakah beban ekstra berat dapat melintasi struktur. Tegangan yang diizinkan untuk peringkat maksimum ditingkatkan di atas nilai yang diizinkan dalam desain.

Pengurangan dampak untuk kecepatan dapat diterapkan seperti pada peringkat normal. Selain itu, "perintah lambat" atau pembatasan kecepatan dapat diberlakukan pada beban ekstra berat saat melintasi jembatan. Hal ini dapat memungkinkan pengurangan lebih lanjut dari nilai dampak, sehingga meningkatkan peringkat maksimum struktur. (Perhatikan bahwa nilai peringkat maksimum ini hanya akan berlaku pada kecepatan yang ditentukan.)

BAB 24
DEK JEMBATAN DAN PELAT PENDEKATAN

24.1 PENDAHULUAN

Bab ini membahas dek jembatan dan pelat pendekatan struktur, permukaan struktural yang biasanya menjadi tanggung jawab insinyur desain jembatan saat mengembangkan rencana dan detail kontrak. Dek dan pelat pendekatan biasanya tidak dirancang khusus untuk setiap proyek jembatan, tetapi diambil dari tabel dan rencana standar yang dikembangkan dan disediakan oleh pemilik atau disetujui untuk digunakan oleh pemilik. Namun, seiring dengan diadopsinya desain faktor beban dan resistensi (LRFD) oleh berbagai lembaga, standar yang dikembangkan sebelumnya harus ditinjau dan direvisi agar sesuai dengan standar baru ini.

Tidak hanya dek dan pelat pendekatan yang menyediakan permukaan jalan untuk lalu lintas kendaraan, tetapi juga memiliki beberapa fungsi struktural. Dek jembatan mendistribusikan beban roda kendaraan ke balok-balok, yang merupakan elemen penahan beban utama pada struktur atas jembatan. Dek sering kali merupakan komposit dengan balok utama dan, dengan tulangan yang didistribusikan di wilayah efektif dek, berfungsi untuk memberikan kekuatan lentur dan kekakuan torsi pada jembatan.

Pelat pendekatan struktur merupakan struktur transisi antara jembatan, yang memiliki penurunan yang relatif kecil, dan jalan pendekatan, yang mengalami berbagai tingkat penurunan pendekatan, terkadang signifikan. Pelat pendekatan berfungsi sebagai jembatan antara jalan raya dan jembatan utama dan dimaksudkan untuk mengurangi "guncangan" yang mengganggu dan terkadang tidak aman yang sering dirasakan saat mendekati dan meninggalkan jembatan.

24.2 DEK JEMBATAN

Terdapat beberapa jenis dek jembatan yang berbeda, dengan yang paling umum adalah beton bertulang cor di tempat. Jenis dek alternatif lainnya termasuk panel dek pracetak, dek cor di tempat prategang, panel beton prategang, kisi baja berisi dan tidak berisi, dek ortotropik baja, dan kayu. Jenis-jenis yang kurang umum ini dapat digunakan ketika mempertimbangkan korosi tulangan dek, penggantian dek, lalu lintas, pemeliharaan, berat jembatan, estetika, dan biaya siklus hidup, di antara alasan-alasan lainnya. Bab ini akan menekankan dek beton bertulang cor di tempat, termasuk contoh desain. Jenis dek alternatif akan dibahas lebih rinci di bagian selanjutnya dalam bab ini.

Beton Bertulang Cor di Tempat

Penggunaan dek jembatan beton cor di tempat yang luas disebabkan oleh beberapa alasan termasuk biaya, ketahanan selip yang dapat diterima, dan ketersediaan material dan kontraktor yang umum untuk melakukan pekerjaan tersebut. Terlepas dari keuntungan-keuntungan ini, jenis dek ini bukannya tanpa kekurangan.

Kelemahan paling serius adalah kecenderungan tulangan dek untuk berkorosi. Garam pencair es yang digunakan di daerah yang harus berurusan dengan salju dan es memiliki

masalah yang terkait dengan korosi tulangan di dek. Di daerah-daerah ini, retakan yang disebabkan oleh korosi diperparah oleh akibat dari aksi pembekuan-pencairan. Kerusakan akibat korosi tulangan seringkali mengakibatkan biaya dan ketidaknyamanan bagi masyarakat yang bepergian karena harus mengganti dek.

Dalam upaya untuk meminimalkan masalah ini, penutup beton dapat ditingkatkan di atas tulangan, bahan penyegel dapat ditempatkan di dek, dan tulangan berlapis epoksi atau galvanis dapat digunakan di lapisan atas baja dek. Namun, solusi ini tidak mencegah dek dari retak, yang memulai kerusakan.

Cara umum untuk mengurangi korosi tulangan dek adalah dengan menggunakan tulangan berlapis. Salah satu kelemahan dari jenis tulangan ini adalah seringkali sulit untuk melindungi tulangan berlapis epoksi dan galvanis selama konstruksi. Goresan kecil pada tulangan, yang umum terjadi saat menggunakan metode konstruksi normal, dapat diperbaiki di lapangan jika terdeteksi. Namun, perbaikan yang sebaik lapisan asli sulit dilakukan. Terlepas dari masalah korosi yang terkait dengan dek jembatan bertulang cor di tempat, jenis dek ini tetap menjadi jenis dek yang paling umum dibangun.

Metode Desain Tradisional

Secara tradisional, dek jembatan cor di tempat dirancang dengan asumsi bahwa dek jembatan adalah balok kontinu yang membentang di atas girder, yang diasumsikan sebagai penyangga yang tidak lentur. Meskipun diketahui bahwa girder memang mengalami defleksi, asumsi bahwa girder tidak mengalami defleksi sangat menyederhanakan analisis.

Dengan menggunakan metode ini, momen maksimum ditentukan dan dek dirancang. Metode desain ini, di mana dek dirancang sebagai serangkaian strip melintang terhadap girder, disebut sebagai "metode desain strip perkiraan." Metode ini telah disempurnakan dari waktu ke waktu dan sekarang telah diadaptasi ke LRFD dalam Spesifikasi AASHTO-LRFD 1994. Semua referensi ke kode ini akan ditunjukkan dalam tanda kurung.

Metode Desain Empiris

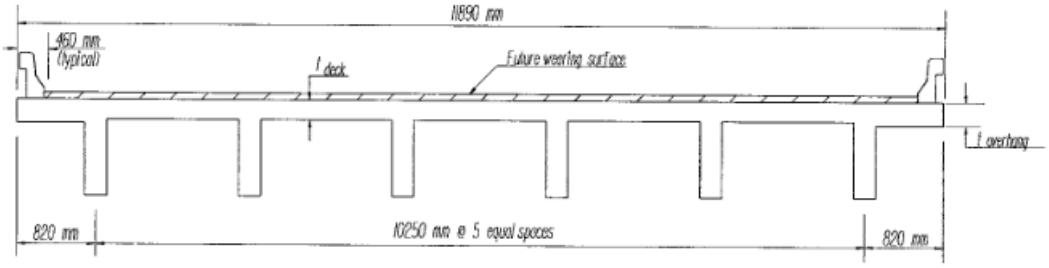
Baru-baru ini, metode alternatif desain dek jembatan isotropik telah dikembangkan untuk dek jembatan beton cor di tempat di mana diasumsikan bahwa dek menahan beban menggunakan efek lengkung di antara balok. Spesifikasi AASHTO-LRFD 1994 mencakup metode desain empiris untuk dek yang menggunakan tulangan isotropik berdasarkan prinsip desain lengkung ini.

Dengan metode ini, tidak diperlukan analisis. Sebaliknya, empat lapisan tulangan ditempatkan tanpa diferensiasi antara arah melintang dan memanjang. Namun, untuk menggunakan metode ini, kondisi yang diuraikan di bawah harus dipenuhi. Kondisi ini mencakup persyaratan untuk panjang efektif antara balok, kedalaman pelat, panjang overhang dek, dan kekuatan beton yang ditentukan. Overhang dek itu sendiri tidak dirancang menggunakan metode ini. Sebaliknya, overhang kantilever dirancang menggunakan metode strip perkiraan yang dijelaskan di atas dan digunakan dalam contoh desain di bawah ini.

Contoh Desain

Diberikan

Pertimbangkan dek jembatan beton bertulang konvensional yang dicor di tempat (Gambar 24.1). Struktur atas memiliki enam balok yang berjarak 2050 mm. Lebar dek adalah 11.890 mm dan overhang di luar balok luar adalah 820 mm dari garis tengah balok. Berat jenis beton diasumsikan 23,5 kN/m³.



Gambar 24.1 Penampang tipikal.

Temukan

Berdasarkan Spesifikasi AASHTO-LRFD 1994, gunakan Metode Desain Strip Perkiraan untuk Dek untuk menentukan ketebalan dek, momen desain, dan persyaratan detail yang diperlukan untuk mendesain tulangan dek jembatan.

Solusi:

1. **Tentukan Ketebalan Dek**

$$t_{deck} = (S + 3000)/30 = (2050 + 3000)/30 = 168.3 \text{ mm}$$

di mana S = jarak antar balok. Ketebalan dek minimum yang dibutuhkan, tidak termasuk ketentuan untuk penggerindaan, pembuatan alur, dan permukaan pengorbanan adalah t_{deck} = 175 mm. ⟸ kontrol

Tonjolan dek seringkali memiliki ketebalan yang berbeda dari ketebalan dek. Ini mungkin karena alasan estetika, struktural, atau lainnya. Untuk contoh ini, anggap tonjolan dek memiliki ketebalan konstan $t_{overhang}$= 250 mm.

2. **Menentukan Beban Mati Tanpa Faktor**

Untuk kesederhanaan, dek akan dirancang sebagai pelat satu arah selebar 1 m. Oleh karena itu, semua beban akan ditentukan per meter lebar.

Pelat: $q_{\text{DS}} = (23.5 \text{ kN/m}^3)(0.175 \text{ m})(1 \text{ m}) = 4.11 \times 10^{-3 \text{ kN/m}}$
Tonjolan: $q_{\text{DO}} = (23.5 \text{ kN/m}^3)(0.250 \text{ m})(1 \text{ m}) = 5.88 \times 10^{-3 \text{ kN/m}}$
Rel pembatas: $P_{\text{DB}} = 5.8 \text{ kN per 1 m width}$
Permukaan aus: $q_{\text{DW}} = (1.70 \text{ kN/m}^2)(1 \text{ m}) = 1.70 \text{ kN/m}$

3. **Tentukan Beban Hidup Tanpa Faktor**

   a. *Beban roda:*

Beban gandar truk = 145 kN/gandar.

Beban gandar 145 kN didistribusikan secara merata sehingga setiap beban roda adalah 72,5 kN. Beban roda 72,5 kN ini dipindahkan di dalam setiap lajur, dengan jarak tepi di dalam lajur sebesar 0,6 m, kecuali pada bagian dek yang menjorok di mana jarak tepinya adalah 0,3 m seperti yang ditentukan dalam [Gambar 3.6.1.2.2-1].

Tabel 24.1 Tata Letak Beban Roda

Alternatif	Tata Letak Beban Roda (Bentang/Jarak dari ujung kiri bentang)
M_{+ve} Alternatif 1 (satu lajur)	Bentang 2/820 mm
	Bentang 3/570 mm
M_{+ve} Alternatif 2 (satu lajur)	Bentang 2/1030 mm
	Bentang 3/780 mm
M_{+ve} Alternatif 3 (dua lajur)	Bentang 2/820 mm
	Bentang 3/570 mm
	Bentang 4/820 mm
	Bentang 5/570 mm
M_{-ve} Alternatif 1 (satu lajur)	Bentang 2/1150 mm
	Bentang 3/900 mm

b. *Hitung jumlah lajur beban hidup [3.6.1.1.1]:*
Asumsikan untuk contoh ini lebar rel pembatas adalah 460 mm, yang berarti jarak bersih antara permukaan rel w = 11.890 mm – 2(460 mm) = 10.970 mm. Oleh karena itu, jumlah lajur adalah N = (10.970)/3600 = 3,05, yaitu 3, hanya menggunakan bagian bilangan bulat dari solusi seperti yang dipersyaratkan.

c. *Tentukan distribusi beban roda [Tabel 4.6.2.1.3-1]:*
Untuk dek beton cor di tempat, lebar strip, wstrip, adalah
Overhang:

$$w_{\text{strip}} = 1140 + 0.833X$$

di mana X = jarak dari lokasi beban ke garis tengah penyangga. Jika diasumsikan bahwa beban roda didorong sedekat mungkin ke permukaan penghalang sesuai dengan yang diizinkan oleh Kode, yaitu 300 mm:

$$X = 820 \text{ mm} - 460 \text{ mm} - 300 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

Oleh karena itu, untuk bagian yang menjorok, w_{strip} = 1140 + 0,833(60) = 1190 mm.
Pelat interior:
Momen positif (M_{+ve}): w_{strip} = 660 + 0,55S = 660 + 0,55(2050) = 1788 mm
Momen negatif (M_{-ve}): w_{strip} = 1220 + 0,25S = 1220 + 0,25(2050) = 1733 mm di mana

S = jarak antar balok sebesar 2050 mm.

d. *Tentukan beban hidup pada jalur selebar 1 m:*

Beban roda yang belum difaktorkan yang ditempatkan pada jalur selebar 1 m adalah

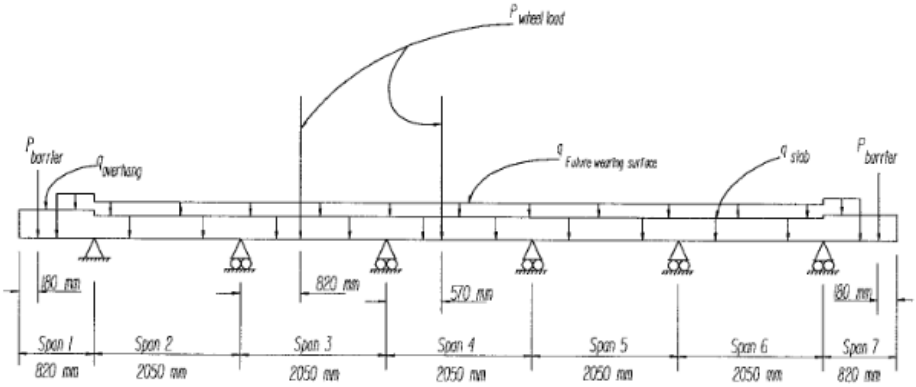
Tonjolan: 72.5 kN/1.190 m = 60.924 kN/m

Momen positif: 72.5 kN/1.788 m = 40.548 kN/m

Momen negatif: 72.5 kN/1.733 m = 41.835 kN/m

4. Tentukan Lokasi Beban Roda untuk Memaksimalkan Momen Beban Hidup

Tiga tata letak beban roda alternatif akan dipertimbangkan untuk menentukan momen positif maksimum untuk beban hidup. Tiga alternatif diselidiki untuk mengilustrasikan metode yang digunakan untuk menentukan momen maksimum. Hanya lokasi pengendali beban roda yang akan digunakan untuk menentukan momen negatif maksimum yang telah difaktorkan. Pada Tabel 24.1, bentang dek diberi nomor dari kiri ke kanan, dengan kantilever kiri sebagai bentang 1. Jarak diukur dari balok paling kiri bentang. Beban roda ditempatkan di lokasi yang tercantum dalam tabel.



Gambar 24.2 Beban: Alternatif $M_{+\text{ve}}$ 1 (satu lajur).

5. Hitung Momen Tanpa Faktor

Terapkan beban tanpa faktor yang ditentukan pada langkah-langkah di atas pada balok kontinu selebar 1 m yang membentang di atas girder (Gambar 24.2). Berdasarkan beban ini, momen tanpa faktor untuk alternatif beban mati dan beban hidup tercantum dalam Tabel 24.2. Jembatan simetris terhadap ujung bentang 3; sehingga beban hanya diberikan untuk setengah bagian kiri jembatan. Lokasi yang diselidiki untuk menentukan momen pengendali ditunjukkan dengan huruf tebal.

6. Tentukan Faktor Beban

$$Q = \eta \Sigma \gamma_i q_i$$

di mana

Q = beban terfaktor

η = pengubah beban

γ = faktor beban

q = beban tidak terfaktor

a. *Pengubah beban*:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_i > 0.95$$

di mana

η_D = 0.95

η_R = 0.95

η_i = 0.95

Oleh karena itu, η adalah nilai maksimum dari η = (0.95)(0.95)(0.95) = 0.86 atau η = 0.95 ⇐ kontrol.

b. *Faktor beban*:

$DI\gamma$:

Faktor Beban Maksimum	Faktor Beban Minimum	
$\gamma_{DCmax} = 1.25$	$\gamma_{DCmin} = 0.90$	⇐ pelat dan pagar pembatas
$\gamma_{DWmax} = 1.50$	$\gamma_{DWmin} = 0.65$	⇐ permukaan aus di masa depan

γ_{LL} (Kombinasi Beban Kekuatan-1)

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

$$\gamma_{IM} = 1.75$$

Tabel 24.2 Momen Tanpa Faktor

Span	Lokasi	Momen beban Mati (kN-m)			Momeb Beban Hidup (kN-M)				
		M_{DD}	M_{BD}	M_{DW}	$M_{+ve\ LL}\ Alt\ 1$	$M_{+ve\ LL}\ Alt\ 1$	$M_{+ve\ LL}\ Alt\ 2$	$M_{+ve\ LL}\ Alt\ 3$	$M_{-ve\ LL}\ Alt\ 1$
1	$Kiri$	0	0	0	0	0	0	0	0
	0.1	−0.02	0	0	0	0	0	0	−0.02
	0.2	−0.08	0	0	0	0	0	0	−0.08
	0.3	−0.18	−0.38	0	0	0	0	0	−0.18
	0.4	−0.32	−0.86	0	0	0	0	0	−0.32
	0.5	−0.49	−1.33	0	0	0	0	0	−0.49
	0.6	−0.71	−1.81	0	0	0	0	0	−0.71
	0.7	−0.97	−2.29	−0.01	0	0	0	0	−0.97
	0.8	−1.26	−2.76	−0.03	0	0	0	0	−1.26
	0.9	−1.60	−3.24	−0.07	0	0	0	0	−1.60
	$Kanan$	−1.98	−3.71	−0.11	0	0	0	0	−1.98
2	$Kiri$	1.98	−3.71	−0.11	0	0	0	0	1.98
	0.1	−1.13	−3.24	0.15	3.62	2.64	3.75	2.22	−1.13
	0.2	−0.46	−2.77	0.34	7.24	5.29	7.51	4.43	−0.46
	0.3	0.04	−2.31	0.46	10.87	7.93	11.26	6.65	0.04
	0.4	0.37	−1.84	0.50	14.49	10.57	15.01	8.87	0.37

	0.5	0.52	−1.37	0.48	9.80	13.22	10.45	11.08	0.52
	0.6	0.50	−0.90	0.38	5.11	7.75	5.89	9.95	0.50
	0.7	0.31	−0.43	0.21	0.42	2.08	1.33	3.60	0.31
	0.8	−0.05	0.04	−0.03	4.28	−3.59	−3.23	−2.76	−0.05
	0.9	−0.59	0.51	−0.34	−8.97	−9.26	−7.79	−9.12	−0.59
	Kanan	−1.30	0.98	−0.72	−13.66	−14.93	−12.35	−15.48	−1.30
	Kiri	−1.3	0.98	−0.72	−13.66	−14.93	−12.35	−15.48	−1.3
	0.1	−0.54	0.86	−0.39	−6.50	−8.61	−5.84	−9.52	−0.54
	0.2	0.05	0.74	−0.12	0.67	−2.29	0.67	−3.56	0.05
	0.3	0.46	0.63	0.07	6.00	4.03	5.35	2.40	0.46
	0.4	0.71	0.51	0.20	4.85	8.72	3.54	8.36	0.71
3	0.5	0.78	0.39	0.25	3.70	6.73	1.74	9.09	0.78
	0.6	0.67	0.27	0.23	2.55	4.73	−0.07	6.47	0.67
	0.7	0.40	0.16	0.13	1.40	2.74	−1.87	3.86	0.40
	0.8	−0.05	0.04	−0.03	0.25	0.74	−3.68	1.24	−0.05
	0.9	−0.67	−0.08	−0.26	−0.91	−1.25	−5.48	−1.38	−0.67
	Kanan	−1.47	−0.20	−0.57	−2.06	−3.25	−7.29	−3.99	−1.47
4	*Kiri*	−1.47	−0.20	−0.57	−2.06	−3.25	−7.29	−3.99	−1.47

MDD, MDB, MDW mewakili momen akibat beban mati: dek (termasuk pelat dan talang), pagar pembatas, dan momen permukaan lapisan aus di masa mendatang.
M+veLL dan M–veLL mewakili momen beban hidup positif dan negatif.

c. Faktor kehadiran ganda:

$$m_{1lane} = 1.20; \quad m_{2lanes} = 1.00; \quad m_{3lanes} = 0.85$$

d. Tunjangan beban dinamis

$$IM = 0.33$$

7. Hitung Momen Terfaktor

$$M_u = \eta[\gamma_{DC}(M_{DD}) + \gamma_{DC}(M_{DB}) + \gamma_{DW}(M_{DW}) + (m)(1 + IM)(\gamma_{LL})(M_{LL})]$$

Tabel 24.3 Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD

Jenis Dek	Arah Jalur Utama Relatif terhadap Lalu Lintas	Lebar Jalur Utama (mm)
Konkret		
• Pengecoran di tempat	Overhang Baik Paralel maupun Tegak Lurus	1140 + 0.833X +M: 660 + 0.55S–M: 1220 + 0.25S
• Pengecoran di tempat dengan bekisting beton yang tetap di tempatnya	Baik sejajar maupun tegak lurus	+M: 660 + 0.55S–M: 1220 + 0.25S
• Pracetak, pasca-tegangan	Baik sejajar maupun tegak lurus	+M: 660 + 0.55S–M: 1220 + 0.25S
Baja		
• Kisi-kisi terbuka	Bar utama	0.007P + 4.0S_b

• Kisi-kisi terisi penuh atau sebagian terisi	Bar utama	Pasal 4.6.2.1.8 berlaku
• Kisi komposit yang tidak terisi	Bar utama	Pasal 9.8.2.4 berlaku
Kayu		
• Kayu laminasi pracetak		
• Tidak saling terhubung	Sejajar	2.0h + 760
	Tegak Lurus	2.0h + 1020
• Saling terhubung	Sejajar	2280 + 0.07L
	Tegak Lurus	4.0h + 760
Laminasi tegangan	Sejajar	0.066S + 2740
	Tegak Lurus	0.84S + 610
• Berlaminasi duri	Sejajar	2.0h + 760
• Dek kontinu atau panel yang saling terhubung	Tegak Lurus	2.0h + 1020
	Sejajar	2.0h + 760
• Panel yang tidak saling terhubung	Tegak lurus	2.0h + 1020
• Papan		Lebar papan

Momen Positif:

a. *Alternatif M_{+ve} 1 dengan satu lajur beban hidup (0,4 titik bentang 2):*

$$M_u = 0.95[(1.25)(0.37) + (0.90)(-1.84) + (1.50)(0.50) + (1.20)(1.33)(1.75)(14.49)]$$
$$= 38.03\ kNm \Leftarrow \text{mengendalikan momen positif}$$

b. *Alternatif M_{+ve} 2 dengan satu lajur beban hidup (0,5 titik bentang 2):*

$$M_u = 0.95[(1.25)(0.52) + (0.90)(-1.37) + (1.50)(0.48) + (1.20)(1.33)(1.75)(13.22)]$$
$$= 35.20kNm$$

c. *Alternatif M_{+ve} 3 dengan dua lajur beban hidup (0,4 titik bentang 2):*

$$M_u = 0.95[(1.25)(0.37) + (0.90)(-1.84) + (1.50)(0.50) + (1.00)(1.33)(1.75)(15.01)]$$
$$= 32.77kNm$$

Momen Negatif:

Alternatif M_{-ve} 1 dengan satu lajur beban hidup (titik 0,0 bentang 3):

$$M_u = 0.95[(1.25)(-1.30) + (0.90)(0.98) + (1.50)(-0.72) + (1.20)(1.33)(1.75)(-15.48)]$$
$$= -42.81kNm \Leftarrow mengendalikan\ momen\ negatif$$

Sebagaimana ditentukan dalam, seluruh lebar dek harus dirancang untuk momen maksimum ini.

Dalam meninjau besarnya beban mati dibandingkan dengan beban hidup, menjadi jelas bahwa total gabungan beban mati ditambah momen beban hidup jelas didominasi oleh momen beban hidup. Oleh karena itu, melakukan analisis kompleks

untuk menentukan momen beban mati yang tepat tidak dibenarkan. Menggunakan rumus balok dasar atau metode perkiraan lainnya mungkin cukup dalam sebagian besar kasus.

8. Menentukan Persyaratan Detail Tulangan Pelat

a. *Menentukan selimut tulangan dek atas [Tabel 5.12.3-1]:*
Dek atas membutuhkan selimut minimum 50 mm di atas tulangan matras atas, kecuali kondisi lingkungan di lokasi membutuhkan selimut tambahan. Selimut ini tidak termasuk beton tambahan yang ditempatkan di dek untuk tujuan pengorbanan, pembuatan alur, atau penggerindaan. Jarak antara tulangan matras bawah dan bagian bawah pelat dek adalah 25 mm, hingga batang No. 35.

b. *Tentukan persyaratan jarak tulangan dek:*

$$s_max = 1.5(175\text{ mm}) = 262\text{ mm} \Leftarrow \text{kontrol}$$

Atau

$$s_{\max} = 450\text{ mm}$$

Jarak minimum tulangan ditentukan oleh dan bergantung pada ukuran batang yang dipilih dan ukuran agregat.

c. *Menentukan persyaratan tulangan distribusi:*
Tulangan diperlukan di bagian bawah pelat searah dengan balok untuk mendistribusikan beban dek ke tulangan pelat dek utama, yang berorientasi melintang terhadap lalu lintas. Panjang bentang efektif (S) bergantung pada jenis balok, yang tidak ditentukan untuk contoh ini agar solusi bersifat umum. Namun, dengan jarak antar balok 2050 mm yang digunakan dalam contoh ini, nilai maksimum 67% dalam rumus $(3840)/(\sqrt{S}) \leq 67\backslash\%$ akan berlaku. Nilai ini merupakan persentase tulangan pelat utama yang akan digunakan untuk tulangan distribusi di bagian bawah pelat dan ditempatkan sejajar dengan balok utama.

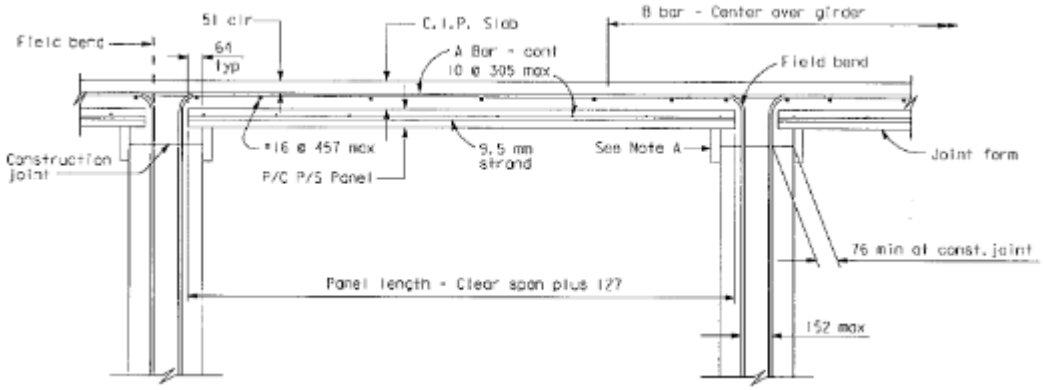
d. *Tentukan tulangan pelat atas minimum yang sejajar dengan balok [5.10.8.2]:*
Tulangan pelat atas harus minimum sesuai dengan persyaratan penyusutan dan suhu sebesar $(0{,}75)(A_g)/f_y$. Tulangan pelat atas dapat dikendalikan oleh kebutuhan tulangan momen negatif balok utama yang kemungkinan akan lebih besar daripada persyaratan tulangan penyusutan dan suhu.

9. Desain

Seluruh lebar dek harus dirancang untuk momen positif dan negatif maksimum seperti yang ditentukan dalam. Tulangan positif dan negatif dirancang seperti balok beton biasa. Desain beton dibahas dalam banyak buku teks teknik sipil dan bab ini tidak bertujuan untuk membahas topik ini.

Dek Jembatan Beton Pracetak

Jenis dek jembatan ini (Gambar 24.3) memiliki keuntungan karena tidak memerlukan waktu pengeringan dan pengaturan yang signifikan sebelum dibebani dengan beban lalu lintas seperti yang diperlukan untuk dek cor di tempat. Oleh karena itu, jenis dek ini sering digunakan untuk penggantian dek. Pekerjaan dapat dilakukan pada malam hari atau pada waktu lalu lintas di luar jam sibuk ketika lalu lintas dapat dialihkan sementara di sekitar jembatan atau ketika jumlah lajur lalu lintas yang dikurangi dapat disediakan dan dek diganti dalam bagian memanjang sementara lalu lintas terus berjalan di lajur yang berdekatan.



Gambar 24.3 Dek jembatan beton pracetak.

Dek pracetak dapat berfungsi sebagai permukaan dek akhir atau permukaan cor di tempat dapat ditambahkan di atasnya. Permukaan cor di tempat menggunakan panel pracetak sebagai bekisting dek, yang akan ditempatkan di antara balok-balok jembatan. Dengan menambahkan permukaan beton cor di tempat, masalah yang terkait dengan pengisian dan pemeliharaan sambungan antar panel berkurang, dan ini membantu membuat dek jembatan komposit dengan balok-balok jembatan. Namun, metode ini bertentangan dengan keinginan untuk membuka dek untuk lalu lintas sesegera mungkin.

Hal ini menyebabkan pengembangan metode yang tidak memerlukan permukaan akhir tambahan. Jika permukaan beton akhir tidak ditempatkan di atasnya, sambungan antara setiap panel harus diisi dengan benar untuk menghindari kebocoran dan menghindari masalah pemeliharaan di masa mendatang. Ini biasanya dilakukan dengan grouting ekspansif atau penyegel retak epoksi khusus.

Panel pracetak dapat diberi prategang, yang mengurangi kedalaman panel pracetak di antara balok memanjang utama atau memberikan peningkatan jarak antara balok utama untuk ketebalan dek tertentu. Mungkin yang lebih penting, prategang mengurangi keretakan pada dek. Ini sangat penting untuk jembatan yang terpapar lingkungan yang agresif.

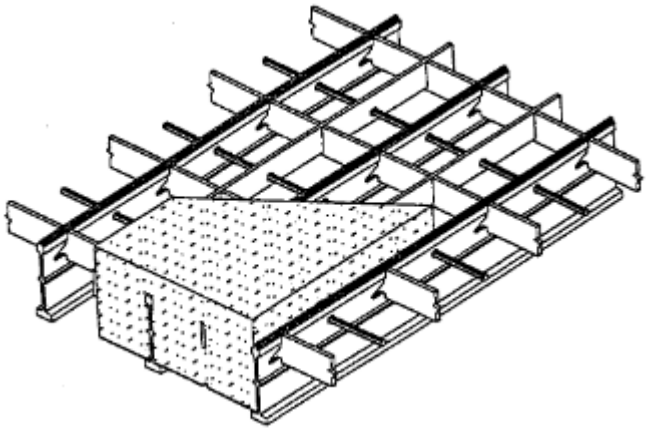
Pelebaran dek di masa mendatang menggunakan prategang dek melintang lebih sulit daripada dek dengan penguatan konvensional. Meskipun dek prategang cenderung membutuhkan perawatan yang lebih sedikit daripada dek yang diperkuat secara konvensional, perbaikan yang mungkin diperlukan akan lebih sulit daripada untuk dek yang diperkuat secara konvensional.

Dek Jembatan Kisi Baja

Kisi baja (Gambar 24.4) dapat dibangun di luar lokasi sebagai panel individual, dibangun di lokasi proyek, atau bahkan dapat dirakit di lokasi sebagai komponen individual. Kisi-kisi ini kemudian biasanya dilas atau diikat secara mekanis ke komponen pendukung. Keuntungan signifikan dari dek kisi terbuka adalah bobotnya yang ringan. Hal ini sangat penting terutama untuk jembatan yang sudah ada di mana balok-baloknya perlu diperkuat jika beban mati tambahan ditambahkan ke struktur, dan untuk jembatan bergerak di mana beban mati diminimalkan untuk membatasi beban pada sistem mekanis.

Namun, kisi-kisi terbuka dapat mengakibatkan kualitas perjalanan yang buruk dan suara mendesing yang keras saat lalu lintas melintasinya. Selain itu, curah hujan dan kemungkinan tumpahan jatuh langsung melalui dek dan tidak dapat ditangkap atau dikendalikan. Hal ini dapat menyebabkan korosi pada komponen di bawah jembatan dan masalah lingkungan di bawah jembatan karena tumpahan dapat jatuh langsung ke saluran air. Selain itu, detail yang cermat diperlukan untuk menghindari masalah kelelahan yang terkait dengan sistem kisi-kisi baja.

Sistem kisi-kisi yang saling mengunci yang tidak memerlukan pengelasan dapat menghilangkan tegangan yang menyebabkan jenis kegagalan ini. Sistem kisi-kisi baja terbuka yang lebih tua memiliki masalah dengan ketahanan selip, tetapi sistem yang lebih baru tersedia yang memenuhi standar saat ini. Namun, kisi-kisi terbuka dapat aus seiring waktu, mengurangi ketahanan selip.



Gambar 24.4 Dek jembatan kisi baja.

Beberapa masalah ini dapat diatasi dengan mengisi, atau sebagian mengisi, kisi dengan beton. Kisi kemudian dibuat komposit dengan beton dan bertindak sebagai tulangan tarik pada balok beton bertulang konvensional. Meskipun jenis dek ini lebih berat daripada kisi terbuka, namun tetap lebih ringan daripada dek jembatan beton konvensional. Biasanya, pengisian berlebih pada kisi ditentukan, yang diasumsikan juga bertindak komposit dengan kisi. Pengisian berlebih ini memberikan penutup tambahan untuk meminimalkan keretakan, mengurangi korosi pada kisi baja, dan meningkatkan kenyamanan berkendara.

Variasi dari jenis kisi yang diisi dan tidak diisi menggunakan kisi yang tidak diisi dengan stud geser. Ini membuatnya komposit dengan pelat beton bertulang yang diletakkan di atas kisi dalam upaya untuk menggabungkan keuntungan dari dek beton dan kisi baja.

Dek Jembatan Kayu

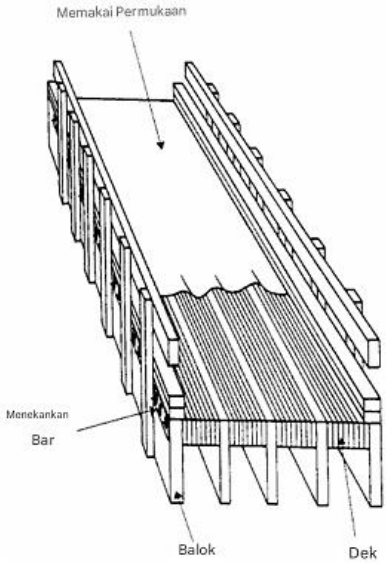
Ini adalah jenis dek yang umum sebelum munculnya mobil (Gambar 24.5). Karena masalah daya tahan, jenis dek ini jarang digunakan saat ini, kecuali pada jembatan dengan volume lalu lintas sangat rendah, seringkali di daerah pedesaan. Dek jembatan kayu dapat dibangun menggunakan dek panel kayu glulam dan dek laminasi tegangan yang ditegangkan bersama. Permukaan lapisan aspal dapat ditempatkan di atas dek untuk meningkatkan daya tahan jenis dek jembatan ini.

Dek Jembatan Ortotropik Baja

Dek baja ortotropik adalah pelat dek yang bertindak sebagai bagian flensa dan diperkuat dengan rusuk memanjang dan balok lantai melintang. Permukaan lapisan ditambahkan untuk bertindak secara komposit dengan pelat dek.

24.3 PELAT PENDEKATAN

Pelat pendekatan struktur memberikan transisi yang mulus bagi pengendara antara permukaan jalan raya beraspal dan permukaan jembatan. Konstruksi yang paling umum terdiri dari beton semen Portland (PCC) bertulang. Kebutuhan akan pelat pendekatan dihasilkan oleh perpindahan vertikal diferensial yang sering terjadi antara struktur jembatan yang umumnya tidak lentur dan pendekatan timbunan di sekitarnya. Penurunan timbunan di sekitarnya dapat terjadi secara bertahap, dalam jangka waktu yang lama, atau tiba-tiba, seperti ketika gerakan tanah akibat gempa bumi "mencairkan" material yang tidak terkonsolidasi di hadapan air tanah. Selama peristiwa bencana seperti itu, peran pelat pendekatan menjadi sangat penting dalam memungkinkan lewatnya kendaraan darurat segera setelah gempa bumi.

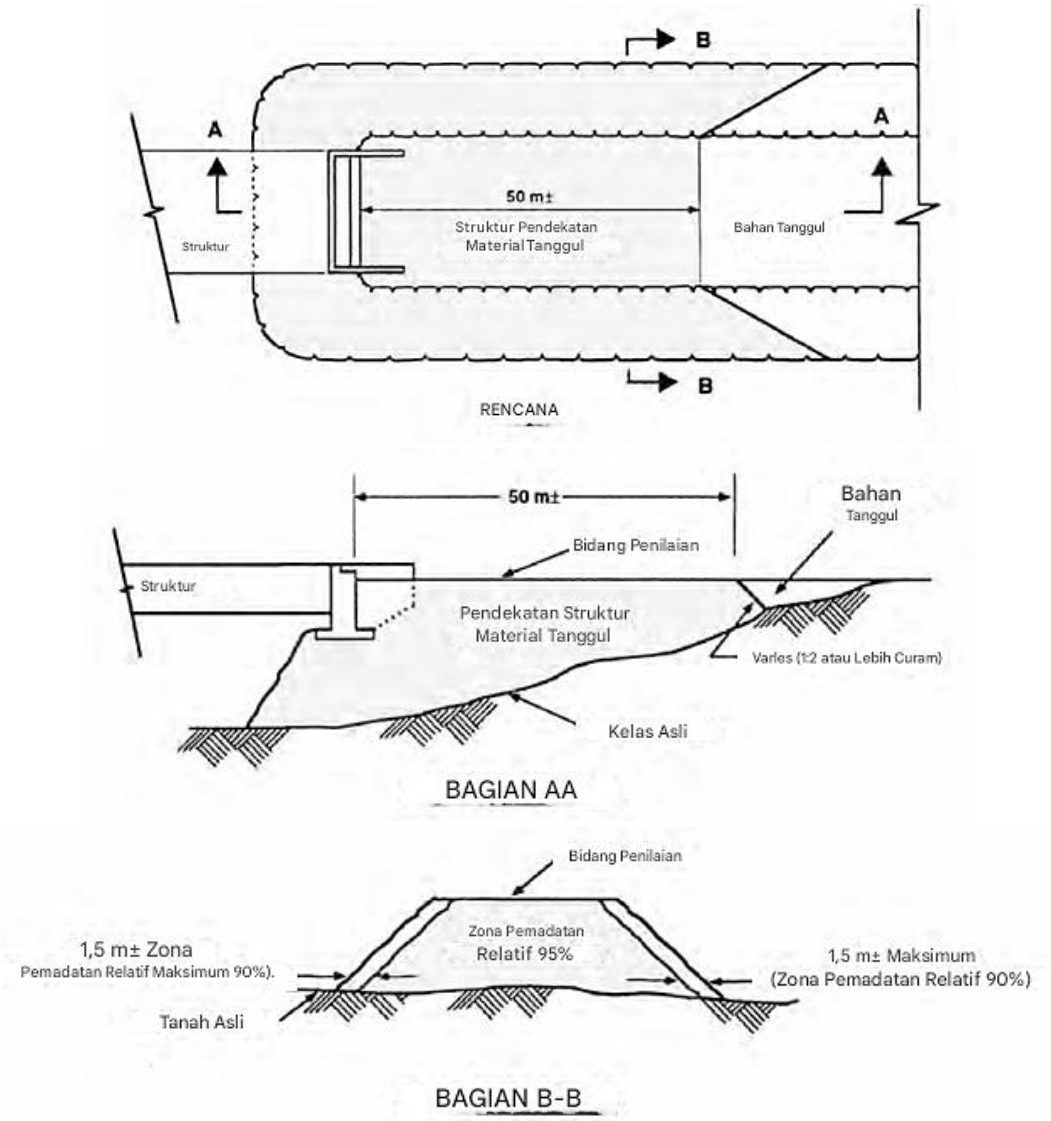


Gambar 24.5 Dek jembatan kayu.

Desain dan pemeliharaan pelat pendekatan sangat bergantung pada banyak faktor yang dapat memengaruhi jumlah dan laju penurunan yang terjadi. Perhatian yang cermat untuk mengatasi fitur-fitur bermasalah ini dengan benar akan menghasilkan struktur yang dapat digunakan dan perawatannya rendah.

Pertimbangan Desain Struktural

Pelat pendekatan beton bertulang dirancang sebagai elemen yang ditopang sederhana, membentang dari tempat bertumpunya pada abutmen jembatan hingga ujung yang bertemu dengan jalan raya. Panjang pelat umumnya distandarisasi untuk memenuhi sebagian besar aplikasi. Saat ini, di California, pelat pendekatan yang paling umum digunakan adalah yang menyediakan transisi 9 m dari jalan raya ke jembatan.



Gambar 24.6 Batas material timbunan pendekatan struktur. (Dari Departemen Transportasi California, Manual Desain Jalan Raya, Sacramento, 1995. Dengan izin.)

Pelat itu sendiri biasanya setebal sekitar 300 mm dan diperkuat dengan anyaman baja tulangan dua arah di bagian atas dan bawah. Meskipun pelat dirancang untuk menahan beban hidup yang lewat dengan memadai, sama pentingnya diberikan untuk mencegah pelat retak dan "pecah" di bawah siklus pembebanan lalu lintas yang konstan, yang menyebabkan perbaikan pemeliharaan yang mahal dan kenyamanan berkendara yang buruk bagi masyarakat pengguna jalan. Indeks rasio tulangan untuk batang tulangan memanjang bawah sebesar 0.0110, 0.0022 untuk batang melintang bawah, dan 0.0031 untuk batang tulangan memanjang atas secara historis telah memberikan kinerja yang memuaskan untuk pelat sepanjang 9 m. Jumlah minimum baja tulangan melintang atas memenuhi persyaratan suhu dan penyusutan.

Masalah Penurunan

Penurunan timbunan yang berdekatan dengan jembatan berkaitan dengan sifat geologis material timbunan dan tanah asli yang mendasarinya. Pertimbangan yang perlu diberikan meliputi komposisi dan pemadatan material timbunan, penurunan tanah asli akibat beban yang ditimpakan di atasnya, dan kondisi drainase jalan akses.

Pemilihan material timbunan yang membentuk pendekatan ke suatu struktur sangat penting. Perubahan volume material timbunan terjadi akibat penataan ulang partikel tanah, kehilangan kelembapan, penambahan kelembapan, atau aksi embun beku dan es. Material timbunan tidak boleh terdiri dari jenis tanah yang rentan terhadap pengaruh kondisi tersebut, seperti tanah tanpa kohesi, yang cenderung amblas akibat getaran lalu lintas, atau tanah yang sangat plastis, yang sulit dikerjakan dan sangat mudah terkompresi. Timbunan pendekatan harus dibangun dengan material terpilih berupa tanah granular yang sedikit kohesif dan meluas jauh melampaui batas abutmen.

Pemadatan material timbunan yang memadai akan membatasi jumlah penurunan di masa mendatang dengan menghilangkan potensi perubahan volume tanah. Nilai pemadatan relatif minimum 95% memberikan batas bawah yang wajar yang akan meminimalkan besaran penurunan timbunan yang merugikan. Di negara bagian California, praktik saat ini adalah mewajibkan jenis "material tanggul pendekatan struktur" ini sejauh 50 m dari bagian belakang abutmen (Gambar 24.6).

Perhatian khusus diperlukan di area yang berdekatan langsung dengan abutmen atau dinding sayap, di mana ruang terbatas dapat membatasi aksesibilitas peralatan pemadatan besar. Biasanya, peralatan kecil yang dioperasikan dengan tangan digunakan untuk memadatkan timbunan di lokasi ini. Sangat penting bahwa prosedur yang tepat, yang harus dijelaskan dengan cermat dalam spesifikasi, dipatuhi dan dipantau dengan cermat untuk jaminan kualitas. Ini akan membatasi potensi penurunan diferensial antara timbunan yang berdekatan dengan struktur jembatan, yang sulit dipadatkan, dan timbunan yang jauh dari struktur, yang dapat dipadatkan oleh peralatan besar.

Penurunan tanah asli di bawahnya merupakan kontribusi utama lain terhadap kinerja buruk pendekatan jembatan. Dengan massa tambahan dari beban di atasnya berupa timbunan pendekatan, tanah asli mungkin tidak memiliki kekuatan yang cukup untuk menopang berat tambahan dan akan mengalami penurunan. Beberapa pilihan dimungkinkan untuk mengurangi masalah ini.

Penggunaan beban tambahan untuk membebani lokasi pendekatan dan memadatkan material asli yang mudah terkompresi dapat menjadi solusi efektif untuk membatasi penurunan pasca konstruksi di masa mendatang. Keefektifan penggunaan beban tambahan bergantung pada jumlah waktu yang tersedia untuk operasi ini. Tentu saja, semakin banyak waktu yang dapat berlalu sebelum pembangunan jalan pendekatan, semakin baik. Perhatian harus diberikan agar jumlah dan laju beban tambahan yang diterapkan tidak melebihi kekuatan geser tanah asli. Hal ini biasanya mengakibatkan perlunya pembebanan lokasi secara bertahap.

Penggunaan drainase pada tanah lunak dan mudah terkompresi, serta tanah yang lambat mengalir, dapat mempercepat konsolidasinya dengan cara mengeringkan lokasi dan memungkinkan terjadinya konsolidasi primer. Ini bekerja dengan baik pada lapisan tanah liat yang tebal dan homogen. Contoh drainase vertikal adalah drainase pasir dan drainase sumbu, yang memungkinkan migrasi air di dalam tanah ke permukaan di mana air tersebut dapat dikumpulkan dan dihilangkan. Di lokasi di mana terdapat lapisan tanah yang tidak sesuai dan mudah terkompresi dengan ketebalan yang relatif dangkal, solusi sederhana adalah dengan menghilangkan lapisan material ini. Material pengganti kemudian berupa batuan impor atau material yang sesuai dan dipadatkan dengan baik.

Alternatif terakhir mungkin adalah penggunaan material pengisi ringan untuk membatasi beban berlebih pada tanah asli. Bahan yang sesuai untuk tujuan ini dapat berupa terak tungku, serpihan batuan yang diperluas, limbah batubara, beton ringan atau beton seluler, busa polistirena, dan bahan lain yang memiliki berat satuan kecil.

Drainase yang tepat di lokasi pendekatan, khususnya di belakang dan di antara abutmen jembatan dan dinding sayap, sangat penting untuk meminimalkan erosi permukaan dan bawah permukaan serta mengurangi tekanan hidrostatik lateral terhadap elemen struktural ini. Sistem drainase yang efektif di dalam timbunan pendekatan akan terdiri dari media yang terletak tepat di samping abutmen dan dinding sayap yang memungkinkan migrasi air ke drainase bawah yang akan mengalirkan air menjauh dari area tersebut.

Ini dapat berupa material permeabel seperti kerikil atau drainase geokomposit dan kain filter, yang merupakan material buatan seperti wafel yang menyalurkan air secara vertikal ke bawah. Penempatan material permeabel bersamaan dengan timbunan pendekatan merupakan proses yang sulit dan lebih rumit daripada penggunaan drainase geokomposit. Sistem drainase geokomposit adalah metode yang lebih disukai dan diterapkan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 24.7.

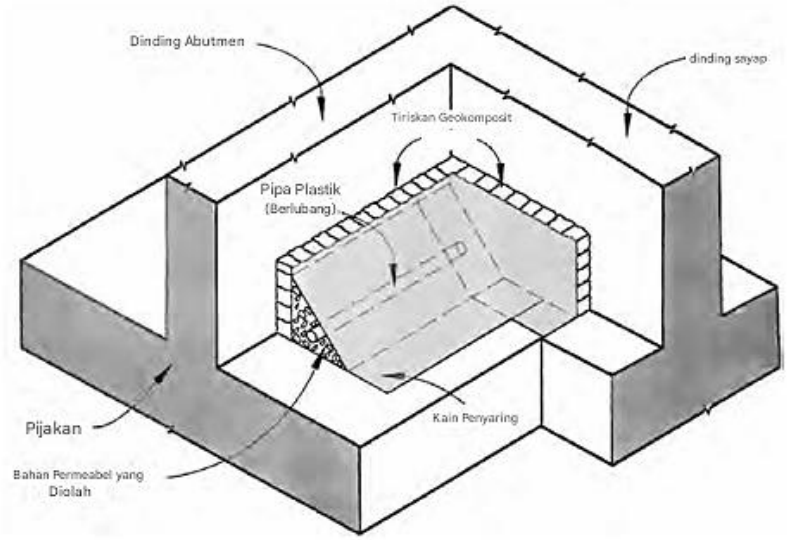
Pertimbangan Tambahan

Beberapa pertimbangan terkait yang tampaknya tidak berpengaruh pada kinerja dan kemampuan layanan pelat pendekatan perlu disebutkan. Ini termasuk lokasi pendekatan relatif terhadap struktur, tinggi timbunan, dan lalu lintas harian rata-rata (ADT).

Lokasi pendekatan, baik yang mengarah ke atau menjauhi struktur, tampaknya tidak banyak berpengaruh pada kinerja pelat pendekatan. Orang mungkin berpikir bahwa pendekatan yang menjauhi struktur akan mengalami dampak yang lebih besar dari kendaraan saat keluar dari struktur, yang mengakibatkan penurunan dan kerusakan yang lebih besar pada

pelat pendekatan. Namun, penelitian menunjukkan bahwa pada dasarnya tidak ada perbedaan antara pelat di kedua ujung struktur.

Tinggi timbunan pendekatan juga tampaknya memiliki sedikit pengaruh pada kinerja pendekatan jangka panjang. Tampaknya masuk akal untuk menyimpulkan bahwa tinggi timbunan yang lebih tinggi akan menunjukkan penurunan berkelanjutan tertinggi, tetapi penelitian sekali lagi menunjukkan penurunan tanah yang pada dasarnya seragam di semua tinggi timbunan. Penjelasan yang mungkin adalah bahwa timbunan yang lebih tinggi lebih mungkin telah dipersiapkan sebelumnya dalam bentuk memberikan periode penurunan atau penambahan timbunan sebelum pembangunan pelat pendekatan.



Gambar 24.7 Detail drainase abutmen.

Terakhir, volume lalu lintas harian rata-rata juga menunjukkan dampak yang dapat diabaikan terhadap pendekatan struktur PCC. Data pendekatan AC tidak meyakinkan. Tampaknya jumlah siklus pembebanan tidak berpengaruh pada kondisi jangka panjang pelat pendekatan. Catatan pemeliharaan menunjukkan jumlah tambalan yang dibutuhkan pada dasarnya sama untuk berbagai tingkat ADT.

Tersedia beberapa jenis dek jembatan yang berbeda bagi insinyur perancang. Merupakan tanggung jawab insinyur untuk menentukan jenis dek jembatan yang paling tepat untuk lokasi dan situasi tertentu. Ini dapat berkisar dari jembatan bentang pendek baru dengan lalu lintas terbatas hingga rehabilitasi jembatan bentang panjang di atas air yang akan diganti pada malam hari karena tuntutan lalu lintas yang signifikan.

Untuk sebagian besar jembatan baru, dek jembatan beton cor di tempat dipilih sebagai jenis dek yang paling tepat. Biasanya, jenis dek ini dirancang sebagai balok melintang yang ditopang oleh balok memanjang utama. Namun, seiring dengan tersedianya jenis dek jembatan alternatif dan semakin diterimanya, metode empiris baru untuk merancang dek jembatan beton cor di tempat yang mempertimbangkan efek lengkung di antara balok telah diperkenalkan. Meskipun dek beton cor di tempat yang dirancang sebagai balok melintang

telah menjadi standar selama beberapa dekade, jenis dan desain dek jembatan terus berkembang.

Pertimbangan utama untuk pelat pendekatan adalah penurunan timbunan pendekatan, penurunan tanah asli di bawahnya, drainase yang memadai di area timbunan di belakang abutmen dan di antara dinding sayap, dan penguatan yang memadai; semua harus diperhatikan saat mendesain pelat pendekatan struktur. Pemilihan material timbunan yang sesuai dan konsolidasi timbunan yang tepat akan membatasi penurunan pasca-konstruksi.

Penurunan tanah asli di bawahnya dapat dihilangkan melalui praktik penerapan beban tambahan, penggunaan drainase pra-konstruksi pada tanah lempung, penghapusan lapisan tanah yang mudah terkompresi yang tidak sesuai, dan, akhirnya, penggunaan timbunan ringan. Drainase yang tepat di dekat abutmen struktur dan di bawah pelat pendekatan akan mencegah erosi bawah permukaan yang pada akhirnya akan merusak lapisan dasar pelat pendekatan.

BAB 25
SAMBUNGAN EKSPANSI

25.1 PENDAHULUAN

Sistem sambungan ekspansi merupakan komponen integral, namun seringkali diabaikan, yang dirancang untuk mengakomodasi pergerakan siklik. Sistem sambungan ekspansi jembatan yang berfungsi dengan baik mengakomodasi pergerakan ini tanpa menimbulkan tekanan sekunder yang signifikan pada struktur atas.

Sistem sambungan ekspansi tertutup menyediakan penghalang yang mencegah air limpasan dan bahan kimia penghilang es melewati sambungan ke elemen bantalan dan substruktur di bawah dek jembatan. Air dan bahan kimia penghilang es berdampak buruk pada kinerja struktural secara keseluruhan dengan mempercepat degradasi dek jembatan, bantalan, dan elemen substruktur. Dalam kasus ekstrem, degradasi ini telah mengakibatkan kegagalan struktural yang prematur dan dahsyat. Dalam memenuhi fungsinya, sambungan ekspansi harus memberikan kenyamanan berkendara yang cukup baik bagi pengendara.

Mungkin karena sambungan ekspansi umumnya dirancang dan dipasang terakhir, sambungan ini sering kali dianggap sebagai elemen periferal oleh perancang, pembangun, dan inspektur. Akibat konfigurasi geometrisnya dan keberadaan kendaraan multi-gandar, elemen sambungan ekspansi umumnya mengalami beban yang jauh lebih besar daripada elemen struktural lainnya. Benturan, konsekuensi dari diskontinuitas jembatan yang melekat pada sambungan, memperburuk beban.

Sayangnya, sistem sambungan ekspansi tertentu sering dipilih berdasarkan biaya awalnya dengan pertimbangan minimal untuk kinerja jangka panjang, daya tahan, dan pemeliharaan. Akibatnya, banyak masalah pemeliharaan jembatan yang mengganggu sistem ini. Dalam upaya meningkatkan sistem sambungan ekspansi yang ada dan mengembangkan sistem baru, para produsen menawarkan berbagai pilihan kepada para insinyur. Dalam memilih sistem tertentu, perancang harus dengan cermat menilai persyaratan spesifik. Besaran dan arah pergerakan, jenis struktur, volume lalu lintas, kondisi iklim, sudut kemiringan, biaya awal dan siklus hidup, serta kinerja masa lalu dari sistem alternatif harus dipertimbangkan. Untuk klasifikasi dalam pembahasan selanjutnya, sistem sambungan ekspansi akan dikelompokkan menjadi tiga kategori besar tergantung pada rentang pergerakan total yang diakomodasi.

Sambungan dengan rentang pergerakan kecil mencakup semua sistem yang mampu mengakomodasi rentang pergerakan total hingga sekitar 45 mm. Sambungan dengan rentang pergerakan menengah mencakup sistem yang mengakomodasi rentang pergerakan total antara sekitar 45 mm dan sekitar 130 mm. Sambungan dengan rentang pergerakan besar mengakomodasi rentang pergerakan total lebih dari sekitar 130 mm. Rentang yang ditentukan ini agak arbitrer karena beberapa sistem dapat mengakomodasi rentang pergerakan yang tumpang tindih dengan kategori-kategori besar ini.

25.2 KRITERIA DESAIN UMUM

Sambungan ekspansi harus mengakomodasi pergerakan yang dihasilkan oleh penyusutan dan rangkak beton, pemendekan pasca-tegangan, variasi termal, beban mati dan beban hidup, beban angin dan seismik, serta penurunan struktur. Penyusutan beton, pemendekan pasca-tegangan, dan variasi termal umumnya diperhitungkan secara eksplisit dalam perhitungan desain. Karena ketidakpastian dalam memprediksi, dan peningkatan biaya yang terkait dengan mengakomodasi perpindahan besar, pergerakan seismik biasanya tidak secara eksplisit dimasukkan dalam perhitungan.

Sambungan ekspansi harus dirancang untuk mengakomodasi semua penyusutan yang terjadi setelah pemasangannya. Untuk beton tanpa pengekangan, regangan penyusutan maksimum setelah pemasangan, β, dapat diperkirakan sebesar 0.0002. Estimasi yang lebih rinci dapat digunakan yang mencakup pengaruh kelembaban relatif lingkungan dan rasio volume terhadap permukaan. Pemendekan penyusutan dek jembatan, Δ_{shrink}, dalam mm, dihitung sebagai

$$\Delta_{\text{shrink}} = (\beta) \cdot (\mu) \cdot (L_{\text{trib}}) \cdot (1000 \text{ mm/m}) \tag{25.1}$$

di mana

L_{trib} = panjang penampang struktur yang mengalami penyusutan; m

β = regangan penyusutan maksimum setelah pemasangan sambungan ekspansi; diperkirakan sebesar 0,0002 sebagai pengganti perhitungan yang lebih akurat

μ = faktor yang memperhitungkan efek penahan yang dikenakan oleh elemen struktural yang dipasang sebelum pelat dicor
= 0,0 untuk balok baja, 0,5 untuk balok beton prategang pracetak, 0,8 untuk balok kotak beton dan balok T, 1,0 untuk pelat datar

Pergeseran termal dihitung menggunakan suhu dek jembatan maksimum dan minimum yang diantisipasi. Nilai ekstrem ini merupakan fungsi dari lokasi geografis struktur dan jenis jembatan. Pergerakan termal, dalam mm, dihitung sebagai

$$\Delta_{\text{temp}} = (\alpha) \cdot (L_{\text{trib}}) \cdot (\delta T) \cdot (1000 \text{ mm/m}) \tag{25.2}$$

di mana

α = koefisien ekspansi termal; 0,000011 m/m/°C untuk beton dan 0,000012 m/m/°C untuk baja

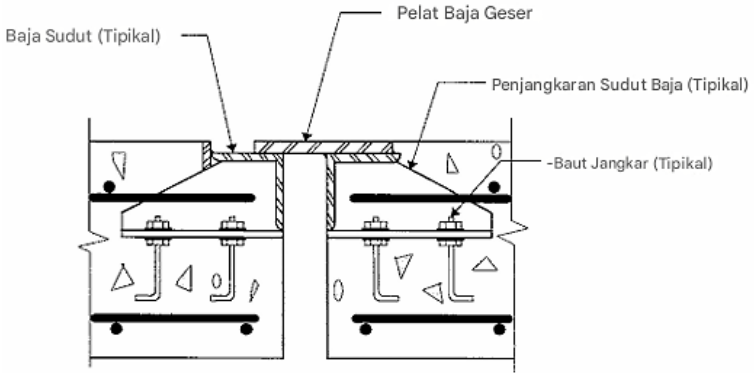
L_{trib} = panjang penampang struktur yang terkena variasi termal; m

δT = variasi suhu; °C

Setiap pergerakan lain yang dapat diprediksi setelah pemasangan sambungan ekspansi, seperti pemendekan pasca-penegangan beton dan rangkak, juga harus dimasukkan dalam perhitungan desain.

25.3 JEMBATAN TANPA SAMBUNGAN

Perancang jembatan telah menggunakan kontinuitas struktur atas dalam upaya untuk menghindari beberapa masalah pemeliharaan yang terkait dengan sambungan ekspansi. Evolusi dari konstruksi bentang sederhana ini difasilitasi oleh pengembangan prosedur distribusi momen yang dipublikasikan oleh Hardy Cross pada tahun 1930.



Gambar 25.1 Sambungan pelat geser (penampang melintang).

Dalam beberapa tahun terakhir, beberapa badan transportasi telah memperluas strategi ini dengan mengembangkan desain jembatan tanpa sambungan. Jembatan tanpa sambungan dicirikan oleh bentang kontinu yang dibangun secara integral dengan abutmennya. Dalam banyak kasus, pelat pendekatan diikat ke pelat struktur atas atau ke abutmen. Desain yang dihasilkan disebut integral atau semi-integral tergantung pada tingkat kontinuitas yang dikembangkan di antara elemen struktur atas, struktur bawah, dan pelat pendekatan. Metode dan detail desain untuk jembatan tanpa sambungan sangat bervariasi. Banyak badan transportasi telah secara empiris menetapkan panjang maksimum untuk jembatan tanpa sambungan.

Jembatan tanpa sambungan tidak boleh dianggap sebagai solusi mujarab untuk mengatasi masalah pemeliharaan sambungan ekspansi. Karena pergerakan struktur atas dibatasi pada jembatan tanpa sambungan, tegangan sekunder ditimbulkan pada elemen struktur atas dan struktur bawah. Tegangan juga dapat ditimbulkan pada pelat pendekatan. Jika tidak ditangani secara memadai selama desain, tegangan ini dapat merusak elemen struktural dan perkerasan aspal di sekitarnya. Elemen struktural, pelat, dan perkerasan yang rusak disertai dengan peningkatan kemungkinan infiltrasi kelembaban, yang selanjutnya memperburuk kerusakan. Sebagian besar jembatan tanpa sambungan telah dibangun relatif baru-baru ini. Kinerja dan daya tahan jangka panjangnya akan menentukan seberapa luas konsep jembatan tanpa sambungan diterapkan pada konstruksi di masa mendatang.

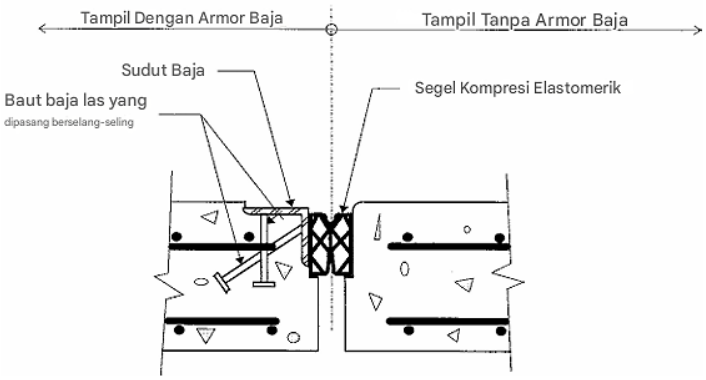
25.4 SAMBUNGAN RENTANG PERGERAKAN KECIL

Banyak sistem berbeda yang ada untuk mengakomodasi rentang pergerakan di bawah sekitar 45 mm. Ini termasuk, tetapi tidak terbatas pada, pelat geser baja, segel kompresi

elastomer, busa sel tertutup pra-bentuk, kelenjar elastomer yang diikat epoksi, sambungan sumbat aspal, panel elastomer yang dibaut, dan bahan penyegel yang dituang. Pada bagian ini, beberapa sistem ini akan dibahas dengan penekanan pada prosedur desain dan kinerja masa lalu.

Sambungan Pelat Geser

Pelat geser baja, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.1, telah banyak digunakan di masa lalu untuk sambungan ekspansi pada dek jembatan beton dan kayu. Dua pelat baja yang saling tumpang tindih dipasang pada dek jembatan, satu di setiap sisi bukaan sambungan ekspansi.



Gambar 25.2 Sambungan segel kompresi (penampang melintang).

Pelat-pelat ini umumnya dipasang sedemikian rupa sehingga permukaan atas pelat sejajar dengan bagian atas dek jembatan. Pelat-pelat tersebut umumnya dibaut ke panel dek kayu atau ditanam dengan jangkar baja ke dalam dek beton. Lebar pelat baja dirancang untuk mengakomodasi pergerakan total yang diantisipasi. Ketebalan pelat ditentukan oleh persyaratan struktural.

Pelat geser baja standar umumnya tidak memberikan penyegelan yang efektif terhadap masuknya air dan bahan kimia penghilang es ke dalam sambungan dan ke elemen substruktur. Akibat korosi pelat dan pengumpulan puing, pelat geser baja sering macet, menghambat pergerakan bebas superstruktur. Benturan berulang dan pelapukan cenderung melonggarkan atau mematahkan jangkar ke dek jembatan. Akibatnya, sistem pelat geser jarang ditentukan untuk konstruksi jembatan baru saat ini. Meskipun demikian, sistem pelat geser masih ada di banyak struktur lama. Sistem ini dapat diganti dengan sistem yang lebih baru yang memberikan peningkatan ketahanan terhadap infiltrasi air dan puing. Dalam situasi di mana integritas jangkar dek belum terganggu, pelat geser dapat dipasang kembali dengan bahan penyegel tuang atau segel strip elastomer.

Sambungan Segel Kompresi

Segel kompresi, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.2, adalah bagian elastomer kontinu, biasanya dengan sistem web internal yang diekstrusi, dipasang di dalam celah sambungan ekspansi untuk menyegel sambungan secara efektif terhadap infiltrasi air dan

puing. Segel kompresi ditahan di tempatnya dengan memobilisasi gesekan terhadap permukaan sambungan vertikal yang berdekatan.

Oleh karena itu, filosofi desain mengharuskan ukurannya dan pemasangannya selalu dalam keadaan kompresi. Segel kompresi dapat dipasang pada permukaan beton yang halus atau pada pelindung baja. Ketika dipasang langsung pada beton, material pelapis beton polimer sering digunakan untuk memberikan ketahanan benturan tambahan. Kombinasi pelumas/perekat biasanya digunakan untuk memasang segel dalam keadaan terkompresi.

Karena segel kompresi ditahan di tempatnya oleh gesekan, kinerjanya sangat bergantung pada korelasi yang erat antara lebar sambungan yang dibuat dan lebar sambungan desain. Jika bukaan sambungan dibuat terlalu lebar, gaya gesekan tidak akan cukup untuk mencegah segel kompresi terlepas dari sambungan pada lebar celah ekspansi yang lebih lebar. Relaksasi elastomer dan akumulasi puing di atas segel berkontribusi pada terlepasnya segel. Untuk meminimalkan terlepasnya segel dan memaksimalkan kinerja segel kompresi, sambungan dapat dibentuk lebih sempit daripada lebar desain, kemudian dipotong dengan gergaji segera sebelum pemasangan segel kompresi.

Lebar potongan gergaji dihitung berdasarkan suhu dek jembatan sekitar dan tingkat penyusutan pelat yang telah terjadi. Sebagai alternatif untuk pemotongan dengan gergaji, lubang blok dapat dibentuk di setiap sisi sambungan selama pengecoran dek jembatan. Sebelum pemasangan segel kompresi, beton dicor ke dalam lubang blok, seringkali dengan pelindung baja, untuk membentuk lebar celah ekspansi yang sesuai dengan kondisi sekitar.

Dalam perhitungan desain, lebar kompresi maksimum dan minimum dari segel umumnya ditetapkan pada 85 dan 40% dari lebar yang tidak terkompresi. Lebar ini diukur tegak lurus terhadap sumbu sambungan. Secara umum juga diasumsikan bahwa lebar segel pada sekitar 20°C adalah 60% dari lebar yang tidak terkompresi. Untuk sambungan miring, pergerakan dek jembatan harus dipisahkan menjadi komponen yang tegak lurus dan sejajar dengan sumbu sambungan. Perpindahan geser segel kompresi harus dibatasi hingga persentase tertentu dari lebar yang tidak terkompresi, biasanya ditetapkan sekitar 22%. Selain itu, lebar celah ekspansi harus ditetapkan sehingga segel kompresi dapat dipasang pada rentang suhu konstruksi yang cukup luas. Katalog pabrikan umumnya menentukan lebar celah ekspansi minimum di mana segel kompresi ukuran tertentu dapat dipasang. Lebar celah ekspansi harus ditentukan pada gambar kontrak sebagai fungsi dari suhu dek jembatan. Hubungan desain dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$\Delta_{temp-normal} = \Delta_{temp} \cdot \cos\theta \quad \text{[pergerakan termal normal pada sendi]} \tag{25.3}$$

$$\Delta_{temp-parallel} = \Delta_{temp} \cdot \sin\theta \quad \text{[pergerakan termal sejajar dengan sendi]} \tag{25.4}$$

$$\Delta_{shrink-normal} = \Delta_{shrink} \cdot \cos\theta \quad \text{[gerakan penyusutan normal pada sendi]} \tag{25.5}$$

$$\Delta_{shrink-parallel} = \Delta_{shrink} \cdot \sin\theta \quad \text{[gerakan penyusutan sejajar dengan sendi]} \tag{25.6}$$

$$W_{min} = W_{install} - [(T_{max} - T_{install})/(T_{max} - T_{min})]\Delta_{temp-normal} > 0.40W \quad (25.7)$$

$$W_{max} = W_{install} + [(T_{install} - T_{min})/(T_{max} - T_{min})]\Delta_{temp-normal} + \Delta_{shrink-normal} < 0.85W \quad (25.8)$$

di mana

θ = sudut kemiringan sambungan ekspansi, diukur terhadap garis yang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal jembatan; derajat

W = lebar segel kompresi yang tidak terkompresi; mm

$W_{install}$ = lebar celah ekspansi pada saat pemasangan

$T_{install}$ = suhu dek jembatan pada saat pemasangan; °C

W_{min}, W_{max} = lebar celah ekspansi minimum dan maksimum; mm

T_{min}, T_{max} = suhu dek jembatan minimum dan maksimum; °C

Mengalikan Persamaan (25.7) dengan –1.0, menambahkan ke Persamaan (25.8), dan menyusun ulang menghasilkan:

$$W > \left(\Delta_{temp-normal} + \Delta_{shrink-normal}\right)/0.45 \quad (25.9)$$

Demikian pula,

$$W > \left(\Delta_{temp-parallel} + \Delta_{shrink-parallel}\right)/0.22 \quad (25.10)$$

Sekarang, dengan asumsi $W_{install}$ = 0,6 W,

$$W_{max} = 0.6W + [(T_{install} - T_{min})/(T_{max} - T_{min})]\Delta_{temp-normal} + \Delta_{shrink-normal} < 0.85 \quad (25.11)$$

yang, setelah disusun ulang, menghasilkan:

$$W > 4\left[(T_{install} - T_{min})/(T_{max} - T_{min}) \cdot \left(\Delta_{temp-normal}\right) + \Delta_{shrink-normal}\right] \quad (25.12)$$

Persamaan (25.9), (25.10), dan (25.12) digunakan untuk menghitung ukuran segel kompresi yang dibutuhkan. Selanjutnya, lebar celah ekspansi pada berbagai suhu konstruksi dapat dievaluasi.

Sambungan Sumbat Aspal

Sambungan sumbat aspal terdiri dari pengikat polimer cair dan agregat bergradasi yang dipadatkan dalam blok pra-bentuk seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.3. Material komposit yang dipadatkan disebut sebagai aspal modifikasi polimer (PMA). Sambungan ini telah digunakan untuk mengakomodasi rentang pergerakan hingga 50 mm. Sistem sambungan ekspansi ini dikembangkan di Eropa dan dapat diadaptasi untuk digunakan dengan permukaan dek jembatan beton atau aspal. PMA dipasang secara kontinu di dalam blok yang berpusat di atas bukaan sambungan ekspansi dengan bagian atas PMA rata dengan permukaan jalan. Pelat

baja menahan PMA di bagian bawah blok selama pemasangan. Material pengikat polimer umumnya dipasang dalam bentuk yang dipanaskan. Gradasi agregat, sifat pengikat, dan kualitas konstruksi sangat penting untuk kinerja sambungan sumbat aspal.

Sambungan sumbat aspal dirancang untuk memberikan permukaan jalan yang halus dan tanpa celah. Sambungan ini relatif mudah diperbaiki, tidak mudah rusak akibat bajak salju seperti sistem sambungan ekspansi lainnya, dan dapat digiling dingin dan/atau dibangun kembali untuk pelapisan ulang jalan. Kinerja sambungan sumbat aspal di Amerika Serikat agak tidak menentu. Sifat material PMA bervariasi dengan suhu.

Sambungan sumbat aspal telah menunjukkan kecenderungan untuk melunak dan merambat pada suhu yang lebih hangat, menunjukkan alur roda dan akhirnya migrasi PMA keluar dari blok. Pada suhu yang sangat dingin, PMA dapat menjadi rapuh dan retak pada antarmuka sambungan sumbat-ke-perkerasan, membuat sambungan rentan terhadap infiltrasi air. Penelitian yang sedang berlangsung menyelidiki masalah ini dan mengembangkan pedoman desain komprehensif, spesifikasi material, dan prosedur pemasangan untuk meningkatkan kinerjanya.

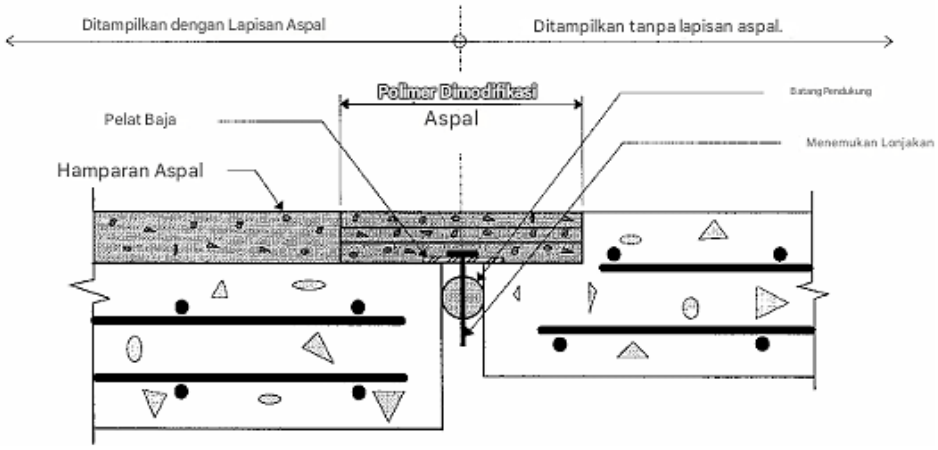
Seperti halnya semua sistem sambungan ekspansi, perancang harus memahami keterbatasan sambungan sumbat aspal. Sambungan ini tidak dirancang untuk, dan tidak boleh digunakan untuk, mengakomodasi perpindahan vertikal diferensial, seperti yang mungkin terjadi pada sambungan memanjang. Karena kerentanan terhadap creep PMA, sambungan sumbat aspal tidak boleh digunakan di tempat jalan raya mengalami akselerasi dan pengereman lalu lintas yang signifikan.

Contohnya termasuk jalan keluar tol dan bagian jalan raya di sekitar lampu lalu lintas. Sambungan sumbat aspal juga menunjukkan kinerja yang buruk pada aplikasi yang sangat miring dan pada aplikasi yang mengalami rotasi besar. Mempertahankan kedalaman penutupan minimum yang ditentukan oleh produsen sangat penting untuk keberhasilan kinerja. Terlepas dari keterbatasan ini, sambungan sumbat aspal menawarkan keuntungan yang tidak terdapat pada sistem sambungan ekspansi lainnya.

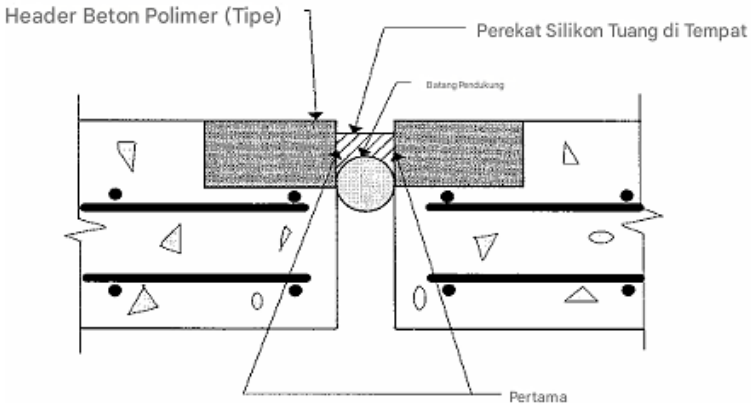
Sambungan Sealant Tuang

Sealant modulus rendah yang tahan lama, yang dituangkan dingin untuk memberikan segel sambungan ekspansi kedap air seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.4, telah digunakan dalam konstruksi baru dan proyek rehabilitasi. Sifat dan prosedur aplikasi bervariasi antar produk. Sebagian besar sealant silikon memiliki kinerja elastis yang baik pada berbagai suhu sambil menunjukkan tingkat ketahanan yang tinggi terhadap degradasi ultraviolet dan ozon. Bahan perekat yang cepat kering merupakan pilihan ideal untuk rehabilitasi dalam situasi di mana gangguan lalu lintas yang signifikan akibat penutupan jalur lalu lintas yang berkepanjangan tidak dapat diterima.

Sifat-sifat lain yang diinginkan termasuk kemampuan meratakan sendiri dan merekatkan sendiri. Prosedur pemasangan bervariasi di antara produk yang berbeda, dengan beberapa produk memerlukan peralatan khusus untuk mencampur komponen individual. Perancang harus menilai persyaratan desain dan konstruksi, dengan mempertimbangkan sifat-sifat yang diinginkan terhadap biaya material untuk bahan perekat alternatif.



Gambar 25.3 Sambungan sumbat aspal (penampang melintang).



Gambar 25.4 Sambungan sealant tuang (penampang melintang).

Sebagian besar sealant dapat dipasang pada beton atau baja. Khususnya dalam proyek rehabilitasi, sangat penting agar substrat beton atau baja dibersihkan secara menyeluruh sebelum sealant ditempatkan. Beberapa produsen mensyaratkan aplikasi primer khusus pada permukaan substrat sebelum penempatan sealant untuk meningkatkan daya rekat.

Pelepasan sealant dari substrat beton atau baja, yang membahayakan integritas segel kedap air, sebelumnya telah menjadi masalah pada sambungan sealant tuang. Produk-produk terbaru relatif baru, tetapi telah menunjukkan kinerja jangka pendek yang baik dan fleksibilitas penggunaan dalam rehabilitasi jembatan. Daya tahan jangka panjangnya akan menentukan sejauh mana penerapannya di masa mendatang.

Sambungan sealant tuang harus dirancang berdasarkan rekomendasi produsen. Lebar kerja maksimum dan minimum dari sambungan sealant tuang umumnya direkomendasikan sebagai persentase dari lebar sambungan sealant saat pemasangan. Celah minimum biasanya diperlukan antara bagian atas permukaan jalan dan bagian atas sealant. Celah ini sangat penting untuk mencegah ban bersentuhan dan melepaskan sealant dari material substratnya.

Contoh Desain 1

Diberikan

Sebuah jembatan balok kotak beton bertulang memiliki panjang keseluruhan 70 m. Sambungan ekspansi segel tekan pada setiap abutmen akan mengakomodasi setengah dari total pergerakan jembatan. Sambungan ekspansi ini miring 20°. Suhu dek jembatan diperkirakan berkisar antara –15°C dan 40°C selama masa pakai struktur.

Temukan

Ukuran segel tekan dan lebar celah konstruksi pada suhu 5, 20, dan 30°C.

Solusi

Langkah 1: Hitung pergerakan suhu dan penyusutan.

Temperatur: $\Delta_{temp} = (1/2)(0.000011\ \mathrm{m/m/^{\circ C}})(55^{\circ C})(70\ \mathrm{m})(1000\ \mathrm{mm/m}) = 21\ \mathrm{mm}$

Penyusutan: $\Delta_{shrink} = (1/2)(0.0002\ \mathrm{m/m})(0.8)(70\ \mathrm{m})(1000\ \mathrm{mm/m}) \qquad = 6\ \mathrm{mm}$

Pergerakan dek total pada sambungan: 27 mm

$$\Delta_{temp-normal} + \Delta_{shrink-normal} = (27\ \mathrm{mm})(\cos 20^{\circ}) = 25\ \mathrm{mm}$$

$$\Delta_{temp-parallel} + \Delta_{shrink-parallel} = (27\ \mathrm{mm})(\sin 20^{\circ}) = 9.2\ \mathrm{mm}$$

Langkah 2: Tentukan lebar segel kompresi yang dibutuhkan dari Persamaan (25.9), (25.10), dan (25.12).

$$W > 25\ \mathrm{mm}/0.45 = 56\ \mathrm{mm}$$

$$W > 9.2\ \mathrm{mm}/0.22 = 42\ \mathrm{mm}$$

$$W > 4 \cdot [(20^{\circ C} + 15^{\circ C})/(40^{\circ C} + 15^{\circ C}) \cdot (21\ \mathrm{mm}) + 6\ \mathrm{mm}] \cdot \cos 20^{\circ} = 73\ \mathrm{mm}$$

Use 75 mm segel kompresi.

Langkah 3: Evaluasi lebar celah konstruksi untuk berbagai suhu untuk segel kompresi 75 mm.

$$\text{Lebar konstruksi pada } 20^{\circ C} = 0.6 \cdot (75\ \mathrm{mm}) = 45\ \mathrm{mm}$$

$$\text{Lebar konstruksi pada } 5^{\circ C} = 45\ \mathrm{mm} + [(20^{\circ C} - 5^{\circ C})/(40^{\circ C} + 15^{\circ C})] \cdot (21\ \mathrm{mm}) \cdot (\cos 20^{\circ}) = 50\ \mathrm{mm}$$

$$\text{Lebar konstruksi pada } 30^{\circ C} = 45\ \mathrm{mm} - [(30^{\circ C} - 20^{\circ C})/(40^{\circ C} + 15^{\circ C})] \cdot (21\ \mathrm{mm}) \cdot (\cos 20^{\circ}) = 41\ \mathrm{mm}$$

Kesimpulan

Gunakan segel kompresi 75 mm. Lebar celah konstruksi untuk suhu pemasangan 5, 20, dan 30°C masing-masing adalah 50, 45, dan 41 mm.

25.5 SAMBUNGAN RENTANG PERGERAKAN SEDANG

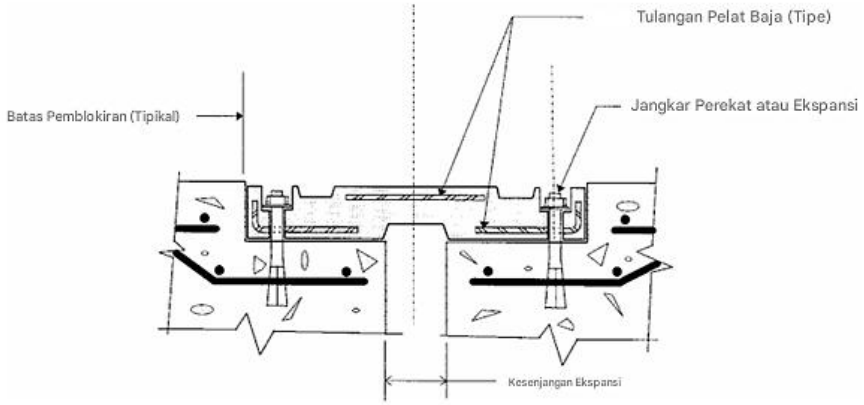
Sambungan ekspansi rentang pergerakan sedang mengakomodasi rentang pergerakan dari sekitar 45 mm hingga sekitar 130 mm dan mencakup sistem pelat geser, sambungan panel yang dibaut (bendungan ekspansi elastomerik), segel strip, dan sambungan jari baja. Sistem pelat geser sebelumnya telah dibahas di bawah sambungan rentang pergerakan kecil.

Sambungan Panel yang Dibaut

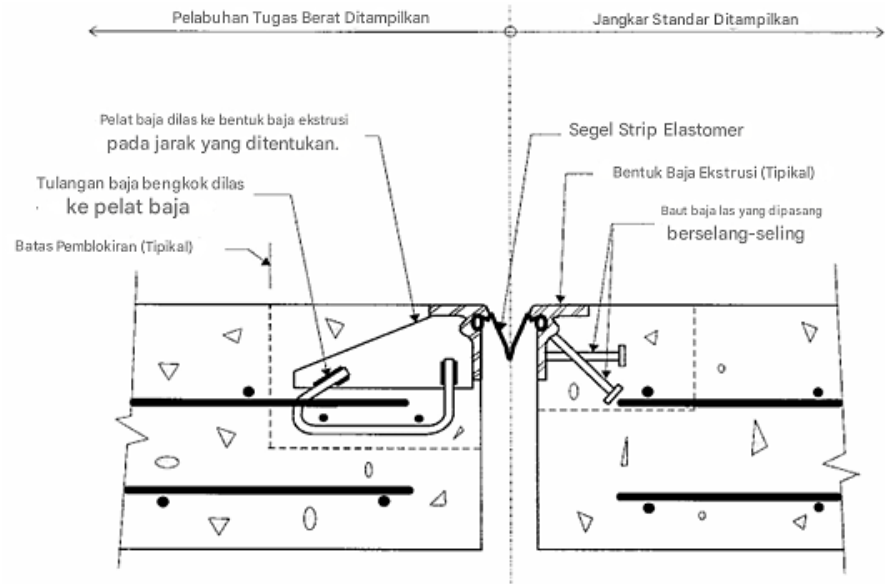
Sambungan panel yang dibaut, juga disebut sebagai bendungan ekspansi elastomerik, terdiri dari panel elastomerik cetakan monolitik yang diperkuat dengan pelat baja seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.5. Panel tersebut dibaut ke dalam blok yang dibentuk di dek jembatan beton di setiap sisi celah sambungan ekspansi. Produsen membuat panel yang dibaut dengan lebar yang bervariasi yang kira-kira proporsional dengan total rentang pergerakan yang diizinkan. Ekspansi disertai dengan tegangan dan regangan seragam di seluruh lebar sambungan panel antara baris baut jangkar. Sayangnya, baut dan mur yang menghubungkan panel yang dibaut ke dek jembatan rentan terhadap kelonggaran dan patah di bawah lalu lintas berkecepatan tinggi. Panel dan perangkat keras yang longgar di jalan raya menimbulkan bahaya bagi lalu lintas kendaraan, khususnya sepeda motor. Akibatnya, untuk mengurangi tanggung jawab, beberapa badan transportasi menghindari penggunaan sambungan panel yang dibaut.

Sambungan Segel Strip

Sistem sambungan ekspansi segel strip elastomerik, yang ditunjukkan pada Gambar 25.6, terdiri dari kelenjar elastomerik yang telah dibentuk sebelumnya yang dikunci secara mekanis ke rel tepi logam yang tertanam dalam beton di setiap sisi celah sambungan ekspansi. Pergerakan diakomodasi oleh pembukaan kelenjar elastomerik. Stud baja atau batang penguat umumnya dilas ke rel tepi untuk memfasilitasi pengikatan dengan beton dalam blok yang dibentuk. Dalam beberapa kasus, rel tepi dibaut di tempatnya. Rel tepi juga menyediakan pelindung untuk beton dek jembatan yang berdekatan. Pemasangan seal strip yang tepat telah menunjukkan kinerja yang relatif baik. Seal yang rusak atau aus dapat diganti dengan gangguan lalu lintas minimal.



Gambar 25.5 Sambungan panel yang dikencangkan dengan baut (penampang melintang).



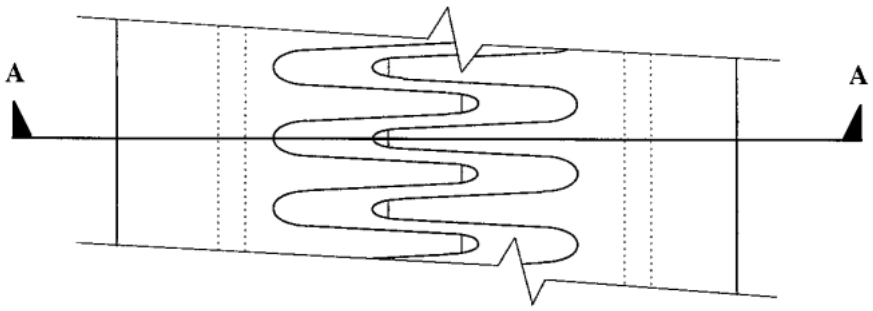
Gambar 25.6 Sambungan segel strip elastomer (penampang melintang).

Karet penyegel elastomer cenderung menumpuk kotoran. Dalam beberapa kasus, kotoran ini dapat menghambat pergerakan sambungan dan mengakibatkan kegagalan karet penyegel sebelum waktunya.

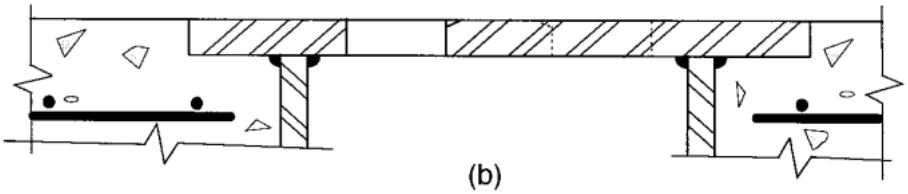
Sambungan Jari Baja

Sambungan jari baja, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 25.7, telah digunakan untuk mengakomodasi rentang pergerakan sedang dan besar. Sambungan ini umumnya dibuat dari pelat baja dan dipasang dalam konfigurasi kantilever atau kantilever penyangga. Jari-jari baja harus dirancang untuk menopang beban lalu lintas dengan kekakuan yang cukup untuk mencegah getaran yang berlebihan.

Selain pergerakan longitudinal, jari-jari baja juga harus mengakomodasi rotasi atau defleksi vertikal diferensial di sepanjang sambungan. Untuk meminimalkan potensi kerusakan akibat benturan bilah bajak salju, jari-jari baja dapat dibuat dengan sedikit kemiringan ke bawah menuju garis tengah sambungan. Umumnya, sambungan jari baja tidak memberikan penyegelan terhadap masuknya air ke elemen struktur bawah. Palung elastomer atau logam dapat dipasang di bawah rakitan sambungan jari baja untuk menangkap dan mengarahkan limpasan air dan puing-puing. Namun, jika tidak dirawat secara teratur, palung ini akan tersumbat dan menjadi tidak efektif.



(a)



Gambar 25.7 Sambungan jari baja. (a) Tampak atas; (b) penampang A–A.

Contoh Desain 2

Diberikan

Sebuah jembatan balok pelat baja memiliki panjang total 180 m. Jembatan ini simetris dan memiliki sambungan ekspansi strip seal di setiap ujungnya. Sambungan ekspansi ini miring 15°. Suhu dek jembatan diperkirakan berkisar antara –35°C dan 50°C selama masa pakai struktur. Asumsikan suhu pemasangan sekitar 20°C.

Temukan

Ukuran strip seal Tipe A dan Tipe B serta lebar celah konstruksi pada suhu 5, 20, dan 30°C. Strip seal Tipe A memiliki celah 15 mm saat tertutup penuh. Strip seal Tipe B dapat tertutup sepenuhnya, tanpa celah.

Solusi

Langkah 1: Hitung pergerakan suhu dan penyusutan.

$$\text{Temperatur} = \Delta_{\text{temp}} = (1/2)(0.000012\ m/m/°C)(85°C)(180m)(1000\ mm/m) \quad = 92\ mm$$

$$Penyusutan = \Delta_{\text{shrink}} = 0.0(tidak\ menyusut, \mu = 0.0\ untuk\ jembatan\ baja)$$

$$Pergerakan\ dek\ total\ pada\ sambungan: \quad 92\ mm$$

$$\Delta_{\text{temp-normal-closing}} = (50°C - 20°C)/(50°C + 35°C)(92mm)(cos15°) \quad = 31\ mm$$

$$\Delta_{\text{temp-normal-opening}} = (20°C + 35°C)/(50°C + 35°C)(92mm)(cos15°) \quad = 58\ mm$$

Langkah 2: Tentukan ukuran strip seal yang dibutuhkan. Asumsikan lebar celah konstruksi minimum 40 mm pada suhu 20°C.

Tipe A: Lebar celah konstruksi 40 mm pada suhu 20°C tidak akan mengakomodasi penutupan 31 mm dan masih memungkinkan celah 15 mm pada penutupan penuh. Oleh karena itu, lebar celah konstruksi minimum pada suhu 20°C harus 31 mm + 15 mm = 46 mm.

Ukuran yang dibutuhkan = 46 mm + 58 mm = 104 mm → Gunakan strip seal 100 mm

Tipe B: Lebar konstruksi 40 mm pada 20°C sudah memadai.

Ukuran yang dibutuhkan = 40 mm + 58 mm = 98 mm → Gunakan segel strip 100 mm

Langkah 3: Evaluasi lebar celah konstruksi untuk berbagai suhu untuk segel strip 100 mm.

Tipe A: Lebar celah konstruksi yang dibutuhkan pada 20°C = 15 mm + 31 mm = 46 mm

Lebar celah konstruksi pada suhu 5°C = 46 mm + (20°C – 5°C)/(20°C + 35°C)(58 mm) = 62 mm

Lebar celah konstruksi pada suhu 30°C = 46 mm – (30°C – 20°C)/(50°C – 20°C)(31 mm) = 36 mm

Tipe B: Lebar konstruksi 40 mm pada 20°C sudah memadai.

Lebar celah konstruksi pada 5°F = 40 mm + (20°C – 5°C)/(20°C + 35°C)(58 mm) = 56 mm

Lebar celah konstruksi pada 30°F = 40 mm – (30°C – 20°C)/(50°C – 20°C)(31 mm) = 30 mm

Kesimpulan

Gunakan segel strip 100 mm. Lebar celah konstruksi untuk segel strip Tipe A pada suhu pemasangan 5, 20, dan 30°C masing-masing adalah 62, 46, dan 36 mm. Lebar celah konstruksi untuk segel strip Tipe B pada suhu pemasangan 5, 20, dan 30°C masing-masing adalah 56, 40, dan 30 mm.

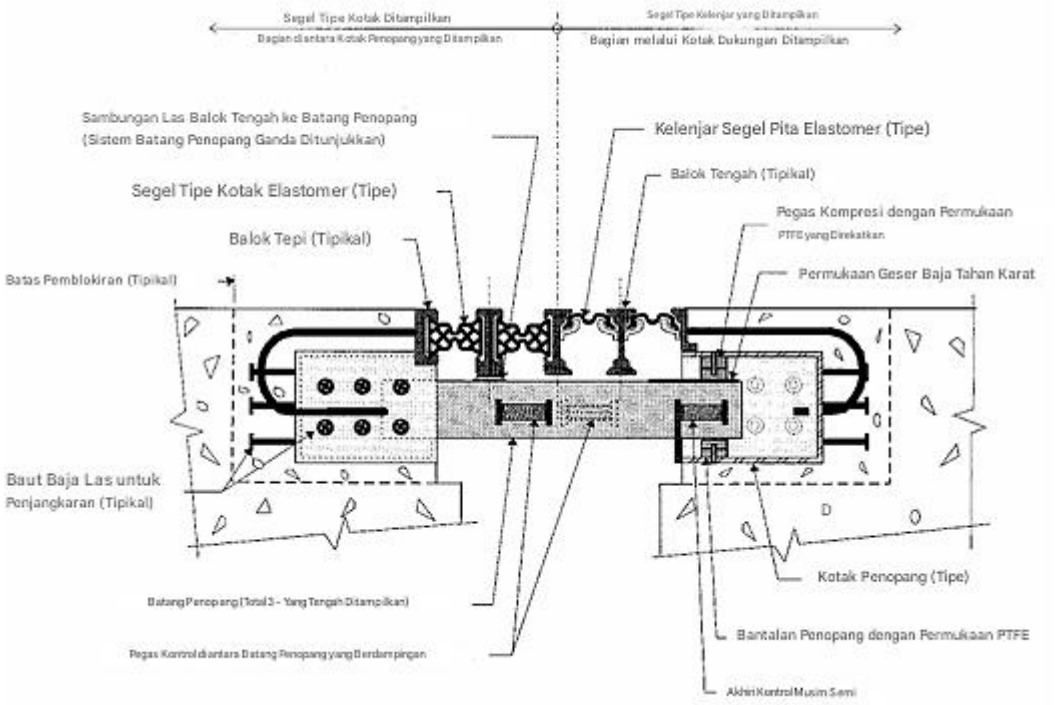
25.6 SAMBUNGAN RENTANG PERGERAKAN BESAR

Sambungan rentang pergerakan besar mengakomodasi pergerakan total lebih dari 130 mm dan mencakup sambungan panel baut (bendungan ekspansi elastomerik), sambungan jari baja, dan sambungan ekspansi modular. Sambungan panel baut dan sambungan jari baja sebelumnya telah dibahas sebagai sambungan rentang pergerakan menengah.

Sambungan Ekspansi Jembatan Modular

Sambungan ekspansi jembatan modular (MBEJ), yang ditunjukkan pada Gambar 25.8, adalah sistem struktural yang kompleks dan mahal yang dirancang untuk menyediakan transfer beban roda kedap air di seluruh bukaan sambungan ekspansi yang lebar. Sistem ini dikembangkan di Eropa dan diperkenalkan di Amerika Serikat pada tahun 1960-an. Sistem ini umumnya dikirim ke lokasi konstruksi untuk dipasang dalam konfigurasi yang sudah dirakit sepenuhnya. MBEJ terdiri dari serangkaian balok tengah yang ditopang di atas batang penyangga. Balok tengah diorientasikan sejajar dengan sumbu sambungan sementara batang penyangga membentang sejajar dengan arah pergerakan utama.

MBEJ dapat diklasifikasikan sebagai sistem batang penyangga tunggal atau sistem batang penyangga ganda. Dalam sistem batang penyangga ganda, setiap balok tengah ditopang oleh batang penyangga terpisah di setiap lokasi penyangga. Gambar 25.8 menggambarkan sistem batang penyangga ganda. Dalam sistem batang penyangga tunggal yang lebih kompleks, satu batang penyangga menopang semua balok tengah di setiap lokasi penyangga. Konsep desain ini mengharuskan setiap balok tengah bebas untuk bergerak sepanjang sumbu longitudinal batang penyangga saat sambungan membuka dan menutup.



Gambar 25.8 Sambungan ekspansi jembatan modular (sistem batang penyangga ganda), penampang melintang.

Hal ini dicapai dengan memasang kuk baja ke bagian bawah balok tengah. Batang penyangga melewati lubang di kuk. Pegas elastis di antara bagian bawah setiap balok tengah dan bagian atas batang penyangga, serta di antara bagian bawah batang penyangga dan bagian bawah penyangga rangka, menopang setiap balok tengah dan memungkinkannya untuk bergerak translasi sepanjang sumbu longitudinal batang penyangga.

Batang penyangga tersebut, pada gilirannya, ditopang pada bantalan geser yang dipasang di dalam kotak penyangga. Antarmuka polietrafluoroetilen (PTFE)-ke-baja tahan karat antara bantalan penyangga elastomer dan batang penyangga memfasilitasi translasi batang penyangga tanpa hambatan saat celah ekspansi bervariasi.

Pegas kontrol antara batang penyangga yang berdekatan dan antara batang penyangga dan kotak penyangga dari sambungan ekspansi jembatan modular (MBEJ) dengan banyak batang penyangga dirancang untuk mempertahankan jarak yang sama antara balok tengah saat celah ekspansi bervariasi. Kotak penyangga tertanam dalam beton dek jembatan di setiap sisi sambungan ekspansi. Segel strip elastomer atau segel tipe kotak elastomer menempel pada balok tengah yang berdekatan, memberikan ketahanan terhadap masuknya air dan puing-puing.

Sifat beban gandar yang sangat berulang membuat komponen dan sambungan MBEJ rentan terhadap kelelahan yang tinggi, terutama pada sambungan balok tengah ke batang penyangga. Sambungan baut, secara umum, memiliki kinerja yang buruk. Sambungan las lebih disukai, tetapi harus dirancang dengan cermat, diuji kelelahan, dibuat, dan diperiksa untuk memastikan kinerja dan daya tahan yang memuaskan.

Sambungan balok tengah yang dilas di lapangan juga sangat rentan terhadap kelelahan, sehingga memerlukan detail, pengelasan, dan inspeksi yang cermat. Kurangnya pemahaman tentang respons dinamis sistem ini, kompleksitas detail sambungan, dan sifat kompetitif pasar telah memperburuk kerentanan terhadap kelelahan. Untungnya, penelitian saat ini sedang mengembangkan spesifikasi desain struktural tahan kelelahan selain berfokus pada pengembangan standar kinerja minimum, metode uji kinerja dan penerimaan, dan pedoman pemasangan untuk MBEJ.

Pergerakan total yang dihitung menentukan ukuran MBEJ. Seringkali, tunjangan dibuat untuk memberikan faktor keamanan nominal pada pergerakan yang dihitung. Sistem yang tersedia saat ini memungkinkan pergerakan 75 mm per elemen segel strip; oleh karena itu, peringkat pergerakan total yang diberikan akan menjadi kelipatan 75 mm. Untuk meminimalkan dampak dan keausan pada elemen bantalan, celah maksimum antara balok tengah yang berdekatan dibatasi, biasanya sekitar 90 mm. Untuk mempermudah pemasangan di dalam blok beton, gambar kontrak harus menentukan jarak antar muka balok tepi sebagai fungsi suhu pada saat pemasangan.
Hubungan desain dapat diungkapkan sebagai:

$$n = \mathrm{MR}/\mathrm{mr} \tag{25.13}$$

$$G_{min} = (n-1)\cdot(w) + (n)\cdot(g) \tag{25.14}$$

$$G_{max} = G_{min} + \mathrm{MR} \tag{25.15}$$

di mana

MR = total rating pergerakan sistem MBEJ; mm
mr = rating pergerakan per elemen segel strip; mm
n = jumlah segel
$n-1$ = jumlah balok tengah
w = lebar setiap balok tengah; mm
g = celah minimum per elemen segel strip pada penutupan penuh; mm
G_{min} = jarak minimum antar muka balok tepi; mm
G_{max} = jarak maksimum antar muka balok tepi; mm

Desain struktural MBEJ umumnya dilakukan oleh pabrikan. Spesifikasi proyek harus mensyaratkan bahwa pabrikan menyerahkan perhitungan struktural, gambar fabrikasi terperinci, dan uji kelelahan yang berlaku untuk persetujuan. Semua elemen dan sambungan harus dirancang dan dirinci untuk menahan tegangan kelelahan yang ditimbulkan oleh beban roda vertikal dan horizontal yang berulang. Selain itu, MBEJ harus dirinci untuk memberikan akses untuk inspeksi dan perawatan berkala, termasuk penggantian segel, pegas kontrol, dan komponen bantalan.

Contoh Desain 3

Diberikan

Dua rangka jembatan balok kotak beton prategang cor di tempat bertemu di pilar tengah di mana keduanya bebas bergerak secara memanjang. Sudut kemiringan adalah 0° dan suhu lingkungan dek jembatan berkisar dari –15 hingga 50°C. Sebuah MBEJ akan dipasang 60 hari setelah operasi prategang selesai. Pergeseran rangkak yang ditentukan adalah 150% dari pemendekan elastis. Diasumsikan bahwa 50% penyusutan telah terjadi pada saat pemasangan. Pergerakan memanjang berikut dihitung untuk masing-masing dari dua rangka:

	Bingkai A	Bingkai B
Penyusutan	30 mm	15 mm
Pemendekan elastis	36 mm	20 mm
Pergeseran (1,5 × pemendekan elastis)	54 mm	30 mm
Penurunan suhu (20 hingga –15°C)	76 mm	38 mm
Kenaikan suhu (20 hingga 50°C)	66 mm	33 mm

Temukan

Ukuran MBEJ yang dibutuhkan untuk mengakomodasi total pergerakan yang dihitung dan celah pemasangan yang diukur dari muka ke muka balok tepi, "$G_{install}$," pada suhu 5, 20, dan 30°C.

Solusi

Langkah 1: Tentukan ukuran MBEJ.

Total pergerakan pembukaan (Rangka A) = (0,5)(30 mm) + 54 mm + 76 mm = 145 mm

Total pergerakan pembukaan (Rangka B) = (0,5)(15 mm) + 30 mm + 38 mm = 76 mm

Total pergerakan pembukaan (kedua rangka) = 145 mm + 76 mm = 221 mm

Total pergerakan penutupan (kedua rangka) = 66 mm + 33 mm = 99 mm

Tentukan ukuran sambungan modular, termasuk toleransi 15%:

1,15(221 mm + 99 mm) = 368 mm → <u>Gunakan MBEJ dengan rating pergerakan 375 mm.</u>

Langkah 2: Evaluasi celah pemasangan yang diukur dari sisi ke sisi balok tepi pada suhu 5, 20, dan 30°C.

MR = 375 mm (rentang pergerakan MBEJ)

mr = 75 mm (rentang pergerakan maksimum per elemen segel strip)

n = 375 mm/75 mm = 5 elemen segel strip

$n - 1$ = 4 balok tengah

w = 65 mm (lebar flensa atas balok tengah)

g = 0 mm

G_{min} = (4)(65 mm) + (4)(0 mm) = 260 mm

G_{max} = 260 mm + 375 mm = 635 mm

$G_{20°C}$ = G_{min} + Total pergerakan penutupan akibat kenaikan suhu

= 260 mm + 1,15(99 mm) = 374 mm → <u>Gunakan 375 mm.</u>

$G_{5°C}$ = 375 mm + [(20°C – 5°C)/(20°C + 15°C)] · (76 mm + 38 mm) = 424 mm

$G_{30°C}$ = 375 mm – [(30°C – 20°C)/(50°C – 20°C)] · (66 mm + 33 mm) = 342 mm

Periksa jarak antar balok tengah pada suhu minimum:

$$G_{-15^{\circ}\mathrm{C}} = 375\ \mathrm{mm} + 221\ \mathrm{mm} = 596\ \mathrm{mm}$$

$$\text{Jarak maksimum} = [596\ \mathrm{mm} - (4) \cdot (65\ \mathrm{mm})]/5 = 67\ \mathrm{mm} < 90\ \mathrm{mm} \quad \mathrm{OK}$$

Periksa jarak antar balok tengah pada suhu 20°C untuk penggantian segel:

$$\text{Jarak} = [375\ \mathrm{mm} - 4(65\ \mathrm{mm})]/5 = 23\ \mathrm{mm} < 40\ \mathrm{mm}$$

Oleh karena itu, balok tengah harus diangkat secara mekanis untuk mengganti elemen segel strip.

Kesimpulan

Gunakan MBEJ dengan peringkat pergerakan 375 mm. Celah pemasangan yang diukur dari muka ke muka balok tepi pada suhu pemasangan 5, 20, dan 30°C masing-masing adalah 424, 375, dan 342 mm.

25.7 KONSTRUKSI DAN PEMELIHARAAN

Sehubungan dengan prosedur desain yang tepat, kinerja dan daya tahan jangka panjang sistem sambungan ekspansi memerlukan penerapan sinergis dari fabrikasi berkualitas tinggi, praktik konstruksi yang kompeten, inspeksi yang cermat, dan pemeliharaan rutin. Komponen dan sambungan ekspansi mengalami beban berat di bawah kondisi lingkungan yang keras. Sistem yang dirancang dengan baik harus diproduksi, dipasang, dan dipelihara dengan benar untuk memastikan kinerja yang memadai dalam kondisi ini. Pentingnya pengendalian mutu harus ditekankan. Gambar dan spesifikasi kontrak harus secara eksplisit menyatakan persyaratan desain, material, fabrikasi, pemasangan, dan pengendalian mutu. Perhitungan struktural dan gambar fabrikasi terperinci harus diserahkan kepada perancang jembatan untuk ditinjau dan disetujui dengan cermat sebelum fabrikasi.

Pengalaman dan penelitian akan terus meningkatkan teknologi sistem sambungan ekspansi. Sangat penting bagi para insinyur desain untuk selalu mengikuti perkembangan teknologi baru. Komunikasi antar disiplin dan antar lembaga memfasilitasi pertukaran informasi penting. Personil pemeliharaan dapat memberikan umpan balik yang berharga kepada perancang untuk diimplementasikan dalam desain di masa mendatang.

Para perancang dapat memberikan panduan berharga kepada personel pemeliharaan dengan tujuan meningkatkan umur pakai. Produsen menyediakan pedoman dan batasan kepada perancang dan kru pemeliharaan untuk berhasil merancang dan memelihara produk mereka. Sebagai imbalannya, perancang dan personel pemeliharaan memberikan umpan balik kepada produsen tentang kinerja produk mereka dan bagaimana produk tersebut dapat ditingkatkan. Komunikasi antar disiplin ilmu merupakan kunci untuk meningkatkan kinerja dan daya tahan jangka panjang.

DAFTAR PUSTAKA

Arockiasamy, M., Butrieng, N., & Sivakumar, M. (2004). State-of-the-art of integral abutment bridges: design and practice. *Journal of Bridge Engineering*, *9*(5), 497-506.

Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2021). *Design of highway bridges: An LRFD approach*. John wiley & sons.

Barroso, L. R., Nite, S. B., Morgan, J. R., Bicer, A., Capraro, R. M., & Capraro, M. M. (2016, March). Using the engineering design process as the structure for project-based learning: An informal STEM activity on bridge-building. In *2016 IEEE integrated STEM education conference (ISEC)* (pp. 249-256). IEEE.

Brambila-Macias, S. A., Sakao, T., & Kowalkowski, C. (2018). Bridging the gap between engineering design and marketing: insights for research and practice in product/service system design. *Design Science*, *4*, e7.

Briseghella, B., Fenu, L., Lan, C., Mazzarolo, E., & Zordan, T. (2013). Application of topological optimization to bridge design. *Journal of Bridge Engineering*, *18*(8), 790-800.

Chao, J., Xie, C., Nourian, S., Chen, G., Bailey, S., Goldstein, M. H., ... & Tutwiler, M. S. (2017). Bridging the design-science gap with tools: Science learning and design behaviors in a simulated environment for engineering design. *Journal of Research in Science Teaching*, *54*(8), 1049-1096.

Chen, S. S., & Shirolé, A. M. (2006). Integration of information and automation technologies in bridge engineering and management: Extending the state of the art. *Transportation research record*, *1976*(1), 2-12.

English, L. D., Hudson, P. B., & Dawes, L. (2012). Engineering design processes in seventh-grade classrooms: Bridging the engineering education gap. *European Journal of Engineering Education*, *37*(5), 436-447.

Fedorik, F., Makkonen, T., & Heikkilä, R. (2016). Integration of BIM and FEA in automation of building and bridge engineering design. In *ISARC. Proceedings of the International Symposium on Automation and Robotics in Construction* (Vol. 33, p. 1). IAARC Publications.

Gao, Z., Ruan, H., Qin, S., Runping Ma, R., & Mei, D. (2019). Technical Status, Challenges, and Solutions of Maritime Bridge Engineering. *Strateg. Study CAE*, *21*, 1-4.

Gauvreau, P. (2006). Innovation and aesthetics in bridge engineering. *Canadian Civil Engineer*, *23*(5), 10-12.

Ge, Y., & Xiang, H. (2011). Concept and requirements of sustainable development in bridge engineering. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, *5*(4), 432-450.

Gkatzogias, K. I., & Kappos, A. J. (2016). Semi-active control systems in bridge engineering: a review of the current state of practice. *Structural Engineering International*, *26*(4), 290-300.

Graybeal, B., Brühwiler, E., Kim, B. S., Toutlemonde, F., Voo, Y. L., & Zaghi, A. (2020). International perspective on UHPC in bridge engineering. *Journal of Bridge Engineering*, *25*(11), 04020094.

Harryson, P. (2008). *Industrial Bridge Engineering-Structural developments for more efficient bridge construction*. Chalmers Tekniska Hogskola (Sweden).

Hollar, D. A., Rasdorf, W., Liu, M., Hummer, J. E., Arocho, I., & Hsiang, S. M. (2013). Preliminary engineering cost estimation model for bridge projects. *Journal of construction engineering and management*, *139*(9), 1259-1267.

Honigmann, C., & Billington, D. P. (2003). Conceptual design for the Sunniberg Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, *8*(3), 122-130.

Li, P. (2021, September). Research on the application of BIM technology in bridge design. In *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 2023, No. 1, p. 012002). IOP Publishing.

Lin, W., & Yoda, T. (2017). *Bridge engineering: classifications, design loading, and analysis methods*. Butterworth-Heinemann.

Long, A. E., Basheer, P. A. M., Taylor, S. E., Rankin, B. G., & Kirkpatrick, J. (2008, December). Sustainable bridge construction through innovative advances. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering* (Vol. 161, No. 4, pp. 183-188). Thomas Telford Ltd.

Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2007). Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states. *Earthquake engineering & structural dynamics*, *36*(13), 1953-1971.

Maher, A., & Burry, M. (2003, October). The Parametric Bridge: connecting digital design techniques in architecture and engineering. In *ACADIA* (Vol. 3, pp. 39-47).

Mashal, M., & Palermo, A. (2019). Low-damage seismic design for accelerated bridge construction. *Journal of Bridge Engineering*, *24*(7), 04019066.

Meda, A., & Rosati, G. (2003). Design and construction of a bridge in very high performance fiber-reinforced concrete. *Journal of Bridge Engineering*, *8*(5), 281-287.

Mertz, D. R. (2012). *Steel bridge design handbook: Design for fatigue* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Muhaimin, A. M. M., Zhang, L., Dhakal, S., Lv, X., Pradhananga, N., Kalasapudi, V. S., & Azizinamini, A. (2021). Identification and analysis of factors affecting the future of bridge design, construction, and operation. *Journal of Management in Engineering*, *37*(5), 04021049.

Ostenfeld, K. H., & Larsen, A. (2017). Bridge engineering and aerodynamics. In *Aerodynamics of large bridges* (pp. 3-22). Routledge.

Pinnell, M., Rowley, J., Preiss, S., Blust, R. P., Beach, R., & Franco, S. (2013). Bridging the gap between engineering design and PK-12 curriculum development through the use the STEM education quality framework. *Journal of STEM Education*, *14*(4).

Pipinato, A. (Ed.). (2021). *Innovative bridge design handbook: Construction, rehabilitation and maintenance*. Elsevier.

Rantakokko, T., & Salokangas, L. (2000). Design of the Vihantasalmi bridge, Finland. *Structural engineering international*, *10*(3), 150-152.

Ressler, S. J., & Ressler, E. K. (2004). Using a Nationwide Internet-Based Bridge Design Contest as a Vehicle for Engineering Outreach. *Journal of Engineering Education*, *93*(2), 117-128.

Roeder, C. W. (2003). Proposed design method for thermal bridge movements. *Journal of Bridge Engineering*, *8*(1), 12-19.

Ryall, M. J., Parke, G. A., & Harding, J. E. (Eds.). (2000). *The manual of bridge engineering*. Thomas Telford.

Shim, C. S., Yun, N. R., & Song, H. H. (2011). Application of 3D bridge information modeling to design and construction of bridges. *Procedia Engineering*, *14*, 95-99.

Symans, M. D. (2000). Introducing middle school students to engineering principles using educational bridge design software. *Journal of Engineering Education*, *89*(3), 273-278.

Taly, N. (2014). *Highway bridge superstructure engineering: LRFD approaches to design and analysis*. CRC Press.

Xiao, Y., Zhou, Q., & Shan, B. (2010). Design and construction of modern bamboo bridges. *Journal of Bridge Engineering*, *15*(5), 533-541.

Xie, Y. M., Zuo, Z. H., Huang, X., Black, T., & Felicetti, P. (2014). Application of topological optimisation technology to bridge design. *Structural Engineering International*, *24*(2), 185-191.

Zakeri, B., & Zareian, F. (2017). Bridge design framework for target seismic loss. *Journal of Bridge Engineering*, *22*(10), 04017061.

Zhang, G., Liu, Y., Liu, J., Lan, S., & Yang, J. (2022). Causes and statistical characteristics of bridge failures: A review. *Journal of traffic and transportation engineering (English edition)*, *9*(3), 388-406.

Zhao, R., Zheng, K., Wei, X., Jia, H., Li, X., Zhang, Q., ... & Yu, C. (2022). State-of-the-art and annual progress of bridge engineering in 2021. *Advances in Bridge Engineering*, *3*(1), 29.

Zheng, J., Du, H., Mu, T., Liu, J., Qin, D., Mei, G., & Tu, B. (2022). Innovations in design, construction, and management of pingnan third bridge—the largest-span arch bridge in the world. *Structural Engineering International*, *32*(2), 134-141.

Zhou, M., Lu, W., Song, J., & Lee, G. C. (2018). Application of ultra-high performance concrete in bridge engineering. *Construction and Building Materials*, *186*, 1256-1267.

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 1

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

BIO DATA PENULIS

Penulis memiliki berbagai disiplin ilmu yang diperoleh dari Universitas Diponegoro (UNDIP) Semarang. dan dari Universitas Kristen Satya Wacana (UKSW) Salatiga. Disiplin ilmu itu antara lain teknik elektro, komputer, manajemen dan ilmu sosiologi. Penulis memiliki pengalaman kerja pada industri elektronik dan sertifikasi keahlian dalam bidang Jaringan Internet, Telekomunikasi, Artificial Intelligence, Internet Of Things (IoT), Augmented Reality (AR), Technopreneurship, Internet Marketing dan bidang pengolahan dan analisa data (komputer statistik).

Penulis adalah pendiri dari Universitas Sains dan Teknologi Komputer (Universitas STEKOM) dan juga seorang dosen yang memiliki Jabatan Fungsional Akademik Lektor Kepala (Associate Professor) yang telah menghasilkan puluhan Buku Ajar ber ISBN, HAKI dari beberapa karya cipta dan Hak Paten pada produk IPTEK. Sejak tahun 2023 penulis tercatat sebagai Dosen luar biasa di Fakultas Ekonomi & Bisnis (FEB) Universitas Diponegoro Semarang. Penulis juga terlibat dalam berbagai organisasi profesi dan industri yang terkait dengan dunia usaha dan industri, khususnya dalam pengembangan sumber daya manusia yang unggul untuk memenuhi kebutuhan dunia kerja secara nyata.

YPAT
YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :
YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap PDF)
9 786347 227812

ISBN 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap)
ISBN 978-634-7227-82-9 (jil.1 PDF)
9 786347 227829