

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

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 3



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK



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

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 3



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 978-634-7227-87-4 (jil.3 PDF)



9 786347 227874

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN jilid 3

Penulis :

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

ISBN : 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap PDF)
978-634-7227-87-4 (jil.3 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 Yuniarto, 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

Seperti pilar jembatan yang menahan badai abadi, rekayasa sipil terus berevolusi menghadapi tantangan baru: banjir ekstrem, lalu lintas berat, dan tuntutan keberlanjutan. *Rancang Bangun Teknik Jembatan Jilid 3* melanjutkan warisan jilid sebelumnya dengan kedalaman baru, mengintegrasikan pelajaran global ke dalam kerangka praktis untuk insinyur Indonesia. Buku ini adalah manifesto ketangguhan—mengubah kompleksitas konstruksi menjadi solusi actionable bagi proyek infrastruktur nasional yang aman dan visioner.

Dengan arsitektur bab yang logis dan mendalam, buku ini memetakan perjalanan lengkap rancang bangun jembatan. Bab 1–2 mengupas esensi konstruksi baja dan beton, dari rekayasa desain kritis hingga spesifikasi pemasangan komprehensif. Bab 3 mendalami struktur bawah di perairan deras, seperti tiang pancang raksasa dan caisson pneumatik. Sementara itu, Bab 4–6 menyoroti inspeksi lapangan, penilaian pemeliharaan, serta strategi penguatan dan rehabilitasi pasca-tegang untuk memperpanjang umur jembatan.

Inovasi menjadi sorotan utama: Bab 7 merevolusi material dengan komposit FRP untuk dek dan penguatan balok; Bab 8–14 menganalisis dinamika kompleks seperti panjang efektif elemen tekan, kelelahan, efek benturan kendaraan, angin pada bentang panjang, hingga hidraulika dan desain tabrakan kapal. Bab 15 memperkenalkan kontrol aktif canggih, diikuti elemen pelengkap seperti dinding peredam suara (Bab 18).

Didasari riset empiris, simulasi canggih, dan pelajaran dari proyek global, buku ini mengajak pembaca melampaui teori menuju eksekusi brilian. Di Indonesia, di mana sungai deras dan gempa menguji ketangguhan, pengetahuan ini krusial untuk transformasi infrastruktur nasional. Mari kita bangun jembatan masa depan—bukan hanya yang bertahan, tapi yang menginspirasi.

Semangat dan Selamat Membaca...!!!

Semarang, Februari 2026

Penulis

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

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	ii
DAFTAR ISI.....	iii
BAB 1 KONSTRUKSI JEMBATAN BAJA.....	1
1.1 Pendahuluan.....	1
1.2 Rekayasa Konstruksi Dalam Hubungannya Dengan Rekayasa Desain	1
1.3 Rekayasa Konstruksi Bisa Sangat Kritis	2
1.4 Premis Dan Tujuan Rekayasa Konstruksi	3
1.5 Fabrikasi Dan Pemasangan Yang Ditampilkan Pada Rencana Desain	3
1.6 Kelayakan Pemasangan	4
1.7 Hambatan Terhadap Rekayasa Konstruksi Yang Efektif	5
1.8 Pemeriksaan Lapangan Pada Tahap Pemasangan Kritis	24
1.9 Spesifikasi Teknik Pemasangan Jembatan Yang Komprehensif	32
1.10 Prosedur Dan Praktik Teknik Konstruksi — Masa Depan	35
BAB 2 KONSTRUKSI JEMBATAN BETON.....	60
2.1 Pendahuluan.....	60
2.2 Rekayasa Konstruksi Yang Efektif.....	60
2.3 Manajemen Proyek Konstruksi.....	61
2.4 Pertimbangan Konstruksi Utama	68
2.5 Material Struktural	68
2.6 Operasi Konstruksi.....	73
2.7 Perancah	78
BAB 3 STRUKTUR BAWAH JEMBATAN UTAMA DI ATAS AIR	80
3.1 Pendahuluan.....	80
3.2 Tiang Pancang Tabung Berdiameter Besar	81
3.3 Cofferdam Untuk Pilar Jembatan	94
3.4 Caisson Terbuka	104
3.5 Caisson Pneumatik	110
3.6 Caisson Kotak.....	111
3.7 Tren Saat Ini Dan Masa Depan	119
BAB 4 INSPEKSI KONSTRUKSI JEMBATAN.....	124
4.1 Pendahuluan.....	124
4.2 Tujuan Dan Tanggung Jawab Inspeksi	124
4.3 Inspeksi Material	124
4.4 Inspeksi Operasional.....	125
4.5 Inspeksi Komponen	130
4.6 Struktur Sementara	139
4.7 Keselamatan Lingkungan Kerja.....	142
4.8 Pencatatan Dan Rencana As-Built	142

BAB 5	INSPEKSI DAN PENILAIAN PEMELIHARAAN	144
5.1	Pendahuluan.....	144
5.2	Dokumentasi Pemeliharaan	144
5.3	Dasar-Dasar Inspeksi Jembatan.....	144
5.4	Pedoman Inspeksi.....	147
5.5	Dasar-Dasar Penilaian Jembatan	154
5.6	Contoh Penilaian Struktur Atas	158
5.7	Pemasangan Rambu Pada Jembatan.....	176
BAB 6	PENGUATAN DAN REHABILITASI	178
6.1	Pendahuluan.....	178
6.2	Dek Ringan.....	180
6.3	Aksi Komposit	188
6.4	Peningkatan Kekuatan Elemen Jembatan	193
6.5	Pasca-Tegang Pada Komponen Jembatan	204
6.6	Mengembangkan Kontinuitas Jembatan Tambahan	215
6.7	Perkembangan Terkini	219
BAB 7	APLIKASI KOMPOSIT PADA JEMBATAN JALAN RAYA	222
7.1	Pendahuluan.....	222
7.2	Sifat Material	223
7.3	Pro Dan Kontra Komposit Pada Jembatan.....	225
7.4	Komposit Pultruded Dan Kabel Komposit	227
7.5	Batang Tulangan Frp Untuk Beton.....	230
7.6	Dek Jembatan Komposit.....	231
7.7	Permukaan Aus Untuk Dek Komposit.....	233
7.8	Sistem Struktur Jembatan Komposit	234
7.9	Pembungkus Kolom Dengan Komposit	235
7.10	Penguatan Balok Jembatan Dengan Laminasi Cfrp	236
7.11	Tiang Lampu Jalan Raya Komposit	236
7.12	Evaluasi Nondestruktif Jembatan Komposit.....	237
BAB 8	PANJANG EFEKTIF ELEMEN TEKAN	241
8.1	Pendahuluan.....	241
8.2	Kolom Terisolasi.....	242
8.3	Kolom Berbingkai — Metode Bagan Penyelarasan	243
8.4	Modifikasi Pada Bagan Penyelarasan	248
8.5	Kolom Berbingkai — Metode Alternatif	253
8.6	Sistem Penopang Silang.....	257
8.7	Anggota Struktur Kisi Dan Tersusun	257
8.8	Kolom Tirus.....	260
BAB 9	KELELAHAN DAN KERETAKAN	262
9.1	Pendahuluan.....	262
9.2	Redundansi, Daktilitas, Dan Keruntuhan Struktur	266

9.3	Ketahanan Terhadap Kelelahan	267
9.4	Ketahanan Terhadap Patah.....	280
9.5	Ringkasan.....	284
BAB 10	STATISTIK BERAT BAJA JEMBATAN JALAN RAYA	286
10.1	Pendahuluan.....	286
10.2	Kriteria Desain	286
10.3	Basis Data Berat Baja	288
10.4	Statistik Berat Baja.....	289
10.5	Persamaan Regresi	296
10.6	Perbandingan.....	296
10.7	Penilaian Desain Jembatan.....	298
10.8	Ringkasan.....	300
BAB 11	PENGUKURAN BERAT TRUK METODE TIMBANGAN BERGERAK	301
11.1	Pendahuluan.....	301
11.2	Pengukuran Berat Truk Dengan Timbangan Bergerak.....	301
11.3	Pengukuran Beban Kelelahan.....	306
11.4	Pengukuran Beban Dinamis.....	311
11.5	Ringkasan.....	312
BAB 12	EFEK BENTURAN KENDARAAN BERGERAK.....	317
12.1	Pendahuluan.....	317
12.2	Pertimbangan Efek Benturan Pada Desain Jembatan Jalan Raya.....	319
12.3	Pertimbangan Efek Dampak Pada Desain Jembatan Kereta Api	323
12.4	Analisis Getaran Bebas	326
12.5	Analisis Getaran Paksa Di Bawah Beban Bergerak	331
BAB 13	PENGARUH ANGIN PADA JEMBATAN BENTANG PANJANG	335
13.1	Pendahuluan.....	335
13.2	Angin Dan Jembatan Bentang Panjang.....	336
13.3	Investigasi Eksperimental	338
13.4	Solusi Analitis.....	341
13.5	Aplikasi Praktis.....	350
BAB 14	PENYESUAIAN GAYA KABEL DAN PENGENDALIAN KONSTRUKSI	355
14.1	Pendahuluan.....	355
14.2	Penentuan Gaya Kabel Yang Dirancang.....	356
14.3	Penyesuaian Gaya Kabel	359
14.4	Simulasi Proses Konstruksi	363
14.5	Pengendalian Konstruksi	367
14.6	Contoh Rekayasa	370
BAB 15	KONTROL AKTIF DALAM REKAYASA JEMBATAN.....	373
15.1	Pendahuluan.....	373
15.2	Konfigurasi Dan Sistem Kontrol Khas.....	376
15.3	Strategi Kontrol Umum Dan Algoritma Kontrol Khas	382

15.4	Studi Kasus.....	391
15.5	Catatan Dan Kesimpulan	400
BAB 16	DESAIN TABRAKAN KAPAL PADA JEMBATAN.....	401
16.1	Pendahuluan.....	401
16.2	Perencanaan Awal	404
16.3	Karakteristik Jalur Air	405
16.4	Karakteristik Lalu Lintas Kapal	406
16.5	Analisis Risiko Tabrakan	408
16.6	Beban Benturan Kapal	411
16.7	Analisis Dan Desain Jembatan	415
16.8	Langkah-Langkah Perlindungan Jembatan	416
16.9	Kesimpulan	418
BAB 17	HIDRAULIKA JEMBATAN.....	420
17.1	Pendahuluan.....	420
17.2	Hidrologi Dan Hidraulika Jembatan	420
17.3	Erosi Jembatan	432
BAB 18	DINDING DAN PAGAR PEREDAM SUARA	443
18.1	Dinding Peredam Suara	443
18.2	Pagar Jembatan	460
DAFTAR PUSTAKA		473

BAB 1

KONSTRUKSI JEMBATAN BAJA

1.1 PENDAHULUAN

Bab ini membahas beberapa prinsip dan praktik yang berlaku untuk konstruksi jembatan baja bentang menengah dan panjang — struktur dengan ukuran dan kompleksitas sedemikian rupa sehingga teknik konstruksi menjadi Faktor penting atau bahkan penentu keberhasilan fabrikasi dan pemasangan struktur baja jembatan.

Kami mulai dengan penjelasan tentang sifat dasar teknik konstruksi, kemudian menjelaskan beberapa tantangan dan hambatan yang terlibat. Pertimbangan dasar tentang kelengkungan dijelaskan. Dua pendekatan umum untuk fabrikasi dan pemasangan struktur baja jembatan dijelaskan, dengan contoh dari pengalaman dengan jembatan lengkung, jembatan gantung, dan jembatan kabel.

Masalah kecukupan kekuatan pemasangan struktur rangka dipertimbangkan, dan metode penilaian ditawarkan yang diyakini lebih unggul daripada prosedur tegangan kerja standar.

Masalah umum terkait dengan gambar prosedur konstruksi, spesifikasi, dan praktik ditinjau, dan metode untuk perbaikan disarankan. Kebutuhan akan spesifikasi teknik pemasangan jembatan yang komprehensif, dan untuk kondisi standar untuk kontrak, diuraikan, dan prosedur kontrak desain dan konstruksi dijelaskan.

Terakhir, kita melihat ke depan, ke prospek masa depan untuk rekayasa konstruksi yang efektif. Bab ini juga berisi sejumlah besar ilustrasi yang menunjukkan berbagai metode pemasangan untuk beberapa jenis jembatan baja utama.

1.2 REKAYASA KONSTRUKSI DALAM HUBUNGANNYA DENGAN REKAYASA DESAIN

Sehubungan dengan pekerjaan baja jembatan, perbedaan antara rekayasa konstruksi dan rekayasa desain harus selalu diingat. Rekayasa desain tentu saja merupakan konsep dan proses yang dikenal baik oleh para insinyur struktur; ini melibatkan penyusunan serangkaian rencana dan spesifikasi — yang dikenal sebagai dokumen kontrak — yang mendefinisikan struktur dalam konfigurasi lengkapnya, yang disebut sebagai garis besar geometris. Dengan demikian, gambar desain menggambarkan kepada kontraktor struktur atas jembatan baja yang ingin dilihat pemilik di tempatnya ketika proyek selesai. Upaya rekayasa desain yang cukup besar diperlukan untuk menyiapkan serangkaian dokumen kontrak yang baik.

Namun, rekayasa konstruksi tidak begitu dikenal. Hal ini mencakup pengaturan dan pengarahan operasi fabrikasi dan pemasangan yang diperlukan untuk menghasilkan elemen baja struktural dengan bentuk lengkung atau "tanpa beban" yang tepat, dan memasangnya dengan aman dan efisien di tempatnya dalam struktur, sehingga struktur yang telah selesai dalam kondisi beban mati dan pada suhu normal akan memenuhi persyaratan geometris dan tegangan yang ditetapkan pada gambar desain.

Empat pertimbangan utama dapat dicatat: (1) rekayasa desain dipraktikkan secara luas dan cukup dipahami, dan merupakan subjek dari aliran makalah teknis yang stabil; (2) rekayasa konstruksi hanya dipraktikkan secara terbatas, tidak dipahami dengan baik, dan hampir tidak pernah dibahas; (3) untuk jembatan bentang menengah dan panjang, aspek rekayasa konstruksi kemungkinan tidak kalah pentingnya dengan aspek rekayasa desain; dan (4) kantor rekayasa konstruksi yang memiliki staf dan pengalaman yang memadai adalah hal yang langka.

1.3 REKAYASA KONSTRUKSI BISA SANGAT KRITIS

Fase konstruksi dari keseluruhan masa pakai jembatan baja besar kemungkinan akan jauh lebih berbahaya daripada fase penggunaan layanan. Pengalaman menunjukkan bahwa jembatan besar lebih mungkin mengalami kegagalan selama pemasangan daripada setelah selesai. Beberapa dekade yang lalu, rekayasa desain jembatan baja telah berkembang ke tahap di mana kemungkinan kegagalan struktural di bawah beban layanan menjadi sangat kecil. Namun, fase pemasangan untuk jembatan besar pada dasarnya kurang aman, terutama karena prospek ketidakcukupan dalam rekayasa konstruksi dan implementasinya di lokasi kerja. Bahaya yang terkait dengan pemasangan jembatan baja besar akan mudah terlihat dari tinjauan ilustrasi dalam bab ini.



Gambar 1.1 Kegagalan Jembatan Girder Baja Selama Pemasangan, 1995. Kegagalan Jembatan Baja Seperti Ini Menimbulkan Kecurigaan Bahwa Aspek Rekayasa Konstruksi Tidak Diperhatikan Dengan Benar.

Untuk jembatan baja yang signifikan, kunci integritas konstruksi terletak pada perencanaan dan rekayasa yang tepat dari fabrikasi dan pemasangan struktur baja. Sebaliknya, kegagalan untuk memperhatikan rekayasa konstruksi dengan benar merupakan undangan menuju bencana. Bahkan, tesis ini sangat meyakinkan sehingga setiap kali terjadi kegagalan jembatan baja selama konstruksi (lihat misalnya Gambar 1.1), masuk akal untuk berasumsi

bahwa investigasi rekayasa konstruksi tidak memadai, tidak diimplementasikan dengan benar, atau keduanya.

1.4 PREMIS DAN TUJUAN REKAYASA KONSTRUKSI

Selama rangkaian pemasangan, berbagai komponen jembatan baja dapat mengalami tegangan yang sangat berbeda dari tegangan yang akan terjadi di bawah beban layanan dan yang telah diperhitungkan oleh perancang. Sebagai contoh, selama konstruksi mungkin ada derek yang bergerak dan bekerja pada struktur yang sebagian telah didirikan, dan struktur tersebut mungkin menjorok keluar beberapa jarak sehingga elemen yang dirancang untuk tegangan menjadi tertekan dan sebaliknya. Dengan demikian, kontraktor pekerjaan baja perlu merekayasa elemen jembatan melalui berbagai beban konstruksi, dan memperkuat serta menstabilkannya sesuai kebutuhan. Lebih lanjut, kontraktor mungkin perlu menyediakan elemen sementara untuk menopang dan menstabilkan struktur saat melewati konfigurasi pemasangan yang berurutan.

Selain masalah kekuatan, ada juga pertimbangan geometris. Kontraktor pekerjaan baja harus merekayasa urutan konstruksi langkah demi langkah untuk memastikan bahwa struktur akan terpasang dengan benar saat pemasangan berlangsung, dan bahwa elemen akhir atau penutup dapat dipindahkan ke posisi dan dihubungkan. Terakhir, tentu saja, kontraktor pekerjaan baja harus melakukan studi rekayasa yang diperlukan untuk memastikan bahwa geometri dan tegangan struktur yang telah selesai pada suhu normal akan sesuai dengan persyaratan rencana dan spesifikasi desain.

1.5 FABRIKASI DAN PEMASANGAN YANG DITAMPILKAN PADA RENCANA DESAIN

Sayangnya, tingkat upaya rekayasa yang diperlukan untuk mencapai fabrikasi dan pemasangan struktur baja yang aman dan efisien tidak dipahami atau dihargai secara luas di kantor desain jembatan, bahkan oleh banyak kontraktor baja. Jarang sekali kita menemukan tingkat kemampuan dan upaya yang memadai dalam rekayasa konstruksi.

Gambar desain untuk jembatan penting terkadang menampilkan skema pemasangan, meskipun sebagian besar perancang tidak berpengalaman dalam praktik teknik pemasangan dan biasanya hanya melakukan upaya minimal atau bahkan dangkal pada studi pemasangan. Skema yang digambarkan mungkin tidak praktis, atau mungkin tidak sesuai dengan peralatan dan pengalaman penawar atau kontraktor. Oleh karena itu, penawar atau kontraktor mungkin melakukan kesalahan serius jika ia mengandalkan skema pemasangan yang digambarkan pada rencana desain.

Sebagai contoh upaya pemasangan yang salah arah dari pihak perancang, ada kasus di mana rencana desain menunjukkan pemasangan kantilever dengan menggunakan alat bantu pemasangan dek, dengan anggota permanen diperkuat sesuai untuk mengakomodasi beban pemasangan; tetapi penawar yang berhasil memilih untuk menggunakan derek pemasangan di atas air dengan lengan panjang, sehingga menghilangkan kebutuhan akan sebagian besar atau seluruh penguatan pemasangan yang disediakan pada rencana desain. Lebih lanjut, bahkan dalam kasus-kasus di mana kontraktor memutuskan untuk membangun dengan

metode kantilever seperti yang diantisipasi dalam rencana, hampir tidak ada cara bagi insinyur perancang untuk mengetahui berat dan dimensi alat bantu pemasangan kontraktor.

1.6 KELAYAKAN PEMASANGAN

Tentu saja, perancang jembatan memiliki tanggung jawab tertentu kepada kliennya dan kepada publik sehubungan dengan pemasangan struktur baja jembatan. Tanggung jawab ini meliputi: (1) memastikan, selama tahap desain, bahwa ada metode yang layak dan ekonomis untuk memasang struktur baja; (2) menetapkan dalam dokumen kontrak setiap pedoman dan batasan pemasangan yang diperlukan; dan (3) meninjau skema pemasangan kontraktor, termasuk penguatan apa pun yang mungkin diperlukan, untuk memverifikasi kesesuaiannya. Perlu dicatat bahwa peninjauan terakhir ini tidak membebaskan kontraktor dari tanggung jawab atas kecukupan dan keselamatan operasi lapangan.

Catatan sejarah jembatan mencakup sejumlah kasus di mana insinyur perancang gagal mempertimbangkan kelayakan pemasangan. Dalam satu contoh yang patut diperhatikan, rencana desain menunjukkan bentang utama sepanjang 1200 kaki (366 m) untuk penyeberangan panjang di atas sungai yang lebar sebagai lengkungan baja terikat yang estetik.

Namun, pemasangan bentang seperti itu di tengah sungai tidak praktis; salah satu penawar menemukan bahwa tonase perancah yang dibutuhkan hampir sama dengan berat struktur baja bentang lengkung permanen. Setelah pembukaan penawaran, pemilik menemukan harga yang dikutip jauh di luar sumber daya yang tersedia, dan bentang utama lengkungan terikat dibuang demi struktur kantilever, yang kebutuhan perancah pemasangannya minimal dan praktis. Perlu dicatat bahwa insinyur desain dapat menghindari kesalahan serius seperti ini, dengan cara sederhana yaitu berkonsultasi dengan calon penawar selama tahap desain awal jembatan besar.

Kelayakan Pelaksanaan Erection

Tentu saja, perancang jembatan memiliki tanggung jawab tertentu terhadap kliennya serta terhadap masyarakat umum terkait dengan pelaksanaan erection struktur baja jembatan. Tanggung jawab ini meliputi: (1) memastikan, pada tahap perencanaan, bahwa tersedia metode erection yang layak dan ekonomis untuk memasang struktur baja; (2) menetapkan dalam dokumen kontrak seluruh pedoman dan pembatasan erection yang diperlukan; dan (3) menelaah metode pelaksanaan yang diusulkan oleh kontraktor, termasuk setiap perkuatan tambahan yang mungkin diperlukan, guna memverifikasi kelayakannya. Perlu dicatat bahwa penelaahan terakhir ini tidak membebaskan kontraktor dari tanggung jawab atas kecukupan dan keselamatan pelaksanaan pekerjaan di lapangan.

Analisis kegagalan jembatan menunjukkan sejumlah kasus di mana insinyur perencanaan gagal mempertimbangkan kelayakan erection. Dalam salah satu contoh yang menonjol, gambar rencana menunjukkan bentang utama sepanjang 1.200 ft (366 m) untuk sebuah penyeberangan panjang di atas sungai lebar, dengan bentuk lengkung baja bertipe *tied-arch* yang secara estetika menarik. Namun, pelaksanaan erection bentang tersebut di tengah sungai terbukti tidak praktis; salah satu penawar menemukan bahwa tonase perancah yang dibutuhkan hampir sama dengan berat struktur baja lengkung permanen itu sendiri. Setelah

pembukaan penawaran, pemilik proyek mendapati bahwa harga yang diajukan jauh melampaui sumber daya yang tersedia, sehingga bentang utama bertipe *tied-arch* tersebut dibatalkan dan digantikan dengan struktur *through-cantilever*, yang kebutuhan perancah erection-nya minimal dan lebih praktis.

Perlu dicatat bahwa insinyur perencana dapat menghindari kesalahan serius seperti ini melalui langkah sederhana, yaitu melakukan konsultasi dengan calon peserta lelang pada tahap perencanaan pendahuluan suatu jembatan utama.

Ilustrasi Tantangan Dalam Rekayasa Konstruksi

Keterbatasan ruang tidak memungkinkan cakupan komprehensif dari berbagai tantangan teknis yang sulit yang dapat dihadapi oleh insinyur konstruksi selama pemasangan berbagai jenis jembatan baja besar. Namun, beberapa konsepsi tentang jenis masalah pemasangan struktur baja, metode yang tersedia untuk menyelesaikannya, dan bahaya yang terlibat dapat disampaikan melalui gambar jembatan dalam berbagai tahap pemasangan; lihat ilustrasi dalam teks.

1.7 HAMBATAN TERHADAP REKAYASA KONSTRUKSI YANG EFEKTIF

Terdapat kecenderungan yang disayangkan di antara para insinyur perancang untuk memandang rekayasa konstruksi sebagai hal yang relatif tidak penting. Pandangan ini mungkin diperkuat oleh fakta bahwa hanya sedikit perancang yang memiliki pengalaman signifikan dalam rekayasa konstruksi.

Lebih lanjut, para manajer di industri konstruksi harus melihat biaya secara kritis, dan mereka dapat dengan mudah mengembangkan sikap bahwa para insinyur mereka melakukan studi dan perhitungan teoritis yang tidak perlu, terlepas dari dunia praktis. (Dan memang, ini terkadang bisa terjadi.) Kekhawatiran manajemen semacam itu dapat menjadi hambatan serius bagi para insinyur staf yang melihat perlunya memiliki cukup uang dalam tender jembatan untuk menutupi upaya rekayasa konstruksi yang tepat untuk proyek tersebut.

Ada kecenderungan bagi manajemen perusahaan konstruksi baja untuk mengurangi alokasi biaya teknik konstruksi, sebagian karena kekhawatiran ini dan sebagian lagi karena kekhawatiran bahwa penawar lain tidak akan mengalokasikan dana yang cukup untuk teknik konstruksi. Upaya ini sering dianggap oleh manajemen perusahaan sebagai "keburukan yang diperlukan" — sesuatu yang lebih mereka sukai untuk tidak diganggu atau dibebani.

Oleh karena itu, teknik konstruksi cenderung menjadi bidang usaha yang sulit. Cara bagi para insinyur staf untuk mendapatkan kepercayaan manajemen sudah jelas — mereka perlu melakukan investigasi mereka hingga tingkat kemahiran teknis yang akan mendapatkan rasa hormat dan dukungan manajemen, dan mereka harus terus memberi tahu manajemen tentang apa yang mereka lakukan dan mengapa hal itu diperlukan. Adapun kekhawatiran manajemen bahwa penawar jembatan lainnya tidak akan memasukkan banyak uang untuk teknik konstruksi ke dalam paket mereka, kekhawatiran ini tidak diragukan lagi sering kali beralasan, dan sulit untuk melihat bagaimana kontraktor baja yang bertanggung jawab dapat mengatasi masalah ini.

Contoh Alokasi Dan Upaya Rekayasa Konstruksi Yang Tidak Memadai

Bahkan dengan niat terbaik sekalipun, alokasi dana penawar untuk rekayasa konstruksi dapat tidak memadai. Sebuah contoh kasus melibatkan jembatan rangka kantilever bentang panjang yang sangat berat yang melintasi sungai besar. Struktur atas jembatan tersebut memiliki harga kontrak sekitar Rp.300 miliar, termasuk alokasi sebesar Rp.1.500.000.000 atau sekitar setengah dari 1%, untuk rekayasa konstruksi struktur baja permanen (yaitu, tidak termasuk hal-hal seperti desain peralatan pemasangan). Seiring dengan kemajuan fabrikasi dan pemasangan, banyak masalah teknis yang tidak terduga muncul, termasuk aspek patah getas pada beberapa jenis baja struktural berkekuatan tinggi, dan ketidakstabilan aerodinamis dari anggota rangka vertikal dan diagonal berbentuk H. Pada akhirnya, upaya rekayasa konstruksi kontraktor mencapai sekitar Rp.13 miliar, hampir sembilan kali lipat dari perkiraan biaya.

Contoh penting lainnya — kali ini dalam ranah bangunan — melibatkan proyek desain dan konstruksi untuk hanggar perawatan pesawat di bandara internasional terkemuka. Terdapat dua bangunan besar dan rumit, masing-masing berukuran 100×150 m (328×492 kaki) dalam denah dan setinggi 37 m (121 kaki) dengan atap rangka ruang sedalam 10 m (33 kaki). Setiap bangunan berisi sekitar 2450 ton baja struktural. Kontraktor desain dan konstruksi baja telah mengajukan penawaran sekitar Rp.300 miliar, dan di dalamnya terdapat jumlah yang luar biasa sebesar Rp.6.000.000 untuk rekayasa konstruksi, dengan harapan bahwa pekerjaan ini dapat dilakukan secara insidental oleh insinyur proyek di "waktu luangnya."

Saat kontrak baja berjalan, dengan cepat menjadi jelas bahwa upaya rekayasa konstruksi telah diremehkan secara besar-besaran. Kontraktor tersebut kemudian menambah jumlah staf secara tepat dan melakukan studi mendalam, yang menghasilkan manual prosedur pemasangan terperinci setebal sekitar 270 halaman yang menunjukkan hal-hal seperti peralatan pemasangan dan penempatan serta jaraknya; persyaratan perancah; alat pengangkat dan fasilitas dongkrak; studi tegangan, stabilitas, dan geometris untuk beban gravitasi dan angin; instruksi langkah demi langkah untuk menaikkan, memasuki, dan menghubungkan komponen struktur baja; menutup dan mengayunkan struktur atap dan rangka portal; dan pedoman serta prosedur pengelasan. Manual prosedur pemasangan ini ternyata menjadi faktor kunci keberhasilan pekerjaan lapangan. Biaya upaya rekayasa konstruksi ini mencapai sekitar sepuluh kali lipat dari perkiraan, tetapi masih hanya seperlima dari 1% dari total biaya kontrak.

Dalam contoh lain, kontraktor umum struktur baja besar dibujuk untuk mensubkontrak pemasangan jembatan rangka kantilever bentang panjang kepada kontraktor pemasangan terkemuka, yang *harga* penawarannya lebih rendah daripada perkiraan *biaya* kontraktor umum. Selama siklus pemasangan, para insinyur kontraktor umum melakukan beberapa kunjungan ke lokasi proyek untuk mengamati kemajuan, dan terkejut serta kecewa melihat betapa sedikitnya rekayasa dan perencanaan pemasangan yang telah dilakukan. Misalnya, pihak pemasang tidak menyediakan pemasangan dongkrak di titik-titik dongkrak bagian bawah untuk penutupan bentang utama; hal itu diserahkan kepada tim lapangan untuk menyediakan

komponen bantalan dongkrak di dalam sambungan bagian bawah dan untuk menemukan dongkrak yang dibutuhkan di pasar lokal.

Ketika instalasi yang dibangun di lokasi proyek diuji, ditemukan bahwa instalasi tersebut tidak mampu mengangkat beban kantilever, dan proyek harus dihentikan sementara insinyur lapangan mencari dongkrak dengan kapasitas yang lebih besar. Lebih lanjut, beberapa elemen tekan tampaknya tidak ditopang dengan benar untuk menahan beban pemasangan; pihak pemasang tidak merekayasa elemen-elemen tersebut, tetapi hanya berasumsi bahwa elemen-elemen tersebut memadai. Menjadi jelas bahwa pihak pemasang tidak menilai kecukupan pemasangan elemen jembatan dan hanya melakukan sedikit atau tidak sama sekali perencanaan dan rekayasa evolusi kritis yang akan dilakukan di lapangan.

Banyak contoh lain tentang kurangnya perhatian terhadap rekayasa konstruksi dapat disajikan. Pengalaman menunjukkan bahwa jumlah uang dan waktu yang dialokasikan oleh kontraktor baja untuk rekayasa konstruksi seringkali jauh lebih sedikit daripada yang diinginkan atau diperlukan. Jelas, upaya yang dihabiskan untuk rekayasa konstruksi itu bermanfaat; jelas lebih efisien dan lebih murah, dan tentu saja jauh lebih aman, untuk merencanakan dan merekayasa konstruksi baja di kantor sebelum pekerjaan dimulai, daripada menyerahkan hal-hal penting ini kepada tenaga kerja lapangan. Hanya beberapa kesalahan langkah di lokasi, dengan pemborosan tenaga kerja dan jam peralatan yang sesuai, akan dengan cepat menghabiskan sejumlah uang yang jauh lebih besar daripada yang dibutuhkan untuk upaya rekayasa konstruksi yang tepat — belum lagi biaya kecelakaan kerja yang mungkin terjadi.

Pertanyaan yang jelas adalah “Mengapa rekayasa konstruksi tidak diperhatikan dengan benar?” Bukankah para kontraktor belajar, setelah satu atau dua pengalaman buruk, bahwa perencanaan dan rekayasa konstruksi proyek jembatan penting yang menyeluruh itu perlu dan hemat biaya? Pengalaman dan pengamatan tampaknya menunjukkan bahwa beberapa kontraktor pekerjaan baja mempelajari pelajaran ini, sementara banyak yang tidak. Selalu ada tekanan untuk mengurangi harga penawaran hingga seminimal mungkin, dan menambahkan sejumlah kecil biaya untuk rekayasa konstruksi pasti akan mengurangi prospek menjadi penawar terendah.

Pertimbangan Yang Mengatur Praktik Rekayasa Konstruksi

Tidak ada buku teks atau manual yang mendefinisikan bagaimana melakukan pekerjaan rekayasa konstruksi yang tepat. Dalam konstruksi jembatan (dan tidak diragukan lagi dalam konstruksi bangunan juga), rekayasa konstruksi cenderung menjadi masalah pengalaman, keahlian, kebijakan, dan praktik masing-masing perusahaan. Biasanya ada lebih dari satu cara untuk membangun struktur, tergantung pada kecerdasan dan keterampilan rekayasa kontraktor, penilaian risiko dan kecenderungannya untuk menanggung risiko, pengalaman tenaga kerja fabrikasi dan pemasangannya, peralatan yang tersedia, dan preferensi pribadinya. Pengalaman menunjukkan bahwa setiap proyek berbeda; dan meskipun akan ada kesamaan dari satu jembatan dengan tipe tertentu ke jembatan lainnya, rekayasa konstruksi harus dilakukan berdasarkan proyek individual. Banyak aspek proyek yang sedang dikerjakan akan berbeda dari pekerjaan serupa sebelumnya, dan mungkin juga ada

pertimbangan dan persyaratan rekayasa baru untuk proyek tertentu yang tidak muncul pada pekerjaan serupa sebelumnya.

Selama fase estimasi dan penawaran proyek, kontraktor baja jembatan yang bijaksana dan berpengalaman akan "memulai dari awal" dan melakukan studi fabrikasi dan pemasangan sendiri, terlepas dari skema pemasangan dan informasi apa pun yang mungkin ditunjukkan pada rencana desain. Studi ini dapat melibatkan pengeluaran waktu dan uang yang cukup besar, dan dengan demikian menempatkan kontraktor tersebut pada posisi yang kurang menguntungkan dibandingkan dengan para penawar yang bersedia mengandalkan studi yang tergesa-gesa dan dangkal, atau — jika insinyur desain telah menunjukkan skema pemasangan — untuk sekadar berasumsi bahwa skema tersebut telah dirancang dengan benar dan melanjutkan penggunaannya. Kontraktor yang bertanggung jawab, di sisi lain, akan menilai metode konstruksi yang layak dan mengevaluasi biaya dan risikonya, lalu membuat pilihannya.

Setelah kontrak ditandatangani, kontraktor akan menjelaskan bagaimana ia bermaksud untuk melakukan fabrikasi dan pemasangan, dalam rencana terperinci yang dapat melibatkan sejumlah besar lembar perhitungan dan gambar beserta dokumen prosedur konstruksi. Adalah tepat bagi insinyur desain atas nama kliennya untuk meninjau rencana kontraktor dengan cermat, melakukan pengecekan pertimbangan konstruksi, dan mengajukan pertanyaan yang sesuai. Jika kontraktor tidak setuju dengan komentar perancang, kedua pihak akan bertemu untuk meninjau dan berdiskusi, dan pada akhirnya mereka menyepakati faktor-faktor penting seperti prosedur dan urutan fabrikasi dan pemasangan, berat dan posisi peralatan pemasangan, desain perancah dan komponen sementara lainnya, penegangan dan penguatan struktur baja permanen, stabilitas pemasangan dan penguatan komponen kritis, pengukuran pemeriksaan pemasangan yang mungkin diperlukan, dan operasi penutupan dan penggeseran bentang.

Persetujuan insinyur perancang diperlukan untuk rencana fabrikasi tertentu, seperti pembengkokan anggota individual; namun, dalam kebanyakan kasus, perancang harus menghindari *persetujuan* aktual atas rencana konstruksi kontraktor karena ia tidak berada dalam posisi untuk menerima tanggung jawab konstruksi, dan terlalu banyak hal yang dapat terjadi selama evolusi lapangan yang berada di luar kendali perancang.

Perlu ditekankan bahwa meskipun insinyur perancang biasanya tidak memiliki pengalaman yang signifikan dalam konstruksi struktur baja, kontraktor harus menerima komentarnya dan mengevaluasinya dengan cermat dan hormat. Dalam proyek jembatan besar, banyak hal terkait konstruksi dapat diperbaiki, atau menjadi di luar kendali, atau dapat ditingkatkan, dan kontraktor harus memanfaatkan setiap kesempatan untuk meningkatkan prospek dan kinerjanya. Kontraktor yang berpengalaman akan memastikan bahwa ia bekerja secara konstruktif dengan insinyur perancang, menjauhkan diri dari sikap antagonis atau konfrontatif.

Pertimbangan Kelengkungan

Salah satu masalah teknik konstruksi pertama yang harus diselesaikan oleh kontraktor jembatan baja adalah kelengkungan komponen jembatan individual. Rencana desain akan menunjukkan "garis besar geometris" jembatan, yaitu bentuknya di bawah kondisi beban yang

ditentukan — umumnya beban mati penuh — pada suhu normal. Namun, kontraktor membuat elemen jembatan dalam kondisi tanpa beban, dan pada "suhu bengkel" — suhu di mana pita pengukur bengkel telah distandarisasi dan akan memiliki panjang yang benar. Perbedaan antara bentuk elemen di bawah beban mati penuh dan suhu normal, dan bentuknya pada kondisi tanpa beban dan suhu bengkel, didefinisikan sebagai kelengkungan elemen.

Meskipun kelengkungan pada dasarnya adalah konsep yang sederhana, seringkali disalahpahami; bahkan, seringkali tidak didefinisikan dengan benar dalam spesifikasi desain dan dokumen kontrak. Sebagai contoh, kelengkungan balok dan gelagar telah didefinisikan dalam spesifikasi sebagai “kelengkungan yang ditimbulkan pada suatu elemen untuk mengakomodasi kelengkungan vertikal permukaan tanah dan untuk mengimbangi defleksi yang diantisipasi yang ditunjukkan pada gambar rencana ketika elemen tersebut berada pada posisi terpasang di dalam struktur. Kelengkungan harus diukur pada posisi terpasang ini...” Definisi ini tidak benar, dan mencerminkan kesalahpahaman umum tentang istilah kunci dalam rekayasa struktur. Kelengkungan elemen lentur bukanlah kelengkungan, juga tidak ada hubungannya dengan kelengkungan vertikal permukaan tanah, dan tidak diukur dengan elemen dalam posisi terpasang. Kelengkungan — dari elemen lentur, atau elemen lainnya — adalah *perbedaan* bentuk elemen di bawah garis luar fabrikasi tanpa beban dibandingkan dengan garis luar geometrisnya; dan itu “diukur” — yaitu, dimensi yang melengkung diterapkan pada elemen — bukan ketika berada pada posisi terpasang (apa pun itu), tetapi ketika berada dalam kondisi *tanpa beban*.

Singkatnya, kelengkungan adalah *perbedaan* bentuk dan bukan bentuk itu sendiri. Balok dan gelagar umumnya diberi kelengkungan untuk mengimbangi lenturan beban mati, dan elemen rangka untuk mengimbangi gaya aksial beban mati. Namun, penyempurnaan lebih lanjut dapat diperkenalkan sesuai kebutuhan; misalnya, elemen kotak lengkung-rusuk jembatan Lewiston-Queenston (Gambar 1.4) diberi kelengkungan untuk mengimbangi gaya aksial beban mati, lenturan, dan geser.

Kesalahpahaman umum lainnya mengenai kelengkungan elemen jembatan melibatkan pengaruh skema pemasangan terhadap kelengkungan. Skema pemasangan mungkin memerlukan penguatan elemen tertentu, dan ini pada gilirannya akan memengaruhi kelengkungan elemen tersebut (dan mungkin juga elemen lain, dalam kasus struktur statis tak tentu). Namun, pembuat struktur hanya boleh menangani masalah kelengkungan setelah ukuran akhir semua elemen jembatan telah ditentukan. Kelengkungan merupakan fungsi dari sifat elemen, dan tidak ada gunanya menghitung kelengkungan untuk elemen yang luas penampangnya mungkin akan meningkat kemudian karena gaya pemasangan.

Dengan demikian, skema pemasangan dapat memengaruhi sifat-sifat elemen yang dibutuhkan, dan ini pada gilirannya akan memengaruhi kelengkungan elemen; tetapi skema pemasangan itu sendiri tidak memiliki pengaruh apa pun terhadap kelengkungan. Jelas, manuver tegangan dan regangan sementara yang akan dialami suatu elemen, antara kondisi tanpa beban di bengkel dan kondisi beban mati penuh pada struktur yang telah selesai, tidak dapat memengaruhi perhitungan kelengkungan untuk elemen tersebut.

Untuk mengilustrasikan prinsip-prinsip umum yang mengatur prosedur kelengkungan, pertimbangkan rangka utama jembatan rangka. Langkah pertama adalah menentukan prosedur pemasangan yang akan digunakan, dan untuk meningkatkan kekuatan elemen rangka seperlunya untuk menahan gaya pemasangan.

Selanjutnya, berat beban mati jembatan ditentukan, dan gaya beban mati elemen serta luas penampang efektif dihitung. Sekarang pertimbangkan sebuah elemen batang rangka yang memiliki panjang geometris 49,1921 kaki dari titik panel ke titik panel dan luas penampang efektif 344,5 in.², yang menahan gaya tekan beban mati sebesar 4230 kips. Suhu normal jembatan adalah 45F dan suhu bengkel adalah 68F. Kita lanjutkan sebagai berikut:

1. Asumsikan bahwa elemen batang berada di tempatnya di jembatan, pada beban mati penuh -4230 kips dan suhu normal 45F.
2. Lepaskan elemen dari jembatan, sehingga gaya tekannya menjadi nol. Panjang elemen akan bertambah sebesar ΔL_s :

$$\Delta L_s = \frac{SL}{AE} = \frac{4230 \text{ kips} \times 5.1921 \text{ ft}}{319.5 \text{ in}^2 \times 29000 \text{ kips/in}^2} = 0.0208 \text{ ft}$$

3. Sekarang naikan suhu komponen dari 45F menjadi 68F. Komponen akan bertambah panjang sebesar ΔL_t :

$$\Delta L_t = L\alpha t = (5.1921 + 0.0208) \text{ ft} \times 0.0000065 / \text{deg} \times (68 - 45) \text{ deg} = 0.0074 \text{ ft}$$

4. Total peningkatan panjang anggota adalah:

$$\Delta L_s = \frac{SL}{AE} = \frac{4230 \text{ kips} \times 5.1921 \text{ ft}}{319.5 \text{ in}^2 \times 29000 \text{ kips/in}^2} = 0.0208 \text{ ft}$$

5. Panjang elemen lengkung teoritis — panjang tanpa beban pada suhu 68F — adalah:

$$L_{tc} = 5.1921 + 0.0282 = 5.2203 \text{ ft}$$

6. Dengan membulatkan L_{tc} ke 1/32 inci terdekat, kita peroleh panjang anggota melengkung untuk fabrikasi sebagai berikut:

$$L_{fc} = 49 \text{ ft } 2 \frac{21}{32} \text{ in}$$

Oleh karena itu, prosedur umum untuk membuat lengkungan pada elemen jembatan jenis apa pun dapat diringkas sebagai berikut:

1. Perkuat struktur untuk menampung gaya pemasangan, sebagaimana yang mungkin diperlukan.
2. Tentukan berat beban mati jembatan, dan gaya beban mati anggota yang sesuai serta luas penampang efektifnya.
3. Mulai dengan struktur dalam garis besar geometrisnya, lepaskan anggota yang akan dilengkungkan.
4. Biarkan gaya beban mati pada anggota turun menjadi nol, sehingga mengubah bentuknya menjadi bentuk yang sesuai dengan kondisi tanpa beban.
5. Ubah lebih lanjut bentuk anggota agar sesuai dengan bentuk pada suhu bengkel.
6. Lakukan pembulatan dimensi anggota yang mungkin diperlukan untuk tujuan praktis.
7. Perubahan total bentuk anggota — dari geometris (pada suhu normal) ke tanpa beban pada suhu bengkel — merupakan kelengkungan anggota.

Perlu dicatat bahwa pelat penguat untuk sambungan rangka jembatan selalu dibuat dengan sumbu anggota penghubung yang masuk pada sudut geometrisnya. Saat anggota didirikan dan sambungan dipasang, momen lentur sekunder akan timbul pada sambungan rangka di bawah kondisi hanya beban baja; Namun, momen sekunder ini akan hilang ketika jembatan mencapai kondisi beban mati penuhnya.

Dua Pendekatan Umum Untuk Fabrikasi Dan Pemasangan Struktur Baja Jembatan

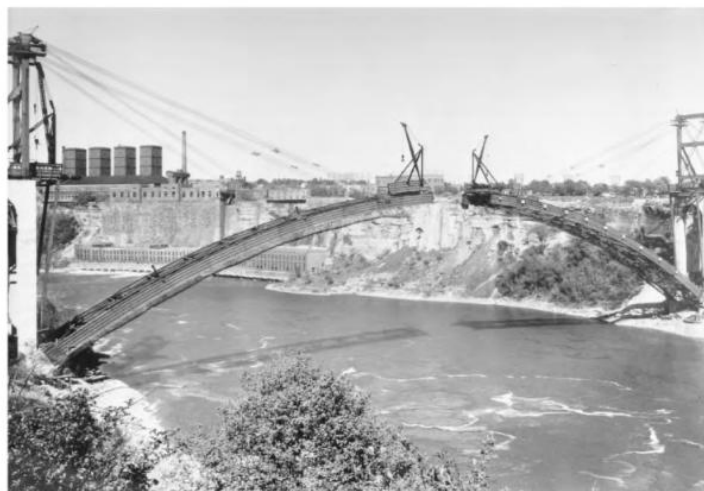
Seperti yang telah dinyatakan sebelumnya, tujuan dalam konstruksi jembatan baja adalah untuk memfabrikasi dan memasang struktur sehingga memiliki geometri dan tegangan yang ditentukan pada rencana desain, di bawah beban mati penuh pada suhu normal. Geometri ini dikenal sebagai garis besar geometris. Dalam kasus jembatan baja, selama beberapa dekade, terdapat dua prosedur umum untuk mencapai tujuan ini:

1. Prosedur “penyesuaian lapangan” — Melakukan program survei dan pengukuran struktur baja secara berkelanjutan di lapangan seiring dengan kemajuan pemasangan, dalam upaya untuk menemukan kekurangan fabrikasi dan pemasangan; dan melakukan penyesuaian struktur baja secara berkelanjutan dalam upaya untuk mengkompensasi kekurangan tersebut dan kesalahan pada garis dasar bentang dan elevasi pilar.
2. Prosedur “kontrol bengkel” — Mengandalkan sepenuhnya pada survei tingkat pertama garis dasar bentang dan elevasi pilar, serta pada fabrikasi dan pemasangan baja yang akurat yang dilengkapi dengan rekayasa konstruksi yang cermat; dan melanjutkan pemasangan tanpa penyesuaian lapangan apa pun, dengan dasar bahwa geometri beban mati dan tegangan jembatan yang dihasilkan akan sebaik mungkin.

Perancang jembatan cenderung melebih-lebihkan kemampuan tenaga lapangan untuk melakukan pengukuran yang akurat dan penyesuaian yang efektif pada struktur yang sebagian telah dipasang, dan pada saat yang sama mereka cenderung meremehkan efek positif dari fabrikasi dan pemasangan jembatan baja yang presisi. Akibatnya, kami terus menemukan gambar kontrak untuk jembatan baja besar yang memerlukan evolusi lapangan seperti berikut:

1. **Rangka dan balok kontinu** — Pada tahap yang ditentukan, ukur atau “timbang” reaksi pada setiap pilar, bandingkan dengan nilai teoritis yang dihitung, dan tambahkan atau kurangi shim bantalan untuk menyelaraskan nilai terukur dengan nilai yang dihitung.
2. **Jembatan lengkung** — Dengan rusuk lengkung yang telah dipasang hingga pertengahan bentang dan hanya bagian "mahkota" penutup yang pendek yang belum terpasang, ukur gaya dorong dan momen di mahkota, bandingkan dengan nilai teoritis yang dihitung, dan kemudian sesuaikan bentuk bagian penutup untuk mengoreksi kesalahan dalam pengukuran panjang bentang dan sudut permukaan tumpuan pada penyangga miring, bersama dengan kesalahan fabrikasi dan pemasangan yang terakumulasi.
3. **Jembatan gantung** — Setelah pemasangan kawat kabel atau untai pertama melintasi bentang dari jangkar ke jangkar, survei lendutannya di setiap bentang dan sesuaikan lendutan ini agar sesuai dengan nilai teoritis yang dihitung.
4. **Jembatan lengkung dan jembatan gantung** — Lakukan survei profil dek di sepanjang setiap sisi jembatan dalam kondisi hanya beban baja, bandingkan hasil survei dengan profil teoritis, dan beri bantalan pada soket penggantung sehingga balok lantai jembatan menjadi rata pada struktur yang telah selesai.
5. **Jembatan kabel pancang** — Pada setiap tahap pemasangan struktur baja dek, sesuaikan tegangan pada kabel pancang yang baru dipasang agar profil dek yang telah disurvei dan tegangan kabel pancang yang diukur sesuai dengan data teoritis yang dihitung.

Terdapat dua hambatan utama terhadap keberhasilan prosedur “penyesuaian lapangan” apa pun jenisnya: (1) penentuan kondisi geometris dan tegangan aktual struktur yang sebagian telah didirikan dan komponen-komponennya di lapangan belum tentu definitif, dan (2) perhitungan kondisi geometris dan tegangan teoritis “yang tepat” atau “target” yang sesuai kemungkinan besar akan terbukti kurang otoritatif.

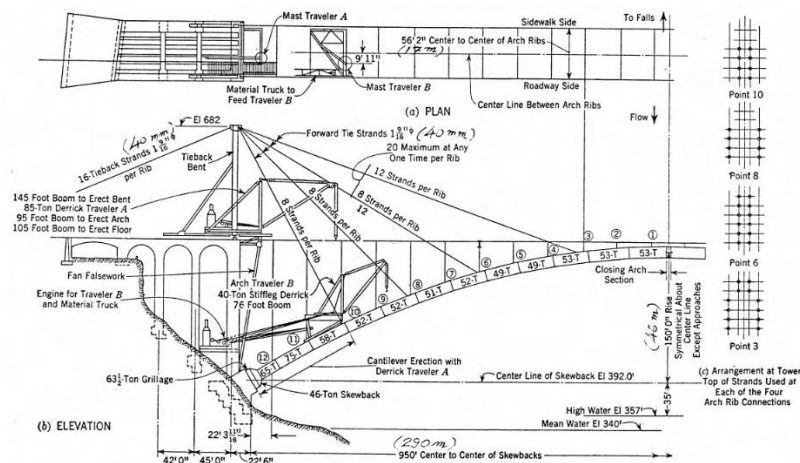


Gambar 1.2 Pemasangan Rusuk Lengkung, Jembatan Pelangi, Niagara Falls, New York, 1941. Bentang Jembatan Adalah 950 Kaki (290 M), Dengan Ketinggian 150 Kaki (46 M); Rusuk Kotak Berukuran 3 × 12 Kaki (0,91 × 3,66 M). Pengikat Dipasang Mulai Dari Ujung Tingkat Ketiga

Dan Digeser Ke Depan Seiring Kemajuan Pemasangan (Lihat Gambar 1.3). Banyak Struktur Baja Permanen Digunakan Pada Penyangga Pengikat. Derek Pada Jalan Masuk Memuat Struktur Baja Ke Gerbong Material Yang Bergerak Naik Di Sepanjang Rusuk Lengkung. Para Pekerja Terlihat Sedang Memasang Bagian-Bagian Lengkung Rangka Jembatan Yang Terakhir, Sehingga Hanya Menyisakan Bagian Mahkota Penutup Yang Pendek Untuk Dipasang. Kanada Berada Di Sebelah Kanan, AS Di Sebelah Kiri.

Contoh Konstruksi Jembatan Lengkung

Dalam kasus bagian penutup jembatan lengkung yang telah disebutkan sebelumnya, pengalaman dalam konstruksi dua jembatan lengkung tetap utama yang melintasi ngarai Sungai Niagara dari AS ke Kanada — jembatan lengkung Rainbow dan Lewiston-Queenston (lihat Gambar 1.2 hingga 1.5) — telah menunjukkan kesulitan, dan bahkan kesia-siaan, upaya untuk membuat kondisi geometris dan tegangan yang diukur di lapangan sesuai dengan nilai teoritis yang dihitung. Tujuan umum untuk kedua struktur tersebut adalah untuk melakukan penyesuaian pada bentuk bagian penutup rusuk lengkung di puncak (yang secara nominal panjangnya sekitar 1 kaki [0,3 m]) sehingga momen dan dorongan puncak rusuk lengkung yang sebenarnya sesuai dengan nilai teoritis yang dihitung, sehingga mengoreksi kesalahan dalam pengukuran panjang bentang, kesalahan dalam sudut permukaan tumpuan pada penyangga miring, dan kesalahan dalam fabrikasi dan pemasangan bagian rusuk lengkung.



Gambar 1.3 Jembatan Pelangi, Niagara Falls, New York, Menunjukkan Posisi Penahan Lengkung Yang Berurutan. Geometri Dan Tegangan Pemasangan Rusuk Lengkung Dikendalikan Melalui Tegangan Penahan Yang Diukur Dikombinasikan Dengan Elevasi Rusuk Lengkung Yang Disurvei.



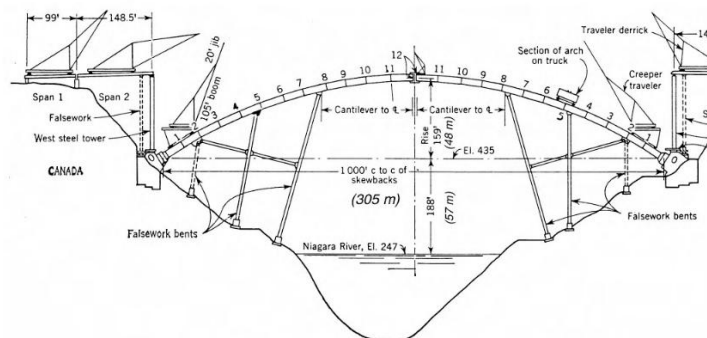
Gambar 1.4 Jembatan Lengkung Lewiston-Queenston, Dekat Niagara Falls, New York, 1918. Bentang Lengkung Tetap Terpanjang Di AS Dengan Panjang 1000 Kaki (305 M); Tingginya 159 Kaki (48 M). Penampang Rusuk Lengkung Kotak Biasanya Berukuran Sekitar $3 \times 13 - \frac{1}{2}$ Kaki ($0,9 \times 4,1$ M) Dalam Penampang Melintang Dan Sekitar $44 - \frac{1}{2}$ Kaki (13,6 M). Pekerjaan Diperkirakan Menggunakan Penahan Pemasangan (Sama Seperti Yang Ditunjukkan Pada Gambar 1.3), Tetapi Studi Selanjutnya Menunjukkan Bahwa Penyangga Miring Yang Panjang Lebih Ekonomis (Meskipun Terlihat Kurang Aman). Banyak Struktur Baja Permanen Digunakan Pada Perancah Penyangga. Derek Di Jalan Pendekatan Memuat Struktur Baja Ke Gerbong Material Yang Bergerak Naik Di Sepanjang Rusuk Lengkung. Gerbong Pengangkut Berkapasitas 115 Ton Terlihat Sedang Memasang Bagian Rusuk Lengkung Penuh Terakhir, Sehingga Hanya Menyisakan Bagian Mahkota Penutup Yang Pendek Untuk Dipasang. Kanada Berada Di Sebelah Kiri, AS Di Sebelah Kanan.

Setelah investigasi teoritis yang ekstensif dan pengukuran di lokasi, kontraktor struktur baja menemukan, dalam kasus setiap jembatan lengkung Niagara, bahwa terdapat perbedaan persentase yang besar antara nilai terukur di lapangan dan nilai teoritis yang dihitung untuk gaya dorong rusuk lengkung, momen, dan posisi garis dorong, dan bahwa pengukuran tersebut tidak dapat diinterpretasikan untuk menunjukkan koreksi apa pun terhadap bagian mahkota penutup teoritis, jika ada, yang harus dilakukan. Oleh karena itu, kontraktor menyimpulkan bahwa solusi terbaik dalam setiap kasus adalah untuk mengabaikan upaya koreksi apa pun dan hanya memasang bagian mahkota penutup dengan bentuk teoritis. Dalam setiap kasus, rekomendasi kontraktor diterima oleh insinyur perancang.

Hal-hal yang perlu diperhatikan sehubungan dengan evolusi penutupan lapangan untuk dua jembatan lengkung bentang panjang adalah bahwa pengukuran penutupan beban dongkrak yang akurat di puncak sulit diperoleh dalam kondisi lapangan; dan perhitungan dorongan dan momen puncak teoritis yang sesuai kemungkinan akan dipertanyakan karena ketidakpastian dalam beban mati, dalam berat peralatan pemasangan, dan dalam suhu struktur baja. Oleh karena itu, upaya untuk menyesuaikan bentuk bagian puncak penutup sehingga kondisi tegangan aktual rusuk lengkung lebih dekat ke kondisi teoritis yang diasumsikan kemungkinan tidak akan praktis atau berhasil.

Disimpulkan bahwa untuk rusuk lengkung yang panjang dan fleksibel, filosofi dan praktik konstruksi terbaik adalah (1) mencapai kontrol geometris keseluruhan struktur dengan

melakukan semua pekerjaan survei lapangan dan operasi fabrikasi dan pemasangan struktur baja dengan tingkat akurasi yang cermat, dan kemudian (2) mengandalkan kontrol geometris keseluruhan tersebut untuk menghasilkan struktur jadi yang memiliki tegangan dan geometri yang diinginkan. Untuk jembatan lengkung Rainbow, pertimbangan konstruksi praktis ini telah ditetapkan secara definitif oleh kontraktor dalam. Pengalaman kontraktor untuk jembatan lengkung Lewiston-Queenston serupa dengan yang dialami Rainbow, dan dilaporkan — meskipun dengan detail yang jauh lebih sedikit.



Gambar 1.5 Jembatan Lengkung Lewiston-Queenston Dekat Niagara Falls, New York. Derek Perayap Memasang Struktur Baja Untuk Bentang 1 Dan 6 Dan Memasang Derek Material Di Atasnya. Derek-Derek Ini Memasang Derek Bergerak, Yang Bergerak Maju Dan Memasang Perancah Pendukung Dan Bentang 2, 5, Dan 4. Derek Bergerak Memasang Bagian Rusuk Lengkung 1 Dan 2 Dan Perancah Pendukung Di Setiap Kemiringan, Kemudian Memasang Derek Merayap, Yang Memasang Lengkung Hingga Pertengahan Bentang.

Prosedur Konstruksi Mana Yang Lebih Disukai?

Pengalaman kontraktor dalam pembangunan dua jembatan lengkung tetap bentang panjang diuraikan secara panjang lebar karena menggambarkan teorema konstruksi kunci yang secara luas berlaku untuk fabrikasi dan pemasangan jembatan baja dari semua jenis. Teorema ini menyatakan bahwa prosedur terbaik kontraktor untuk mencapai geometri beban mati dan tegangan yang ditetapkan pada rencana desain pada struktur yang telah selesai, umumnya adalah sebagai berikut:

1. Tentukan data tegangan beban mati untuk struktur pada garis luar geometrisnya (pada suhu normal), berdasarkan berat yang dihitung secara akurat untuk semua komponen.
2. Tentukan dimensi melengkung (yaitu, "tanpa beban") dari setiap komponen. Ini melibatkan penentuan perubahan bentuk setiap komponen dari geometri beban mati, karena tegangan beban matinya dihilangkan dan suhunya diubah dari normal ke suhu bengkel.
3. Fabrikasi, dengan semua ketelitian yang semestinya, setiap komponen struktural sesuai dengan dimensi tanpa beban yang tepat — kecuali untuk komponen fleksibel tertentu seperti tali kawat dan anggota untai, yang mungkin memerlukan perlakuan khusus.

4. Lakukan perakitan anggota di bengkel dan "pengeboran ulang" lubang pada sambungan, sesuai kebutuhan.
5. Lakukan studi teknik komprehensif terhadap struktur yang sedang dibangun pada setiap tahap pembangunan utama, tentukan data tegangan dan geometris yang sesuai, dan siapkan rencana prosedur pembangunan langkah demi langkah, termasuk pengukuran pengecekan yang mungkin diperlukan atau diinginkan.
6. Selama program pembangunan, bawa semua elemen dan sambungan ke posisi yang ditentukan sebelum pengencangan baut atau pengelasan.
7. Masukkan dan sambungkan komponen struktural akhir atau penutup, mengikuti rencana prosedur penutupan, tanpa mencoba pengukuran lapangan atau penyesuaian apa pun.

Singkatnya, kunci keberhasilan konstruksi adalah menyelesaikan survei lapangan terhadap garis dasar kritis dan elevasi pendukung dengan presisi yang semestinya, melakukan studi teknik konstruksi secara komprehensif dan fabrikasi di bengkel secara akurat, dan kemudian melaksanakan evolusi pembangunan di lapangan tanpa keraguan dan upaya pengukuran dan penyesuaian yang tidak bijaksana.

Perlu dicatat bahwa tidak ada perlakuan khusus yang diberikan kepada elemen statis tak tentu; elemen tersebut difabrikasi dan dibangun dengan pertimbangan yang sama yang berlaku untuk elemen statis tertentu, seperti yang dijelaskan di atas. Perlu dicatat lebih lanjut bahwa filosofi konstruksi jembatan baja umum ini tidak sepenuhnya mengesampingkan pengukuran pengecekan, seiring berjalannya pemasangan; dalam kondisi khusus tertentu, pengukuran tegangan dan/atau geometri pada tahap pemasangan kritis mungkin diperlukan atau diinginkan untuk memastikan integritas struktural. Namun, sebelum pemasang meminta pengukuran tersebut, ia harus memastikan bahwa pengukuran tersebut akan terbukti praktis dan bermakna.

Contoh Konstruksi Kabel Jembatan Gantung

Untuk mengilustrasikan lebih lanjut filosofi konstruksi "pengendalian di bengkel", penerapannya pada kabel utama Jembatan Memorial Wm. Preston Lane, Jr., pertama, yang melintasi Teluk Chesapeake di Maryland, yang selesai pada tahun 1952 (Gambar 1.6), akan dijelaskan. Kabel jembatan gantung merupakan salah satu tantangan pemasangan jembatan yang paling sulit. Hingga "Chesapeake pertama", kabel jembatan gantung utama telah disesuaikan ke posisi yang benar di setiap bentang dengan menggunakan survei lendutan kawat atau untaian kabel yang pertama kali dipasang, menggunakan instrumen survei dan batang target. Namun, pada Jembatan Chesapeake pertama, dengan bentang utama 1600 kaki (488 m), bentang samping 661 kaki (201 m), dan bentang belakang 450 kaki (137 m), kontraktor pengerjaan baja merekomendasikan untuk meninggalkan survei lendutan kabel standar dan mengadopsi prosedur "penentuan posisi berdasarkan tanda" untuk memposisikan untaian pemandu — sebuah konsep baru yang signifikan dalam konstruksi kabel jembatan gantung.



Gambar 1.6 Bentang Suspensi Jembatan Teluk Chesapeake Pertama, Maryland, 198. Struktur Baja Dek Sedang Dipasang Dan Telah Selesai Sekitar 50%. Bagian Dek Rangka Tembus Empat Panel Yang Khas, Dengan Berat Sekitar 100 Ton, Sedang Diangkat Di Bentang Sisi Barat, Dan Juga Di Bentang Sisi Timur Pada Jarak Tertentu. Bentang Utama Adalah 1600 Kaki (488 M) Dan Bentang Samping Adalah 661 Kaki (201 M); Menara Setinggi 324 Kaki (99 M). Kabel Berdiameter 14 Inchi (356 Mm) Dan Terdiri Dari 61 Untaian Jembatan Heliks Masing-Masing (Lihat Gambar 1.8).

Alasan kontraktor struktur baja untuk "menetapkan ke tanda" dijelaskan dalam surat kepada insinyur desain (lihat Gambar 1.7). (Surat lengkapnya direproduksi karena menjelaskan filosofi konstruksi yang signifikan.) Inovasi ini diterima oleh insinyur desain. Perlu dicatat bahwa argumen utama kontraktor adalah bahwa pengaturan berdasarkan tanda akan menghasilkan penempatan kabel yang lebih akurat daripada survei lendutan. Argumen minor, yang disinggung dalam surat tersebut, adalah penghematan yang dihasilkan dalam pekerjaan rekayasa kantor persiapan dan dalam upaya rekayasa lapangan, dan kemungkinan besar juga dalam waktu konstruksi.

Setiap kabel terdiri dari 61 untaian jembatan tipe heliks standar, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.8. Untuk menerapkan prosedur pengaturan berdasarkan tanda, masing-masing dari tiga "untaian pemandu" lapisan bawah setiap kabel (yaitu, untaian 1, 2, dan 3) diukur secara akurat di bengkel manufaktur di bawah tegangan beban mati penuh yang disimulasikan, dan tanda keliling ditempatkan pada empat posisi tengah sadel setiap untaian. Kemudian, di lapangan, untaian pemandu (masing-masing sepanjang sekitar 3955 kaki [1205 m]) didirikan dan diposisikan sesuai dengan prosedur berikut:

1. Tempatkan tiga untaian pemandu untuk setiap kabel "pada tanda" di masing-masing dari empat pelana dan pasang shim normal di masing-masing dari dua jangkar.
2. Dalam kondisi suhu seragam dan tanpa angin, ukur perbedaan lendutan di antara tiga untaian pemandu setiap kabel, di tengah masing-masing dari lima bentang.
3. Hitung posisi "pusat gravitasi" untuk setiap kelompok untaian pemandu di setiap bentang.

4. Sesuaikan lendutan setiap untaian untuk membawanya ke posisi pusat gravitasi di setiap bentang. Posisi ini dianggap mewakili lendutan untaian pemandu teoritis yang benar di setiap bentang.

Jarak maksimum antara untaian tertinggi dan terendah di pusat bentang, sebelum penyesuaian, ditemukan sebesar $1 - \frac{3}{4}$ inci (44 mm) pada bentang utama, $3 - \frac{1}{2}$ inci (89 mm) pada bentang samping, dan $3 - \frac{3}{4}$ inci (95 mm) pada bentang belakang. Lebih lanjut, perubahan lendutan tegak lurus maksimum yang dibutuhkan untuk membawa untaian pemandu ke posisi pusat gravitasi di setiap bentang ditemukan sebesar $15/16$ inci (24 mm) untuk bentang utama, $2 - \frac{1}{16}$ inci (52 mm) untuk bentang samping, dan $2 - \frac{1}{16}$ inci (52 mm) untuk bentang belakang. Penyesuaian kecil ini membuktikan keakuratan pembuatan untaian dan validitas prosedur penyesuaian untaian dengan penandaan, yang dinyatakan berhasil oleh semua pihak terkait. Tampaknya diragukan bahwa keakuratan penempatan kabel seperti itu dapat dicapai menggunakan prosedur survei lendutan standar.

Dengan untaian lapisan pertama yang berada pada posisi yang tepat di setiap kabel, untaian pada lapisan kedua dan lapisan selanjutnya diposisikan agar menggantung dengan benar relatif terhadap lapisan pertama, sebagaimana lazim dan tepat untuk konstruksi kabel jembatan gantung. Contoh ini memberikan ilustrasi yang baik bahwa filosofi teknik konstruksi yang disebut sebagai prosedur kontrol di bengkel dapat diterapkan secara menguntungkan tidak hanya pada struktur baja tipe kaku yang khas, seperti rangka dan lengkungan kontinu, tetapi juga pada struktur tipe fleksibel, seperti jembatan gantung.

6 Juli 1951

JJ:MM

[Kepada insinyur desain] C-1756

Tuan-tuan: Perhatian Bapak

Perihal: Jembatan Teluk Chesapeake — Kabel Bentang Gantung

Dalam studi kami tentang metode pemasangan kabel, kami telah sampai pada kesimpulan bahwa pengaturan untaian pemandu ke tanda yang diukur, alih-alih ke lendutan yang disurvei, adalah metode yang lebih memuaskan dan lebih akurat. Karena prosedur tersebut tidak sesuai dengan spesifikasi, kami ingin menyampaikan kepada Anda alasan yang telah membawa kami pada kesimpulan ini, dan untuk menjelaskan secara garis besar metode pengaturan ke tanda yang kami usulkan.

Pada jembatan gantung utama sebelumnya, yang sebagian besar dibangun dengan kabel kawat paralel alih-alih kabel untaian heliks, pemikirannya jelas bahwa pengaturan kawat pemandu atau untaian pemandu ke lendutan yang dihitung, yang bervariasi dengan suhu, akan menjadi metode yang paling akurat. Hal ini terkait dengan fakta bahwa kawat pemandu tidak pernah diukur dan ditandai panjangnya. Metode yang sudah mapan ini dibawa ketika kabel tipe untaian mulai digunakan. Alasan tambahan mungkin adalah pengetahuan bahwa kesalahan kecil dalam panjang menghasilkan kesalahan yang relatif

besar dalam lendutan; dan pada struktur saat ini, rasio kesalahan panjang terhadap kesalahan lendutan adalah 1:2,4 dan 1:1,5 untuk bentang utama dan bentang samping, masing-masing.

Namun, pembacaan lendutan di lapangan merupakan operasi yang sangat sulit karena jarak yang terlibat, kemiringan bentang samping dan penahan belakang, fakta bahwa bahkan angin yang sedikit pun menyebabkan gerakan yang cukup besar pada untaian pemandu, dan untuk alasan praktis lainnya. Kami juga percaya bahwa meskipun pembacaan dilakukan pada hari berawan atau di malam hari, suhu aktual dari semua bagian struktur yang akan memengaruhi lendutan tidak dapat diketahui secara akurat. Kami yakin bahwa pengaturan untaian pemandu sesuai dengan tanda panjang di atasnya, yang ditempatkan dalam kondisi yang setara dengan laboratorium atau kondisi ideal di pabrik pembuatan, akan menghasilkan hasil yang lebih akurat daripada pengukuran lendutan di lapangan.

Secara spesifik, pertimbangkan kasus penentuan lendutan di lapangan pada bentang utama, di mana perlu untuk membangun platform yang mudah diakses, dan H.I. dan pandangan ke depan agak di bawah elevasi kendur yang diinginkan; dan kemudian membidik pada pandangan ke depan dan membawa target, yang digantung dari tali pemandu, ke garis pandang. Dalam kasus ini, jaraknya adalah 1600 kaki (488 m) ke pandangan ke depan dan 800 kaki (244 m) ke target. Bahkan jika garis pandang ditetapkan dengan tepat, survei tersebut hanya akan akurat dalam kondisi suhu dan udara yang sempurna — jika memang demikian. Kesulitannya lebih besar lagi di bentang samping dan bentang belakang, di mana garis pandang miring harus ditetapkan dengan serangkaian pengukuran offset dari titik acuan yang jauh. Selalu ada bahaya, terutama di lokasi saat ini dan pada waktu yang dijadwalkan sekarang, bahwa sehari-hari dapat hilang dalam menunggu kondisi cuaca yang tepat untuk membuat survei instrumen menjadi layak.

Ada faktor keraguan kedua yang terlibat. Tali diukur di bawah tegangan yang diketahui dan pada modulus yang diketahui, dengan "regangan mekanis" dihilangkan. Kemudian, kawat tersebut digulung hingga diameter yang relatif kecil dan dilepas gulungannya di lokasi jembatan. Di bawah beratnya sendiri, dan hingga beban mati penuh diterapkan, terjadi kehilangan yang tidak dapat ditentukan dalam deformasi mekanis, atau kehilangan modulus. Kawat yang diatur untuk mencapai lendutan yang tepat untuk modulus akhir akan diatur terlalu rendah, dan kabel akhir akan berada di bawah elevasi rencana. Kesalahan yang mungkin terjadi ini hanya dapat terjadi pada sisi yang kurang diinginkan. Jelas juga, ini bisa mencapai peningkatan lendutan sekitar 1-1/2 inci (40 mm) untuk pengurangan modulus sementara sebesar 1%. Jika kawat diatur untuk mengalami lendutan berdasarkan modulus yang diasumsikan lebih kecil daripada yang akan ada pada kondisi beban penuh, kami ragu apakah modulus yang lebih kecil ini dapat dipilih dengan cukup tepat untuk memastikan bahwa lendutan akhir akan benar. Namun, kami diyakinkan oleh pabrik manufaktur kami bahwa meskipun modulus di bawah berat kabel tanpa penegangan mungkin mengalami variasi yang tidak diketahui, modulus yang ada pada lapisan prategang di bawah tegangan pengukuran akan terulang kembali ketika tegangan

yang sama tercapai di bawah beban mati. Oleh karena itu, jika penyangga pemandu diatur pada tanda yang telah diukur, keraguan mengenai modulus akan hilang.

Sumber kesalahan ketiga adalah suhu. Dalam praktik sebelumnya, lendutan telah disesuaikan, dengan mengacu pada grafik, sesuai dengan suhu yang ada. Dengan asumsi bahwa penyesuaian dilakukan pada pagi hari (kabut telah muncul tetapi matahari belum), sulit untuk membayangkan bahwa suhu rata-rata aktual dalam 3955 kaki (1205 m) untaian akan sama dengan yang tercatat oleh termometer mana pun. Kesalahan lendutan bentang utama sekitar 0,7 inci (18 mm) per derajat Celcius suhu.

Seluruh kondisi ini semuanya jauh lebih baik di tempat prategangan untaian. Tampaknya tidak ada alasan untuk meragukan bahwa untaian pemandu dapat diukur dan ditandai dengan tingkat kesalahan yang tidak signifikan, pada tegangan yang ditentukan dan di bawah suhu yang terendam dengan baik dan dapat ditentukan. Dengan demikian, setiap kesalahan pada tingkat lendutan (*sag level*) pasti disebabkan oleh faktor lain, dan bukan akibat ketidaktepatan panjang strand pemandu yang telah diukur.

Terdapat satu syarat yang mutlak dan tidak dapat diabaikan, yang berlaku untuk kedua metode pemasangan. Syarat tersebut adalah bahwa jarak total dari angkur ke angkur, serta panjang total strand yang dihitung berdasarkan tegangan akibat berat sendiri, harus saling sesuai dalam batas toleransi shimming yang disediakan pada angkur. Oleh karena itu, jarak ini di lapangan harus diperiksa dengan tingkat ketelitian yang tinggi. Meskipun panjang strand yang diukur akan dihitung secara presisi, menarik untuk dicatat bahwa dalam perhitungan ini tidak mutlak diperlukan pengetahuan modulus elastisitas secara tepat. Faktor yang terpenting adalah bahwa panjang strand pada kondisi tegangan beban mati akhir dihitung secara akurat. Karena panjang tersebut diukur pada kondisi tegangan rata-rata strand yang bersesuaian, maka pengetahuan mengenai nilai modulus elastisitas bukanlah faktor penentu. Apabila modulus elastisitas pada kondisi beban mati ternyata berbeda dari asumsi, satu-satunya pengaruh yang timbul hanyalah perubahan lendutan akibat beban hidup, dan pengaruh ini relatif kecil. Sekali lagi ditekankan bahwa panjang strand pada kondisi beban mati, serta panjang strand sebagaimana diukur pada prestressing bed, akan tetap identik terlepas dari nilai modulus elastisitas yang digunakan.

Perhitungan untuk posisi kabel telanjang menghasilkan posisi yang ditarik ke belakang untuk bagian atas menara dan lengkungan kabel, untuk mengendalikan gaya tidak seimbang yang cenderung menyebabkan untaian tergelincir di dudukan. Jarak penarikan ke belakang ini mungkin sedikit salah tanpa gaya selip mengatasi gesekan dan dengan demikian menjadi terlihat. Kesalahan tersebut akan memengaruhi lendutan akhir untaian yang diatur untuk melentur. Namun, kesalahan tersebut tidak akan berpengaruh pada lendutan akhir untaian yang diatur untuk ditandai di dudukan; kesalahan ini hanya mengubah lendutan untaian sementara, dan di bawah tegangan akhir, lendutan dan kemiringan poros akan sesuai dengan yang ditentukan oleh rencana desain.

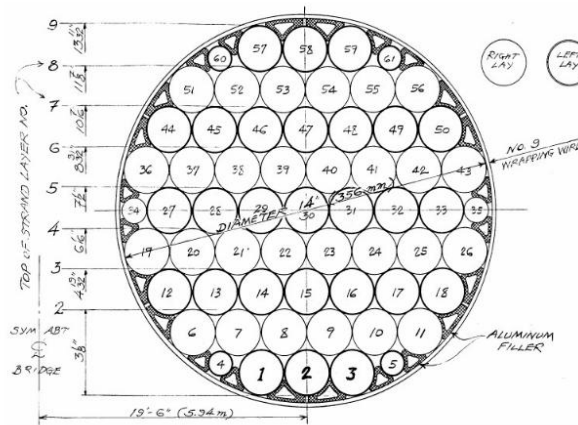
Terkadang terjadi bahwa menara yang di dasarnya tegak lurus terhadap sumbu jembatan, memperoleh sedikit kemiringan saat naik. Besarnya kemiringan ini, sejauh yang kami ketahui, tidak pernah penting. Jika diabaikan dan untaian pemandu dipasang tanpa

perubahan kompensasi apa pun, maka pembebanan akhir, dengan hampir pasti, akan membuat menara tegak lurus. Semua sumber kemungkinan ketidaksesuaian telah dibahas kecuali satu — kesalahan pada beberapa panjang bentang di dasar menara dan tiang penyangga. Tujuannya adalah untuk mengenali dan menerima kesalahan ini, dengan melakukan pengukuran pengecekan yang sesuai; dan untuk memperbaikinya dengan menyelipkan untaian pemandu sejumlah tertentu melalui pelana sehingga tanda tengah pelana pada untaian akan bergeser dengan jumlah yang sama dari garis tengah pelana.

Jika kami belum menjelaskan faktor apa pun yang menurut Anda membuat prosedur kami dipertanyakan, kami ingin mengetahuinya dan mendiskusikannya dengan Anda dalam waktu dekat; dan kami akan dengan senang hati datang ke kantor Anda untuk tujuan ini. Persiapan terperinci untuk mengamati kendur untaian akan membutuhkan waktu yang cukup lama, dan kami saat ini tidak melakukan pekerjaan apa pun di bidang itu.

Hormat kami, Kepala Insinyur

Gambar 1.7 Menyetel Untaian Pemandu Kabel Ke Tanda.



Gambar 1.8 Kabel Utama Jembatan Gantung Pertama Di Teluk Chesapeake, Maryland. Setiap Kabel Terdiri Dari 61 Untaian Jembatan Tipe Heliks, 55 Untaian Berdiameter 1-11/16 Inchi (43 Mm) Dan 6 Untaian Berdiameter 29/32 Inchi (23 Mm). Untaian 1, 2, Dan 3 Ditetapkan Sebagai “Untaian Pemandu” Dan Dipasang Untuk Menandai Setiap Pelana Dan Untuk Shim Normal Pada Jangkar.

Namun, ada peringatan penting: kontraktor pekerjaan baja haruslah perusahaan dengan kaliber dan pengalaman yang sesuai.

Contoh Konstruksi Jembatan Kabel Gantung

Dalam kasus jembatan kabel gantung, yang pertama dibangun pada tahun 1950-an, tampaknya filosofi teknik konstruksi yang berlaku menyerukan pengukuran dan penyesuaian di lapangan sebagai sarana untuk mengontrol geometri dan tegangan kabel penahan dan struktur dek. Misalnya, kita telah melihat spesifikasi yang menyerukan agar jembatan yang telah selesai memenuhi persyaratan geometris dan tegangan berikut:

1. Ketinggian dek di tengah bentang harus berada dalam jarak 12 inci (305 mm) dari teoritis.
2. Profil dek di setiap titik pemasangan kabel harus berada dalam jarak 2 inci (50 mm) dari parabola yang melewati titik tengah bentang sebenarnya (yaitu, yang diukur di lapangan).
3. Tegangan kabel penahan harus berada dalam batas 5% dari nilai "teoretis yang dikoreksi".

Persyaratan spesifikasi tersebut menimbulkan sejumlah masalah interpretasi, pengukuran lapangan, perhitungan, dan prosedur koreksi lapangan, seperti berikut:

1. Interpretasi:
 - Spesifikasi tidak menyebutkan perbedaan elevasi transversal. Oleh karena itu, dua parabola kontrol profil dek mungkin diperlukan, satu untuk setiap sisi jembatan.
2. Pengukuran lapangan profil dek aktual:
 - Suhu tidak akan konstan atau seragam di seluruh struktur selama pekerjaan survei.
 - Prosedur survei itu sendiri akan menimbulkan beberapa kesalahan yang melekat.
3. Pengukuran lapangan tegangan kabel penahan:
 - Dongkrak hidrolik, jika digunakan, kemungkinan tidak akurat dalam batas 2%, bahkan mungkin 5%; lebih lanjut, titik "lepas landas" yang tepat akan tidak pasti.
 - Prosedur lain untuk mengukur tegangan kabel, seperti getaran atau pengukur regangan, tampaknya tidak menentukan tegangan dalam batas sekitar 5%.
 - Semua tegangan kabel tidak dapat diukur secara bersamaan; periode waktu yang lama akan diperlukan, di mana kondisi akan bervariasi dan menimbulkan kesalahan tambahan.
4. Perhitungan profil jembatan dan tegangan kabel "aktual":
 - Data yang diukur di lapangan harus diubah melalui perhitungan menjadi profil jembatan dan tegangan kabel "aktual yang dikoreksi", pada suhu normal dan tanpa beban pemasangan.
 - Berat mati aktual komponen struktural dapat berbeda sekitar 2% dari berat nominal, sementara beban pemasangan sementara mungkin tidak dapat diketahui dalam kisaran sekitar 5%.
 - Suhu aktual komponen struktural akan tidak pasti dan tidak seragam.
 - Model matematika itu sendiri akan menimbulkan kesalahan tambahan.
5. "Kondisi target" jembatan:
 - "Kondisi target" yang akan dicapai melalui penyesuaian lapangan akan berbeda dari kondisi geometris, karena tidak adanya permukaan lapisan dek dan komponen lainnya; oleh karena itu, kondisi tersebut harus dihitung, yang menimbulkan kesalahan tambahan.
6. Menentukan koreksi lapangan yang akan dilakukan oleh pemasang, untuk mengubah jembatan "aktual yang dikoreksi" menjadi jembatan "kondisi target":
 - Struktur jembatan sangat redundan, dan mengubah tegangan kabel apa pun akan menyebabkan kesalahan tambahan. akan mengirimkan perubahan geometris dan

tegangan kabel ke seluruh struktur. Dengan demikian, prosedur koreksi iteratif akan diperlukan.

Tampaknya efek total dari semua faktor praktis ini dapat dengan mudah cukup untuk membuat upaya kontraktor untuk menyempurnakan geometri dan tegangan struktur yang telah dibangun agar sesuai dengan kondisi target jembatan yang dihitung menjadi tidak efektif. Lebih lanjut, tidak ada jaminan bahwa persyaratan spesifikasi untuk geometri profil dek dan tegangan kabel penahan bahkan kompatibel; tampaknya geometri dek atau tegangan kabel dapat dicapai, tetapi tidak *keduanya*.

Klausul spesifikasi seperti yang disebutkan tampaknya jelas merupakan persyaratan penyesuaian lapangan yang tidak beralasan dan tidak perlu. Klausul tersebut biasanya ditetapkan oleh perancang jembatan yang sangat percaya pada perhitungan yang dihasilkan komputer, tetapi tidak memiliki latar belakang dan pemahaman yang cukup tentang faktor-faktor praktis yang terkait dengan konstruksi jembatan baja. Pengalaman menunjukkan bahwa prosedur lapangan untuk jembatan besar yang dikembangkan secara sepihak oleh insinyur perancang harus ditinjau dengan cermat untuk menentukan apakah prosedur tersebut praktis dan diinginkan serta benar-benar akan mencapai tujuan yang diinginkan.

Mengingat semua pertimbangan ini, muncul pertanyaan tentang prinsip desain dan konstruksi apa yang harus diikuti untuk memastikan bahwa geometri beban mati dan tegangan jembatan kabel baja akan berada dalam batas yang dapat diterima. Sesuai dengan prosedur teknik konstruksi umum yang direkomendasikan untuk jenis jembatan lainnya, kita harus meninggalkan ketergantungan pada pengukuran lapangan yang diikuti oleh penyesuaian geometri dan tegangan, dan sebagai gantinya menempatkan ketergantungan utama pada kontrol geometris yang tepat dari komponen jembatan selama fabrikasi, diikuti oleh evolusi pemasangan yang akurat seiring berjalannya pekerjaan di lapangan.

Oleh karena itu, prosedur konstruksi yang tepat untuk jembatan baja kabel pancang dapat diringkas sebagai berikut:

1. Tentukan panjang garis dasar jembatan dan elevasi puncak pilar yang sebenarnya dengan tingkat akurasi yang tinggi.
2. Buat menara jembatan, kabel, dan balok dengan tingkat presisi geometris yang tinggi.
3. Tentukan, di bengkel fabrikasi, kesalahan sisa akhir pada dimensi fabrikasi kritis, termasuk panjang kabel penahan setelah pemasangan soket, dan posisi permukaan bantalan soket atau lubang pin.
4. Tentukan posisi "teoretis yang dikoreksi" untuk setiap kabel penahan.
5. Selama pemasangan, pastikan semua sambungan struktural menara dan balok sejajar dengan yang telah difabrikasi di bengkel, dengan lubang yang tepat, dan lainnya.
6. Pada tahap pemasangan yang sesuai, pasang posisi "teoretis yang dikoreksi" untuk setiap kabel penahan.
7. Dengan struktur dalam kondisi terpasang seluruhnya dari baja (atau kondisi lain yang sesuai yang ditentukan), periksa dengan cermat untuk menentukan apakah ada perbedaan geometris atau perbedaan lain yang signifikan. Jika tidak ada, nyatakan kondisi dapat diterima dan lanjutkan pemasangan.

Filosofi rekayasa konstruksi ini dapat diringkas dengan menyatakan bahwa jika fabrikasi dan pemasangan struktur baja direkayasa dan dilakukan dengan benar, geometri dan tegangan struktur yang telah selesai akan berada dalam batas yang dapat diterima; sedangkan, jika fabrikasi dan pemasangan tidak dilakukan dengan benar, pengukuran dan penyesuaian korektif yang dilakukan di lapangan kemungkinan besar tidak akan memperbaiki struktur, atau bahkan tidak akan memuaskan. Oleh karena itu, dalam membangun jembatan kabel baja, kita harus sepenuhnya mengandalkan fabrikasi di bengkel yang akurat dan pemasangan di lapangan yang terkontrol, seperti yang dilakukan pada jenis jembatan baja lainnya, daripada mencoba melakukan pengukuran dan penyesuaian di lapangan untuk mengkompensasi fabrikasi dan pemasangan yang tidak memadai.

1.8 PEMERIKSAAN LAPANGAN PADA TAHAP PEMASANGAN KRITIS

Seperti yang telah dinyatakan sebelumnya, prosedur yang paling tepat untuk konstruksi jembatan baja umumnya adalah prosedur kontrol di bengkel, di mana kepercayaan penuh diberikan pada fabrikasi komponen jembatan yang akurat sebagai dasar integritas struktur yang telah selesai. Namun, filosofi ini tidak mengesampingkan perlunya pemeriksaan tertentu di lapangan seiring berjalannya konstruksi, dengan tujuan untuk memberikan jaminan bahwa pekerjaan sesuai target dan tidak ada kesalahan signifikan yang terjadi.

Tidak mungkin untuk mencatat kasus-kasus selama konstruksi jembatan baja di mana pemeriksaan lapangan mungkin diperlukan; kasus-kasus seperti itu umumnya akan muncul seiring kemajuan studi teknik konstruksi. Kami hanya akan berkomentar bahwa kasus-kasus pemeriksaan lapangan ini, dan prosedur yang akan digunakan, harus diperhatikan dengan cermat, dan bahkan dengan skeptis, untuk memastikan bahwa pengukuran tersebut akan bermanfaat dan praktis, menghasilkan informasi yang bermakna yang dapat digunakan untuk meningkatkan integritas pekerjaan.

Penentuan Kecukupan Kekuatan Konstruksi

Biasanya, gaya pada elemen jembatan selama tahap konstruksi akan sangat berbeda dari gaya yang akan berlaku pada struktur yang telah selesai. Pada setiap tahap konstruksi kritis, elemen jembatan harus ditinjau kekuatan dan stabilitasnya, untuk memastikan integritas struktural seiring berjalannya pekerjaan. Tinjauan teknik konstruksi semacam itu biasanya merupakan tanggung jawab pemasang struktur baja, yang melakukan studi konstruksi menyeluruh terhadap struktur dan meminta penguatan atau stabilisasi elemen sesuai kebutuhan. Pemasang menyerahkan studi dan rekomendasi kepada insinyur perancang untuk ditinjau dan dikomentari, tetapi biasanya tanggung jawab penuh atas integritas struktural struktur baja selama konstruksi berada pada pemasang.

Di AS, spesifikasi desain jembatan umumnya mensyaratkan bahwa tegangan pada struktur baja selama konstruksi tidak boleh melebihi kelipatan tertentu dari tegangan yang diizinkan dalam desain. Meskipun jenis pembatasan tegangan konstruksi ini mungkin aman untuk sebagian besar struktur baja dalam kondisi biasa, hal itu belum tentu memadai untuk pengendalian tegangan konstruksi jembatan besar tipe monumental. Poin penting yang perlu dipahami di sini adalah bahwa pada dasarnya, tidak ada hubungan tetap yang logis antara

tegangan yang diizinkan dalam desain, yang didasarkan pada persyaratan beban layanan jangka panjang yang agak tidak pasti bersama dengan beberapa tingkat kerusakan struktural yang diasumsikan, dan tegangan yang aman dan ekonomis selama tahap pemasangan jembatan, di mana beban dan lokasinya biasanya terdefinisi dengan baik dan material struktural dalam kondisi baru. Jelas, premis dasar dari kedua situasi tersebut sangat berbeda, dan "tegangan desain terfaktor" oleh karena itu harus dianggap tidak dapat diandalkan sebagai dasar untuk mengevaluasi keselamatan pemasangan.



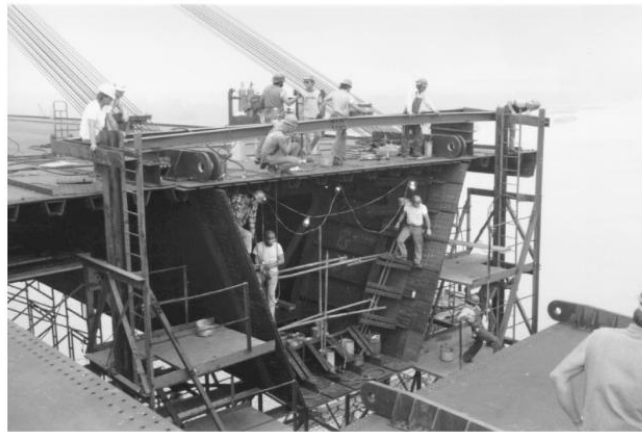
Gambar 1.9 Jembatan Dek Baja Ortotropik Kabel-Stayed Di Atas Sungai Mississippi Di Luling, La., 1982; Tampilan Menghadap Timur Laut. Bentang Utama Adalah 1222 Kaki (372 M); Menara Rangka A Setinggi 350 Kaki (107 M). Sebuah Derek Pengangkat Yang Dipasang Di Tongkang Mendirikan Struktur Baja Utama, Menggunakan Lengan Sepanjang 340 Kaki (104 M) Dengan Jib Sepanjang 120 Kaki (37 M) Untuk Mendirikan Komponen Menara Yang Beratnya Hingga 183 Ton, Dan Menggunakan Lengan Yang Lebih Pendek Untuk Komponen Dek. Kabel Penahan Di Ujung Balok Melintang Yang Menjorok Bersifat Permanen; Yang Lainnya Adalah Penahan Pemasangan Sementara. Bagian Balok 16-Barat Dari Bagian Utara Jembatan, Yang Didirikan Beberapa Hari Sebelumnya, Menjorok Di Sebelah Kiri; Bagian Balok Pendamping 16-Timur Berada Di Tongkang Siap Untuk Dipasang (Lihat Gambar 1.10).

Masih ada masalah lebih lanjut dengan tegangan desain yang difaktorkan. Jembatan tipe rangka besar dalam berbagai tahap pemasangan dapat mengalami defleksi dan distorsi yang substansial dibandingkan dengan yang terjadi dalam kondisi layanan, sehingga menimbulkan kekhawatiran mengenai efek tegangan lentur sekunder yang dihasilkan dari kekakuan sambungan.

Menyadari pertimbangan dasar ini, departemen teknik dari kontraktor baja besar AS pada awal tahun 1970-an mengembangkan filosofi logis untuk penilaian kekuatan pemasangan kerangka baja struktural besar, khususnya jembatan bentang panjang, dan menerapkan filosofi ini dengan prosedur analisis tegangan. Upaya ini berhasil dan hasilnya

dilaporkan dalam sebuah makalah yang diterbitkan oleh American Society of Civil Engineers pada tahun 1977. Prosedur analisis tegangan ini, yang disebut prosedur faktor peringkat pemasangan (ERF), didasarkan langsung pada prinsip-prinsip struktural dasar, bukan pada spesifikasi desain anggota jembatan, yang pada dasarnya tidak relevan dengan masalah tegangan pemasangan.

Perlu dicatat bahwa salah satu pendorong signifikan terhadap pengembangan prosedur ERF adalah kegagalan jembatan kantilever Quebec pertama pada tahun 1907 (lihat Gambar 1.11 dan 1.12). Jelas sekali bahwa evaluasi keamanan struktural jembatan Quebec pada tahap pemasangan kantilever tingkat lanjut seperti yang digambarkan pada Gambar 1.11, dengan menggunakan prosedur tegangan desain terfaktor, tidak akan menimbulkan kepercayaan dan tidak dapat dibenarkan.



Gambar 1.10 Pemasangan Struktur Baja Dek Jembatan Luling, 1982; Tampilan Menghadap Timur Laut (Lihat Gambar 1.9). Balok Kotak Kembar Memiliki Kedalaman 14 Kaki (4,3 M); Pelat Dek Setebal 7/16 Inchi (11 Mm). Bagian Balok 16-Timur Sedang Diangkat Ke Posisinya (Kanan Bawah) Dan Akan Diamankan Dengan Batang Engsel Pin Besar Sebelum Perataan Lubang Sambungan Dan Pengencangan Baut Permanen. Penyangga Sementara Untuk Pemasangan Digeser Ke Depan Seiring Dengan Kemajuan Pemasangan Balok.

Prosedur faktor penilaian pemasangan (ERF) untuk jembatan rangka dapat diringkas sebagai berikut:

1. Asumsikan (a) anggota ujung berengsel (tidak ada lenturan sekunder), (b) aksi rangka bidang (sambungan rangka kaku, lenturan sekunder dalam satu bidang), atau (c) aksi rangka ruang (sambungan anggota penguat juga kaku, lenturan sekunder dalam dua bidang), sesuai dengan pertimbangan teknik.
2. Tentukan, untuk setiap tahap pemasangan yang ditentukan, gaya utama (aksial) dan gaya sekunder (lentur) anggota yang disebabkan oleh beban gravitasi dan beban angin.
3. Hitung tegangan anggota yang disebabkan oleh gabungan gaya aksial dan momen lentur pemasangan.
4. Hitung ERF untuk setiap anggota di tiga atau lima lokasi: di tengah anggota; di setiap sambungan, di dalam pelat penguat (biasanya di baris baut pertama); dan, jika pelat

anggota yang diperlebar atau pelat penguat digunakan, pada penampang yang diturunkan di luar setiap sambungan.

5. Tentukan ERF minimum yang dihitung untuk setiap anggota dan bandingkan dengan nilai minimum yang ditetapkan.
6. Jika ERF minimum yang dihitung sama dengan atau melebihi nilai minimum yang ditetapkan, anggota tersebut dianggap memuaskan. Jika kurang, anggota tersebut mungkin tidak memadai; evaluasi kembali bagian kritisnya secara lebih rinci dan hitung ulang ERF untuk perbandingan lebih lanjut dengan nilai minimum yang ditetapkan. (Nilai yang dihitung awalnya seringkali dapat ditingkatkan secara signifikan.)
7. Jika ERF minimum yang dihitung tetap kurang dari nilai minimum yang ditetapkan, perkuat anggota tersebut sesuai kebutuhan.

Perhatikan bahwa gaya-gaya pada elemen struktur yang disebabkan oleh angin diperlakukan sama dengan gaya-gaya yang disebabkan oleh beban gravitasi. Konsep lama tentang “peningkatan tegangan yang diizinkan” untuk angin tidak dianggap valid untuk kondisi pemasangan dan tidak digunakan dalam prosedur ERF. Nilai $\frac{\ell}{r}$ dan $\frac{b}{t}$ maksimum yang dapat diterima termasuk dalam kriteria. ERF untuk elemen struktur yang dikenai momen lentur sekunder dihitung menggunakan persamaan interaksi.

Filosofi Faktor Peringkat Pemasangan

Agar integritas struktural dan keandalan kerangka baja dapat dipertahankan selama program pemasangan, nilai kekuatan minimum yang mungkin (atau "karakteristik minimum") dari setiap elemen harus tidak kurang dari nilai gaya maksimum yang mungkin (atau "karakteristik maksimum"), di bawah kondisi pemasangan yang paling buruk. Dengan kata lain, hubungan berikut diperlukan:

$$S - \Delta S \geq F + \Delta F \quad (1.1)$$

di mana

S = nilai kekuatan terhitung atau nominal untuk elemen struktur

ΔS = kemungkinan maksimum kekurangan kekuatan elemen struktur dari nilai terhitung atau nominal

F = nilai gaya terhitung atau nominal untuk elemen struktur

ΔF = kemungkinan maksimum kelebihan gaya elemen struktur dari nilai terhitung atau nominal



Gambar 1.11 Jembatan Kantilever Kereta Api Quebec Pertama, 23 Agustus 1907.

Pemasangan Kantilever Bentang Utama Selatan, Enam Hari Sebelum Runtuh. Penggerak Menara Memasang Bentang Jangkar (Di Atas Perancah) Dan Kemudian Lengan Kantilever; Kemudian Memasang Penggerak Tali Atas, Yang Ditunjukkan Memasang Bentang Gantung Di Ujung Lengan Kantilever. Bentang Utama Sepanjang 1800 Kaki (549 M) Adalah Bentang Terpanjang Di Dunia Dari Semua Jenis Jembatan. Batang Bawah Bentang Samping Kedua Dari Pilar (Panah) Mengalami Kegagalan Tekan Karena Kisi-Kisi Yang Menghubungkan Sudut Batang Kurang Memadai Di Bawah Kondisi Lentur Sekunder.

Persamaan 1.1 menyatakan bahwa jika kekuatan aktual elemen struktur kurang dari kekuatan nominal, S , sebesar ΔS , sementara pada saat yang sama gaya aktual pada elemen struktur lebih besar dari gaya nominal, F , sebesar ΔF , kekuatan elemen struktur tetap tidak akan kurang dari gaya elemen struktur, sehingga elemen struktur tidak akan gagal selama pemasangan. Persamaan ini memberikan penilaian langsung terhadap realitas pemasangan, berbeda dengan pendekatan tegangan yang diizinkan berdasarkan tegangan desain yang difaktorkan.



Gambar 1.12 Puing-Puing Bentang Jangkar Selatan Jembatan Kantilever Kereta Api Quebec Pertama, 1907. Pemandangan Menghadap Utara Dari Pantai Selatan Beberapa Hari Setelah Runtuhnya Jembatan Pada 29 Agustus 1907, Bencana Terburuk Dalam Sejarah Konstruksi

Jembatan. Sekitar 20.000 Ton Struktur Baja Jatuh Ke Sungai St. Lawrence, Dan 75 Pekerja Kehilangan Nyawa Mereka.

Selanjutnya, dengan menyusun ulang suku-suku dalam Persamaan 1.1, kita menemukan bahwa

$$S \left(1 - \frac{\Delta S}{S} \right) \geq F \left(1 + \frac{\Delta F}{F} \right); \quad \frac{S}{F} \geq \frac{1 + \frac{\Delta F}{F}}{1 - \frac{\Delta S}{S}} \quad (1.2)$$

ERF sekarang didefinisikan sebagai

$$ERF \equiv \frac{S}{F} \quad (1.3)$$

yaitu, nilai kekuatan nominal, *S*, dari elemen dibagi dengan nilai gaya nominalnya, *F*. Dengan demikian, untuk menjaga integritas dan keandalan struktur pemasangan, diperlukan

$$ERF \geq \frac{1 + \frac{\Delta F}{F}}{1 - \frac{\Delta S}{S}} \quad (1.4)$$

Faktor Peringkat Pemasangan Minimum

Mengingat kemungkinan kesalahan dalam (1) berat komponen struktural permanen yang diasumsikan, (2) berat dan posisi peralatan pemasangan yang diasumsikan, dan (3) model matematika yang diasumsikan untuk tujuan analisis struktur pemasangan, wajar untuk mengasumsikan bahwa gaya anggota aktual untuk kondisi pemasangan tertentu dapat melebihi nilai gaya yang dihitung hingga 10%; yaitu, wajar untuk mengambil $\frac{\Delta F}{F}$ sama dengan 0,10.

Untuk anggota tarik, ketidakpastian dalam (1) luas penampang, (2) kekuatan material, dan (3) pengerjaan anggota, menunjukkan bahwa kekuatan anggota aktual dapat hingga 15% lebih rendah dari nilai yang dihitung; yaitu, $\frac{\Delta S}{S}$ dapat dianggap sama dengan 0,15. Ketidakpastian tambahan yang terkait dengan kekuatan anggota tekan menunjukkan bahwa $\frac{\Delta S}{S}$ diambil sebagai 0,25 untuk anggota tersebut. Dengan memasukkan nilai-nilai ini ke dalam Persamaan 1.4, kita memperoleh *ERF* minimum sebagai berikut:

Tension Members	$ERF_{t,min} = (1 + 0.10)/(1 - 0.15)$ $= 1.294, \text{say } 1.30$

Compression Member	$ERF_{c,min} = (1 + 0.10)/(1 - 0.25)$ $= 1.467, \text{say } 1.45$

Interpretasi yang tepat dari ungkapan-ungkapan ini adalah bahwa jika, untuk elemen tarik (tekan) tertentu, ERF dihitung sebagai 1,30 (1,45) atau lebih, elemen tersebut dapat dinyatakan aman untuk kondisi pemasangan tertentu. Perhatikan bahwa nilai faktor peringkat pemasangan yang lebih tinggi, atau lebih rendah, dapat dipilih jika kondisi memungkinkan.

ERF minimum yang ditentukan seperti yang ditunjukkan didasarkan pada pengalaman dan penilaian, dipandu oleh analisis dan hasil pengujian. Nilai tersebut tidak mencerminkan probabilitas kegagalan tertentu dan karenanya tidak didasarkan pada konsep risiko kegagalan yang dapat diterima, yang mungkin dianggap sebagai kunci pendekatan yang sepenuhnya rasional terhadap keselamatan struktural. Kekurangan yang mungkin terjadi dalam prosedur ERF ini setidaknya dapat diatasi sebagian dengan mengevaluasi parameter $\frac{\Delta F}{F}$ dan $\frac{\Delta S}{S}$ secara statistik; namun, ini akan melibatkan upaya yang cukup besar, dan bahkan mungkin tidak menghasilkan hasil yang signifikan.

Penting untuk menyadari bahwa prosedur ERF untuk menentukan kecukupan kekuatan pemasangan didasarkan langsung pada kriteria kekuatan dan stabilitas fundamental, bukan hanya terkait secara tidak langsung dengan kriteria tersebut melalui spesifikasi desain. Dengan demikian, prosedur ini memberikan hasil yang seragam untuk peringkat pemasangan elemen struktur rangka terlepas dari spesifikasi yang digunakan untuk mendesain elemen tersebut. Jelas, penggunaan akhir struktur yang telah selesai tidak relevan dengan kecukupan kekuatannya selama konfigurasi pemasangan, dan oleh karena itu spesifikasi desain tidak boleh dijadikan dasar untuk penilaian pemasangan.

Pengalaman dengan penerapan prosedur ERF pada jembatan rangka bentang panjang telah menunjukkan bahwa prosedur ini menempatkan insinyur pemasangan dalam kontak yang jauh lebih baik dengan signifikansi fisik analisis daripada yang dapat diperoleh dengan menggunakan prosedur tegangan desain terfaktor. Lebih lanjut, prosedur ERF memperhitungkan tegangan sekunder, yang umumnya diabaikan dalam analisis tegangan pemasangan.

Meskipun prosedur ERF disiapkan untuk diterapkan pada elemen jembatan rangka, prinsip struktural sederhana yang mendasari Persamaan 1.1 dapat dengan mudah diterapkan pada elemen dan komponen jembatan jenis apa pun.

Kekurangan Gambar Dan Instruksi Prosedur Konstruksi Khas

Pada tahap tinjauan ini, penting untuk mengemukakan masalah utama dalam bidang teknik konstruksi jembatan: kecenderungan kuat gambar prosedur konstruksi yang kurang jelas, dan instruksi langkah demi langkah yang kurang lengkap atau kurang definitif. Akibat kekurangan ini, tidak jarang ditemukan bahwa perkembangan pekerjaan di bengkel dan lapangan kontraktor berjalan di bawah kendali yang kurang memadai.

Personel operasi bengkel dan lapangan yang dapat berbicara terus terang kepada insinyur konstruksi terkadang akan memberi tahu mereka bahwa gambar dan instruksi prosedur seringkali perlu diklarifikasi dan ditingkatkan. Ini adalah masalah yang meluas, dan hal ini disebabkan oleh dua penyebab utama: (1) para insinyur fabrikasi dan pemasangan yang bertanggung jawab atas gambar dan instruksi tidak memiliki pengalaman kerja yang memadai,

dan (2) mereka tidak cukup terampil dalam seni menjabarkan pada dokumen, dengan jelas dan ringkas, apa yang harus dilakukan oleh pasukan operasional — dan, terkadang sama pentingnya, apa yang tidak boleh dilakukan.

Masalah gambar dan instruksi prosedur konstruksi yang jelas dan ringkas ini mungkin tampak seperti masalah sepele, tetapi sebenarnya tidak. *Ini adalah masalah kunci yang sangat penting untuk keberhasilan konstruksi jembatan baja.*



Gambar 1.13 Mengunjungi Lokasi Kerja. Sangat Penting Bagi Insinyur Konstruksi Jembatan Untuk Mengunjungi Lokasi Secara Teratur Dan Berdiskusi Dengan Pengawas Proyek Dan Mandornya Mengenai Pertimbangan Praktis. Insinyur Konstruksi Memiliki Banyak Hal Untuk Dipelajari Dari Tenaga Kerja Di Bengkel Dan Lapangan, Dan Sebaliknya.

Penghubung Bengkel Dan Lapangan Oleh Insinyur Konstruksi

Selain kebutuhan akan gambar dan instruksi prosedur konstruksi yang dipersiapkan dengan baik, sangat penting bagi insinyur staf yang melaksanakan rekayasa konstruksi untuk membangun hubungan kerja yang baik dengan tenaga kerja produksi di bengkel dan lapangan, serta mengunjungi lokasi kerja dan membangun komunikasi yang efektif dengan personel yang bertanggung jawab untuk menyelesaikan apa yang ditunjukkan pada dokumen.

Insinyur konstruksi harus meninjau setiap operasi yang direncanakan secara detail dengan tenaga kerja, dan memperbarui gambar dan instruksi prosedur sesuai kebutuhan, seiring berjalannya pekerjaan. Lebih lanjut, insinyur harus hadir di lokasi kerja selama tahap-tahap kritis fabrikasi dan pemasangan. Sebagai bagian dari kunjungan lapangan ini, insinyur harus menyelenggarakan pertemuan khusus personel produksi kunci untuk membahas operasi-operasi kritis secara detail — lengkap dengan slide dan papan tulis sesuai kebutuhan — sehingga memberikan kesempatan kepada tenaga kerja untuk mengajukan pertanyaan dan mendiskusikan prosedur dan potensi masalah, dan memberikan kesempatan kepada insinyur untuk menentukan seberapa baik tenaga kerja memahami operasi yang akan dilakukan.

Masalah koordinasi antara kantor dan lokasi kerja—seperti masalah sebelumnya mengenai dokumen prosedur konstruksi yang jelas—mungkin tampak agak biasa saja; namun, sekali lagi, *ini adalah masalah yang sangat penting.* Kegagalan untuk memperhatikan dua

masalah utama ini merupakan masalah serius dalam konstruksi jembatan baja, dan membuka pintu bagi biaya tinggi dan penundaan, bahkan kecelakaan pemasangan.

1.9 SPESIFIKASI TEKNIK PEMASANGAN JEMBATAN YANG KOMPREHENSIF

Prosedur faktor peringkat pemasangan (ERF) untuk penentuan kecukupan kekuatan pemasangan, sebagaimana telah ditetapkan sebelumnya untuk rangka jembatan, dapat dengan mudah diperluas untuk mencakup anggota dan komponen jembatan dari semua jenis dalam kondisi pembebanan pemasangan. Insinyur konstruksi jembatan harus berupaya mencapai tujuan ini, untuk membebaskan penilaian kekuatan pemasangan dari keterbatasan prosedur tegangan desain terfaktor yang umum digunakan.

Melihat lebih jauh ke depan, jelas bahwa ada kebutuhan dalam profesi teknik jembatan untuk spesifikasi teknik pemasangan yang komprehensif untuk konstruksi jembatan baja. Spesifikasi tersebut harus mencakup pedoman untuk hal-hal seperti merancang dan mengevaluasi skema pemasangan, menentukan beban pemasangan, mengevaluasi kecukupan kekuatan pemasangan semua jenis elemen dan komponen jembatan, merancang peralatan pemasangan, dan merancang elemen pemasangan sementara seperti perancah, pengikat, penahan, dan penyangga dongkrak. Spesifikasi tersebut juga dapat mencakup pertimbangan kontraktual yang terkait dengan teknik konstruksi.

Poin penting yang perlu diakui di sini adalah bahwa penggunaan spesifikasi desain jembatan sebagai dasar untuk studi teknik pemasangan, seperti yang saat ini lazim dilakukan, tidaklah tepat. Teknik pemasangan adalah disiplin ilmu yang terkait tetapi berbeda, dan harus memiliki spesifikasinya sendiri. Namun, mengingat keadaan teknik konstruksi yang terfragmentasi saat ini di AS (lihat Bagian 1.26), sulit untuk membayangkan bagaimana spesifikasi teknik pemasangan tersebut dapat disiapkan. Pertimbangan kepemilikan yang terkait dengan pengalaman dan prosedur masing-masing perusahaan pemasangan dapat menjadi hambatan tambahan.

Syarat Dan Ketentuan Standar Untuk Kontrak

Masalah mendasar lainnya terkait masa depan konstruksi jembatan baja di AS terletak pada tidak adanya syarat dan ketentuan standar untuk kontrak. Sepanjang abad ke-19, baik desain maupun konstruksi jembatan besar di AS seringkali menjadi tanggung jawab seorang insinyur terkemuka, yang dapat dengan mudah mengarahkan dan mengkoordinasikan pekerjaan serta menyelesaikan masalah secara adil. Kemudian, selama sekitar tiga puluh tahun pertama abad ke-20, sistem ini secara bertahap digantikan oleh praktik penawaran kompetitif atas rencana dan spesifikasi yang disiapkan oleh seorang insinyur desain yang dipekerjakan oleh pemilik. Akibatnya, tanggung jawab atas struktur yang sebelumnya ditanggung oleh perancang-pembangun menjadi terbagi, dengan perancang bertanggung jawab atas integritas layanan struktur yang telah selesai, sementara tanggung jawab utama atas kecukupan struktural dan keselamatan selama konstruksi ditanggung oleh kontraktor. Kendali penuh atas penyusunan rencana dan spesifikasi — dokumen kontrak — tetap dipegang oleh insinyur desain.

Pembagian tanggung jawab ini telah menghasilkan dokumen kontrak yang mungkin tidak sepenuhnya adil, karena perancang pasti berada di bawah tekanan untuk

memperhatikan kepentingan finansial langsung kliennya, yaitu pemilik. Dokumen yang disiapkan hanya oleh satu pihak dalam kontrak hampir tidak dapat diharapkan untuk mencerminkan kepentingan yang tepat dari pihak lain. Namun, hingga sekitar pertengahan abad ke-20, tanggung jawab desain dan konstruksi untuk pekerjaan jembatan besar, meskipun dibagi antara insinyur desain dan insinyur konstruksi, biasanya tetap berada di bawah kendali anggota terkemuka dari profesi teknik jembatan yang mampu mengendalikan tingkat komunikasi dan kerja sama yang dibutuhkan untuk menyelesaikan perbedaan pendapat yang tak terhindarkan dalam kerangka keadilan dan niat baik.

Sejak tahun 1970-an telah terjadi tren menjauh dari sistem kontrol tradisional ini. Aspek bisnis dan manajemen perusahaan desain menjadi semakin penting, sementara pada saat yang sama perusahaan konstruksi baja menjadi lebih berorientasi pada pertimbangan komersial dan hukum. Insinyur desain dan konstruksi profesional pun kehilangan reputasinya. Sebagai akibat dari tren yang merugikan ini, spesifikasi pekerjaan jembatan semakin ketat, praktik penawaran semakin agresif, klaim penggantian biaya tambahan semakin banyak, biaya asuransi untuk semua pihak yang terlibat meningkat, dan kontrol rekayasa dan konstruksi jembatan semakin dipengaruhi oleh administrator dan pengacara. Perkembangan ini tidak menguntungkan pemilik jembatan, profesi teknik desain, industri konstruksi baja, atau masyarakat—yang pada akhirnya harus menanggung semua biaya konstruksi jembatan.

Tampaknya jelas bahwa untuk keluar dari keadaan yang tidak memuaskan ini, seperangkat kondisi standar yang komprehensif untuk kontrak harus dikembangkan untuk berfungsi sebagai dokumen inti untuk konstruksi teknik sipil — sebuah dokumen yang hanya memerlukan penambahan ketentuan khusus untuk membentuk spesifikasi dasar untuk setiap proyek konstruksi jembatan besar. Kondisi standar tersebut harus disiapkan "di luar jaringan" oleh sekelompok delegasi teknik tingkat tinggi yang memiliki kredensial teknik yang mapan.

Dokumen kontrak inti seperti yang diusulkan telah digunakan secara umum di Inggris Raya sejak tahun 1945, ketika edisi pertama dari *Kondisi Kontrak dan Formulir Penawaran, Perjanjian dan Jaminan untuk Digunakan dalam Kaitannya dengan Pekerjaan Konstruksi Teknik Sipil* diterbitkan oleh Lembaga Insinyur Sipil (ICE). Dokumen ini, yang secara informal dikenal sebagai *Kondisi Kontrak ICE*, sekarang berada di edisi ke-6. Dokumen ini terus ditinjau dan direvisi seperlunya oleh Komite Kontrak Gabungan permanen yang terdiri dari delegasi dari Lembaga Insinyur Sipil, Asosiasi Insinyur Konsultan, dan Federasi Kontraktor Teknik Sipil. Dokumen ini digunakan sebagai dasar untuk sebagian besar pekerjaan konstruksi teknik sipil yang dikontrak di Inggris Raya, termasuk jembatan baja.

Desain Dan Konstruksi

Seerti yang telah disebutkan, desain dan konstruksi adalah praktik umum di AS selama abad ke-19. Mungkin contoh yang paling terkenal adalah Jembatan Brooklyn, di mana perancang-pembangunnya adalah John A. Roebling dan putranya Washington A. Roebling. Pembangunan Jembatan Brooklyn dimulai pada tahun 1869 dan selesai pada tahun 1883. Desain dan konstruksi terus digunakan hingga awal abad ke-20; contoh yang paling menonjol dari era itu mungkin adalah jembatan gantung Ambassador antara Detroit, Michigan dan Windsor, Ontario, Kanada, yang selesai pada tahun 1929. Jembatan Ambassador dirancang

dan dibangun oleh McClintic Marshall Construction Co., Jonathan Jones, kepala insinyur; Jembatan ini memiliki bentang utama sepanjang 1850 kaki, yang pada saat itu merupakan rekor bentang tunggal di dunia.

Desain dan konstruksi belum digunakan untuk jembatan baja besar di AS sejak Jembatan Ambassador. Namun, prosedur ini telah banyak digunakan sepanjang abad ke-20 untuk jembatan di negara lain dan khususnya di Eropa; dan baru-baru ini desain-konstruksi-operasi-pemeliharaan telah muncul. Apakah prosedur ini akan banyak diterapkan di AS masih harus dilihat.

Keuntungan dari desain dan konstruksi sangat jelas:

1. Kemungkinan akan ada lebih banyak desain prospektif yang diajukan, dibandingkan jika desain hanya diperoleh dari satu organisasi.
2. Desain yang kompetitif diajukan pada tingkat pendahuluan, sehingga memungkinkan pemilik untuk memberikan masukan pada desain yang dipilih antara tahap pendahuluan dan penyelesaian desain.
3. Pemilik mengetahui harga proyek pada saat desain pendahuluan dipilih, dibandingkan dengan desain-penawaran di mana harga tidak diketahui sampai desain selesai dan penawaran diterima.
4. Seiring berjalannya proyek, pemilik hanya berurusan dengan satu entitas, sehingga mengurangi dan menyederhanakan upaya administratifnya.
5. Anggota tim desain dan konstruksi harus bekerja sama secara efektif, menghilangkan antagonisme dan konfrontasi yang dapat terjadi pada proyek desain-tender.

Persyaratan utama dalam sistem desain dan konstruksi untuk suatu proyek adalah persiapan yang cermat terhadap permintaan proposal (RFP). Hal-hal penting berikut harus dicakup secara rinci dan jelas:

1. Deskripsi proyek yang akan dibangun.
2. Lingkup pekerjaan.
3. Jenis dan karakteristik komponen struktural: mana yang dibutuhkan, mana yang dapat diterima, dan mana yang tidak dapat diterima.
4. Persentase minimum pekerjaan desain dan konstruksi yang harus dilakukan oleh tenaga kerja tim sendiri.
5. Jadwal kerja; insentif dan disinsentif waktu.
6. Prosedur yang harus diikuti jika kondisi aktual ditemukan berbeda dari yang diasumsikan.
7. Faktor pengendalian mutu dan jaminan mutu.
8. Hak prerogatif persetujuan pemilik selama tahap desain akhir dan tahap konstruksi.
9. Peraturan lokal, negara bagian, dan federal yang berlaku.
10. Persyaratan jaminan kinerja dan pembayaran.
11. Persyaratan garansi.
12. Prosedur pemilik untuk persetujuan akhir proyek yang telah selesai.

Dalam menyiapkan RFP, pemilik harus mengumpulkan semua sumber daya yang diperlukan baik dari dalam maupun luar organisasinya. Pertimbangan politik harus diberi

perhatian yang sewajarnya. Draf dokumen harus menerima tinjauan yang sesuai, dan RFP yang diajukan harus dalam kondisi hampir final. Kemudian, pada awal proses pengadaan, pemilik biasanya akan melanjutkan sebagai berikut:

1. Mengumumkan proyek dan mengundang tim calon untuk mengirimkan kualifikasi.
2. Melakukan pra-kualifikasi sejumlah kecil tim, mungkin tiga hingga lima, dan mengirimkan draf RFP kepada masing-masing tim.
3. Mengadakan pertemuan dengan tim yang telah lolos pra-kualifikasi untuk pertukaran informasi informal dan untuk membahas pertanyaan.
4. Menyiapkan RFP final dan mengirimkannya kepada setiap tim yang telah lolos pra-kualifikasi, dan mengumumkan tanggal batas waktu pengajuan proposal.

Pemilik biasanya akan meminta proposal untuk diajukan dalam dua komponen terpisah: komponen desain, yang menunjukkan desain awal hingga sekitar 25%; dan komponen moneter, yang menyatakan penawaran harga tetap. Sebelum penawaran dibuka, pemilik biasanya akan melakukan proses penilaian untuk desain awal, tanpa menyebutkan identitas tim beserta desain mereka, menggunakan skala penilaian 10 poin atau 100 poin dan mempertimbangkan faktor-faktor berikut:

1. Kualitas desain,
2. Estetika jembatan.
3. Kelayakan dan keandalan fabrikasi dan pemasangan.
4. Aspek keselamatan konstruksi.
5. Pertimbangan garansi dan pemeliharaan jangka panjang.
6. Biaya pengguna.

Dengan menggunakan faktor-faktor penilaian ini dan faktor-faktor lainnya (yang dapat diberi bobot jika diinginkan), skor desain keseluruhan akhir diberikan kepada setiap desain awal. Kemudian penawaran harga tetap dibuka. Prosedur umum adalah membagi harga penawaran setiap tim dengan skor desainnya, menghasilkan peringkat harga keseluruhan, dan memberikan kontrak kepada tim desain dan konstruksi yang memiliki peringkat harga terendah.

Setelah kontrak diberikan, tim yang berhasil akan melanjutkan untuk meningkatkan desain awal mereka ke tingkat desain akhir, tanpa pekerjaan di lokasi yang diizinkan selama interval ini. Sudah menjadi kebiasaan bagi pemilik untuk memberikan tunjangan kepada setiap tim yang tidak berhasil mengajukan proposal untuk sebagian menutupi biaya persiapan proposal.

1.10 PROSEDUR DAN PRAKTIK TEKNIK KONSTRUKSI — MASA DEPAN

Banyaknya perbedaan pendapat dan prosedur yang ada terkait tata kelola yang tepat untuk fabrikasi dan pemasangan struktur baja untuk jembatan baja besar menimbulkan pertanyaan: Bagaimana pedoman konstruksi jembatan yang tepat muncul dan diterapkan dalam praktik dan spesifikasi jembatan? Melihat kembali periode sekitar tahun 1900 hingga 1975, kita menemukan bahwa perusahaan konstruksi struktur baja utama di AS mengembangkan dan memelihara departemen teknik yang kompeten yang merencanakan

dan merekayasa jembatan besar (dan juga yang lebih kecil) melalui proses fabrikasi dan pemasangan dengan tingkat kemahiran yang tinggi. Secara tradisional, para insinyur kontraktor struktur baja bekerja sama dengan para insinyur kantor desain untuk mengembangkan berbagai faktor teknis jembatan, termasuk prosedur dan praktik konstruksi.

Namun, zaman telah berubah; sejak tahun 1970-an, kontraktor jembatan baja utama hampir menghilang di AS, dan lebih jauh lagi, sangat sedikit kantor desain jembatan yang memiliki insinyur berpengalaman dalam teknik fabrikasi dan pemasangan. Akibatnya, teknik konstruksi seringkali menerima perhatian dan upaya yang kurang dari yang dibutuhkan dan layak, dan ini bukanlah pertanda baik untuk masa depan desain dan konstruksi jembatan besar di AS.

Teknik konstruksi jembatan bukanlah subjek yang diajarkan di kelas; itu harus dipelajari di lapangan bersama kontraktor baja besar. Jalur terbaik bagi seorang calon insinyur konstruksi muda adalah menghabiskan banyak waktu di bengkel fabrikasi dan di lokasi jembatan, diselingi dengan waktu melakukan pekerjaan teknis teknik konstruksi di kantor. Telah disebutkan sebelumnya bahwa meskipun teknik konstruksi dan teknik desain saling terkait, keduanya merupakan praktik yang berbeda dan membutuhkan latar belakang dan pengalaman yang beragam. Teknik desain pada dasarnya dapat dipelajari di kantor desain; namun, teknik konstruksi tidak dapat dipelajari di sana — teknik ini membutuhkan latar belakang pengalaman di lokasi kerja. Pengalaman seperti itu, perlu dicatat, juga berharga bagi insinyur desain; namun, pengalaman tersebut tidak sepenting bagi mereka seperti halnya bagi insinyur konstruksi.

Pelatihan insinyur konstruksi baja masa depan di AS akan terhambat oleh runtuhnya dua kontraktor baja terbesar pada tahun 1970-an. Sayangnya, tampaknya kontraktor baja yang masih bertahan di AS umumnya tidak memiliki sumber daya untuk mendukung departemen teknik yang kuat, sehingga ada pertanyaan tentang dari mana generasi insinyur konstruksi jembatan baja berikutnya di AS akan berasal.

Komentar Penutup

Sebagai penutup ulasan konstruksi jembatan baja ini, tepat untuk mengutip karya seorang insinyur, guru, dan penulis Inggris yang terkenal, almarhum Sir Alfred Pugsley:

Sejumlah kecelakaan jembatan lainnya pada abad yang lalu muncul akibat pembebanan berlebih oleh berbagai jenis lalu lintas. Namun, sebagaimana telah dibahas, para insinyur masa kini memusatkan sebagian besar upaya mereka untuk memastikan tersedianya cadangan kekuatan yang memadai guna mengantisipasi kemungkinan tersebut. Akan tetapi, terdapat satu jenis keruntuhan yang hingga saat ini terjadi hampir sama seringnya sebagaimana sepanjang sejarah, yaitu keruntuhan pada tahap akhir pelaksanaan pembangunan.

Pelaksanaan pembangunan jembatan sejak dahulu selalu menghadirkan bahaya-bahaya tersendiri. Terlepas dari semakin meningkatnya kehati-hatian selama berabad-abad, hanya sedikit jembatan besar yang dibangun tanpa menimbulkan korban jiwa. Selain ketidakpastian yang disebabkan oleh kesalahan manusia, pada hampir semua jembatan terdapat suatu waktu kritis menjelang penyelesaian, ketika keberhasilan jembatan sangat

bergantung pada satu operasi khusus. Operasi tersebut antara lain meliputi pemasangan segmen terakhir pada jembatan lengkung baja, pemasangan elemen penutup di bagian tengah bentang pada jembatan kantilever, serta pengangkatan struktur dek jalan ke posisi akhirnya pada jembatan gantung. Dalam banyak kasus seperti ini, kecelakaan besar telah terjadi.

Mungkin timbul pertanyaan mengapa, apabila kondisi-kondisi kritis tersebut telah dikenal dengan baik, langkah-langkah kehati-hatian yang memadai tidak selalu berhasil mencegah terjadinya kecelakaan. Kehati-hatian khusus tentu telah diterapkan, namun sering kali masih terdapat alasan mengapa “terjadi kesenjangan antara perencanaan dan pelaksanaan”. Operasi-operasi semacam ini umumnya menuntut kerja sama yang sangat erat antara pihak pelaksana konstruksi dan perancang, serta antara seluruh tingkatan personel, mulai dari pekerja lapangan hingga perencana dan pimpinan proyek. Kondisi demikian dapat memberikan tekanan besar terhadap kemampuan perancangan, ketelitian pemeriksaan rinci, dan kepemimpinan teknis di lapangan, yang bahkan cukup untuk menguras kemampuan seorang insinyur besar sekalipun.

Dalam keadaan seperti ini, patut untuk mengingat kembali suatu pernyataan yang menegaskan bahwa “sangat penting untuk tidak menaruh kepercayaan pada sifat dasar manusia. Kepercayaan semacam itu merupakan pandangan yang relatif baru dan sangat membawa dampak buruk.” Oleh karena itu, ketergantungan yang kuat harus diberikan pada pelajaran yang diperoleh dari pengalaman masa lalu dalam profesi keteknikan. Sebagian pengalaman tersebut terdokumentasi dalam makalah-makalah profesional yang menjelaskan proses pelaksanaan pembangunan, yang sering kali—terutama bagi insinyur muda—tampak kurang menarik secara sepintas. Sebagian lainnya terwujud dalam kebiasaan organisasi, seperti penunjukan insinyur pengawas lapangan baik dari pihak pelaksana konstruksi maupun dari pihak perencana. Selain itu, pengalaman tersebut juga tercermin dalam berbagai tindakan pencegahan yang telah diupayakan untuk dirumuskan.

Menyusun daftar tindakan pencegahan dan peringatan semacam ini merupakan hal yang relatif mudah, namun jauh lebih sulit bagi para insinyur senior yang bertanggung jawab atas penyelesaian suatu jembatan untuk mempertahankan prinsip-prinsip tersebut dalam praktik nyata. Bidang kajian ini pada hakikatnya sangat bergantung pada kualitas pribadi para insinyur jembatan. Pada akhirnya, keselamatan jembatan-jembatan sangat ditentukan oleh integritas para insinyur, khususnya mereka yang memegang peran kepemimpinan.

Ilustrasi Lebih Lanjut Tentang Jembatan Yang Sedang Dibangun, Menunjukkan Metode Pemasangan



Gambar 1.14 Jembatan Royal Albert Melintasi Sungai Tamar, Saltash, Inggris, 1813. Dua Bentang Utama Sepanjang 455 Kaki (139 M), Masing-Masing Seberat 1060 Ton, Dibangun Di Darat, Diapungkan Dengan Sepasang Tongkang, Dan Diangkat Sekitar 100 Kaki (30 M) Ke Posisi Akhirnya Menggunakan Dongkrak Hidrolik. Konstruksi Pilar Dibangun Setelah Setiap Pengangkatan 3 Kaki (1 M).



Gambar 1.15 Jembatan Eads Melintasi Sungai Mississippi, St. Louis, Mo., 1873. Jembatan Lengkung Logam Penting Pertama Di AS, Ditopang Oleh Empat Bidang Lengkung Rangka Tanpa Engsel Yang Memiliki Rangka Tubular Baja Krom. Bentangnya Berukuran 502-520-502 Kaki (153-158-153 M). Selama Pemasangan, Rangka Lengkung Diikat Kembali Dengan Kabel

Yang Melewati Menara Sementara Yang Dibangun Di Atas Pilar. Rusuk Lengkung Dikemas Dalam Es Untuk Menutupnya.



Gambar 1.16 Jembatan Rangka Kereta Api Glasgow (Missouri), 1879. Pemasangan Di Atas Perancah Pendukung Penuh Adalah Hal Biasa Pada Abad Ke-19. Jembatan Baja Pertama Di Dunia, Dengan Lima Bentang Rangka Sederhana Sepanjang 315 Kaki (96 M), Melintasi Sungai Missouri.



Gambar 1.17 Jembatan Rangka Kantilever Kereta Api Sungai Niagara, Dekat Air Terjun Niagara, New York, 1883. Alat Bantu Pemasangan Kayu Besar Digunakan Untuk Membangun Bentang Samping Di Atas Perancah, Kemudian Setengah Dari Bentang Utama Dikantileverkan

Ke Bagian Tengah Bentang. Pemasangan Setengah Bagian Jembatan Lainnya Dilakukan Dengan Cara Serupa. Jembatan Kantilever Tipe Modern Pertama, Dengan Bentang Utama Bebas 470 Kaki (143 M) Dan Bentang Gantung Tengah 120 Kaki (37 M).



s. The massive cantilevers of the Forth bridge, shown under erection, were conceived in the shadow of the Tay bridge disaster.

Gambar 1.18 Konstruksi Jembatan Forth Yang Monumental, Skotlandia, 1888. Banyak Lengan Kecil Yang Dapat Dipindahkan Digunakan, Bersama Dengan Alat Bantu Pemasangan Untuk Mengkantileverkan Dua Bentang Utama Sepanjang 1710 Kaki (521 M). Anggota Tekan Utama Berupa Tabung Berdiameter 12 Kaki (3,65 M); Banyak Anggota Lainnya Juga Berbentuk Tabung. Total Berat Struktur Baja Adalah 7.000 Ton. Catatan Tidak Jelas Mengenai Hal-Hal Penting Seperti Kelengkungan Dan Pemasangan Di Lapangan Pada Masing-Masing Bagian Jembatan Kereta Api Yang Sangat Redundan Ini. Jembatan Forth Bisa Dibilang Merupakan Struktur Baja Terbesar Di Dunia.



Gambar 1.19 Jembatan Kereta Api Sungai Pecos, Texas, 1892. Pembangunan Menggunakan Alat Pengangkut Kayu Bertenaga Uap Yang Besar Dengan Banyak Rangkaian Penopang Dan Jangkauan Yang Sangat Panjang. Bentang Utama Rangka Kantilever Memiliki Buka Bersih 185 Kaki (56 M).



Gambar 1.20 Pengangkatan Bentang Gantung, Jembatan Selat Carquinez, California, 1927. Bentang Gantung Sepanjang 433 Kaki (132 M), Dengan Berat 650 Ton, Diangkat Ke Posisinya Dalam 35 Menit, Didorong Oleh Empat Kotak Penyeimbang Dengan Total Berat 740 Ton.



Gambar 1.21 Jembatan Kantilever Cooper River Pertama, Charleston, S.C., 1929. Alat Bantu Pemasangan (Errection Traveler) Membangun Bentang Samping Sepanjang 450 Kaki (137 M) Di Atas Perancah, Kemudian Melanjutkan Pemasangan Bentang Utama Sepanjang 1050 Kaki (320 M) (Termasuk Bentang Gantung Sepanjang 437,5 Kaki [133 M]) Dengan Cara Kantilever Hingga Ke Tengah Bentang.

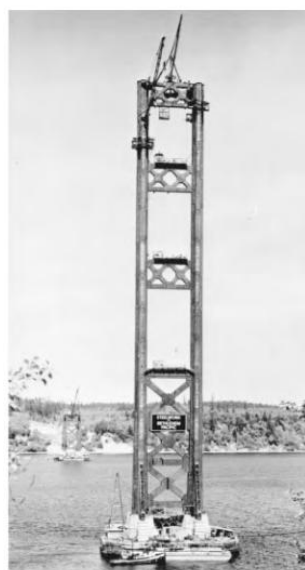


Gambar 1.22 Pemasangan Menara Selatan Jembatan Golden Gate, San Francisco, 1935. Alat Bantu Pemasangan (Creeper Traveler) Dengan Dua Lengan Sepanjang 90 Kaki (27 M) Memasang Satu Tingkat Sel Menara Untuk Setiap Kaki, Kemudian Dilompatkan Ke Puncak

Tingkat Tersebut Dan Melanjutkan Pemasangan Tingkat Berikutnya. Kaki Menara Berjarak 90 Kaki (27 M) Dari Pusat Ke Pusat Dan Tingginya 690 Kaki (210 M). Ketika Alat Berat Menyelesaikan Menara Utara (Di Latar Belakang), Alat Tersebut Memasang Derek Chicago Pada Kaki Menara Barat, Yang Membongkar Penyangga, Memasang Penyangga Puncak Menara, Dan Memasang Dua Derek Kecil (Satu Ditunjukkan) Untuk Melayani Pemasangan Kabel. Setiap Menara Berisi 22.200 Ton Struktur Baja.



Gambar 1.23 Pemasangan Kantilever Seimbang, Jembatan Kantilever Kereta Api/Jalan Raya Governor O.K. Allen, Baton Rouge, La., 1939. Penggunaan Pertama Prosedur Pemasangan Kantilever Seimbang Panjang Di AS. Pada Setiap Pilar, 650 Kaki (198 M) Struktur Baja, Sekitar 4000 Ton, Diseimbangkan Pada Dasar 40 Kaki (12 M) Yang Dibentuk Oleh Kerangka Kerja Miring. Beban Tekan Di Bagian Atas Kerangka Kerja Diukur Secara Berkala Dan Disesuaikan Dengan Memposisikan Kereta Penyeimbang Yang Berjalan Pada Tingkat Tali Bawah. Bentang Utama Jembatan Ini Berukuran 848-650-848 Kaki (258-198-258 M); Bentang 650 Kaki Ditampilkan.



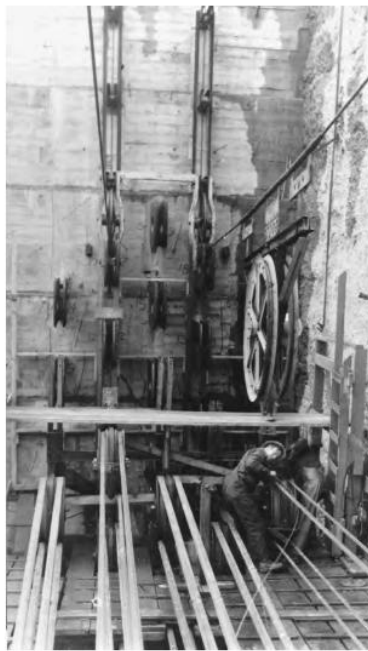
Gambar 1.24 Pemasangan Menara, Jembatan Tacoma Narrows Kedua, Washington, 1955. Jembatan Ini Menggantikan Jembatan Tacoma Narrows Pertama, Yang Roboh Akibat Angin

Kencang 40 Mph (18 M/Detik) Pada Tahun 1940. Kaki Menara Berjarak 60 Kaki (18 M) Dan Tingginya 462 Kaki (141 M). Alat Bantu Pemasangan Menara (Creeper Traveler) Terlihat Sedang Memasang Menara Barat, Di Latar Belakang. Pada Menara Timur, Alat Bantu Pemasangan Menara Memasang Derek Chicago Di Bagian Atas Kaki Selatan: Derek Ini Membongkar Alat Bantu Pemasangan Menara, Kemudian Memasang Penyangga Puncak Menara Dan Derek Kaki Kaku (Stiffleg Derrick), Yang Kemudian Membongkar Derek Chicago. Alat Pengangkat Menara Dapat Dilihat Di Platform Pendaratan Kedua Dari Atas. Sangkar Paku Keling Mendekati Puncak Menara. Perhatikan Penyangga Lutut Pondasi Menara, Yang Diperlukan Untuk Memastikan Stabilitas Menara Dalam Kondisi Berdiri Bebas (Lihat Gambar 1.27).

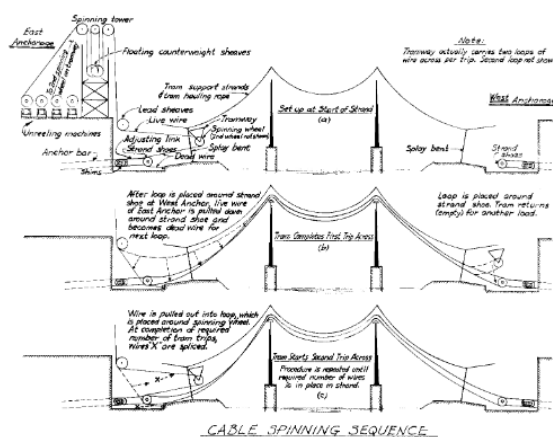
Gambar 1.25 Pemutaran Kabel Utama Kawat Paralel Di Udara, Jembatan Gantung Tacoma Narrows Kedua, Washington, 195. Setiap Kabel Utama Terdiri Dari 8702 Kawat Galvanis Berkekuatan Tinggi Paralel Dengan Diameter 0,196 Inchi (4,98 Mm), Disusun Sebagai 19 Untaian Yang Sebagian Besar Terdiri Dari 460 Kawat Masing-Masing. Setelah Pemadatan, Kabel Menjadi Massa Kawat Bulat Padat Dengan Diameter 20-1/4 Inchi (514 Mm).



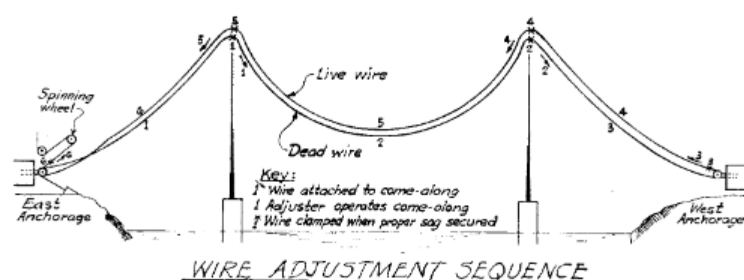
Gambar 1.25a Trem Mulai Beroperasi Di Seberang Jangkar Timur Membawa Dua Lingkaran Kawat. Tiga Untaian Kawat 460 Telah Dipintal, Dengan Dua Lagi Sedang Dalam Pembangunan. Roda Pemintal Trem Menarik Lingkaran Kawat Melintasi Tiga Bentang Dari Jangkar Timur Ke Jangkar Barat. Jembatan Penyeberangan Gantung Menyediakan Akses Ke Kabel. Pemintalan Berlangsung 24 Jam Sehari.



Gambar 1.25b Trem Tiba Di Jangkar Barat. Lingkaran Kawat Yang Ditunjukkan Pada Gambar 1.25a Dilepas Dari Roda Pemintal Dan Ditempatkan Di Sekitar Sepatu Untaian Di Jangkar Barat. Trem Ini Kemudian Kembali Kosong Ke Jangkar Timur, Sementara Trem Untuk "Cabang" Lain Dari Tali Penarik Tanpa Ujung Membawa Dua Lingkaran Kawat Untuk Untaian Kedua Yang Sedang Dalam Pembangunan Untuk Kabel Ini.

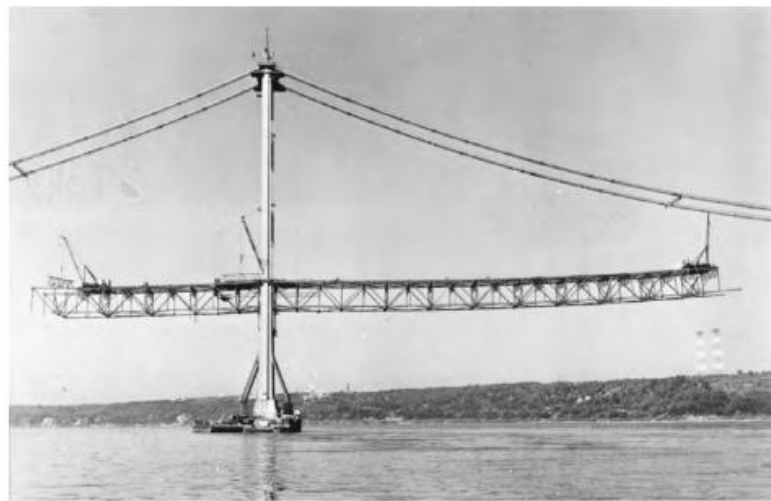


Gambar 1.26a Pemasangan Lingkaran Kawat Individual.

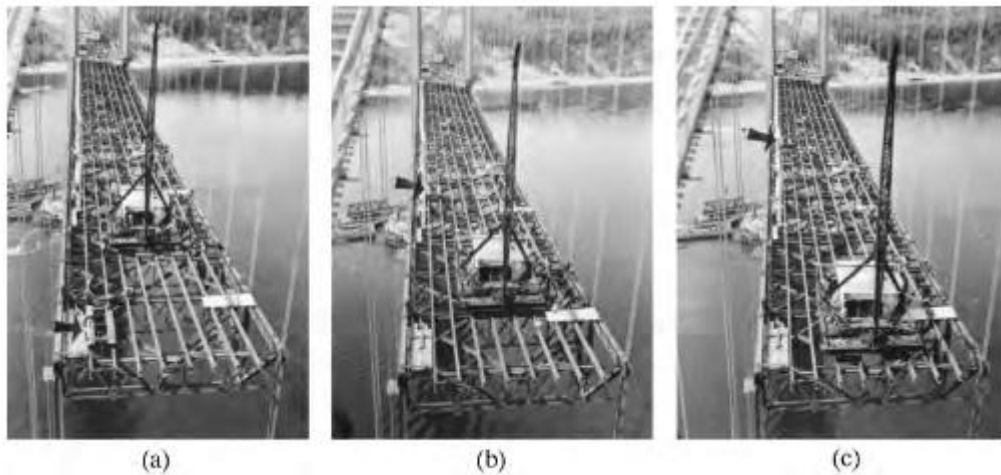


Gambar 1.26b Penyesuaian Lingkaran Kawat Individual.

Gambar 1.26 Prosedur pemintalan kabel untuk konstruksi kabel utama jembatan gantung kawat paralel, menunjukkan detail metode pemintalan udara untuk membentuk kawat individual 5 mm menjadi untaian yang berisi 400 hingga 500 kawat. Setiap lingkaran kawat didirikan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.26a (lihat Gambar 1.25), kemudian disesuaikan dengan kelenturan yang benar seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.26b. Setiap untaian yang telah selesai diikat dengan pita, kemudian disesuaikan dengan kelenturan yang benar di setiap bentang. Dengan semua untaian terpasang, untaian tersebut dipadatkan untuk membentuk massa kawat bulat homogen yang padat. Metode pemintalan udara dikembangkan oleh John Roebling pada pertengahan abad ke-19.



Gambar 1.27 Pemasangan Struktur Baja Dek Gantung, Jembatan Tacoma Narrows Kedua, Washington, 196. Derek Chicago Di Menara Mengangkat Komponen Struktur Baja Dek Ke Tingkat Dek, Di Mana Komponen Tersebut Diangkut Ke Alat Pengangkut Dek Oleh Gerbong Material. Setiap Panel Ganda Rangka Dihubungkan Pada Tingkat Korda Atas Ke Rangka Yang Telah Dipasang Sebelumnya, Dan Dibiarkan Terbuka Pada Tingkat Korda Bawah Untuk Memungkinkan Kelengkungan Dek Ke Atas Sementara, Yang Dihasilkan Dari Kondisi Pembebanan Sebagian Kabel Suspensi Utama. Bentang Utama (Di Sebelah Kanan) Adalah 2800 Kaki (853 M), Dan Bentang Samping Adalah 100 Kaki (335 M). Rangka Penguat Memiliki Kedalaman 33 Kaki (10 M) Dan Jarak Antar Pusat 60 Kaki (18 M). Penyangga Lutut Dasar Menara (Lihat Gambar 1.24) Terlihat Jelas Di Sini.



Gambar 1.28 Memindahkan Alat Pengangkat Dek Ke Depan, Jembatan Tacoma Narrows Kedua, Washington, 196. Tali Penarik Alat Pengangkat Melewati Balok Katrol Di Ujung Depan Balok Penyangga, Dan Dihubungkan Ke Bagian Depan Kereta Material (Di Sebelah Kiri). Kereta Material Ditarik Mundur Ke Arah Menara, Memajukan Alat Pengangkat Dua Panel Ke Posisi Barunya Di Ujung Struktur Baja Dek. Panah Menunjukkan Posisi Kereta Material Secara Berurutan. (a) Alat Pengangkat Di Awal Pergerakan, (b) Alat Pengangkat Maju Satu Panel, Dan (c) Alat Pengangkat Di Akhir Pergerakan.



Gambar 1.29 Memasang Bagian Balok Penutup Jembatan Sungai Passaic, New Jersey Turnpike, 197. Alat Pengangkat Ganda Yang Sangat Besar, Masing-Masing Seberat 270 Ton, Memasang Balok Pelat Penutup Bentang Utama Sepanjang 375 Kaki (114 M). Balok Penutup Memiliki Kedalaman 14 Kaki (4,3 M) Dan Panjang 115 Kaki (35 M) Serta Berat Masing-Masing 146 Ton. Pemasangan Dari Samping Diperlukan (Seperti Yang Ditunjukkan) Karena Material Sambungan Yang Menonjol Panjang. Gerakan Memanjang Disediakan Di Salah Satu Pilar, Di

Mana Balok Diangkat Untuk Menutup Jembatan. Balok Penutup Stabil Secara Lateral Tanpa Pengisi Baja Lantai, Sehingga Jatuhan Derek Dapat Dilepaskan Segera.



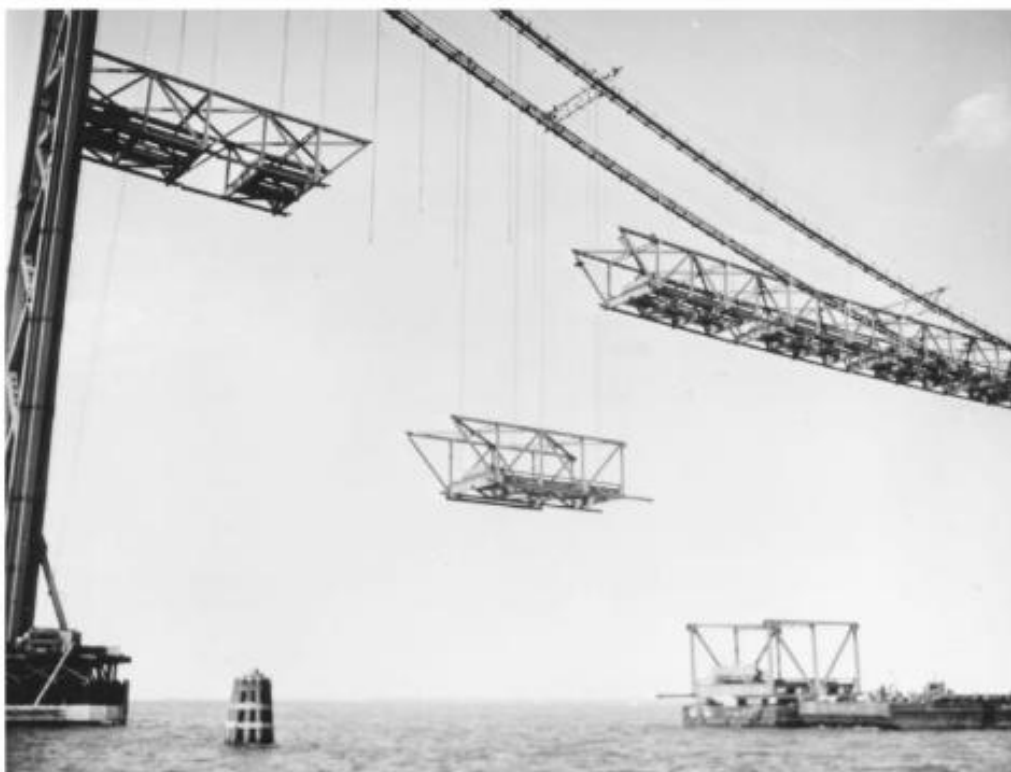
Gambar 1.30 Pemasangan Bentang Rangka Apung, Jembatan Teluk Chesapeake Pertama, Maryland, 197. Bentang Rangka Dek Sepanjang 300 Kaki (91 M) Yang Telah Dipasang Membentuk Dok Pemasangan, Menyediakan Platform Kerja Untuk Dua Alat Bantu Pemasangan Derek. Bentang Jembatan Rangka Permanen Berfungsi Sebagai Perancah Penyangga Yang Ditopang Oleh Tongkang Dan Ditunjukkan Membawa Lengan Jangkar Sepanjang 470 Kaki (143 M) Dari Rangka Kantilever. Bentang Ini Diapungkan Ke Posisi Permanennya, Kemudian Diturunkan Ke Dermaga Dengan Cara Memberi Pemberat Pada Tongkang. (A) Pelampung Meninggalkan Dok Pemasangan, Dan (B) Pelampung Tiba Di Posisi Permanen.



Gambar 1.31 Pemasangan Bentang Jembatan Rangka Dengan Cara Mengapung, Jembatan Teluk Chesapeake Pertama, Maryland, 198. Bentang Jembatan Rangka Sepanjang 480 Kaki (146 M), Dengan Berat 850 Ton, Ditopang Oleh Perancah Yang Terdiri Dari Bentang Jembatan Rangka Permanen Beserta Anggota Sementara, Sedang Diapungkan Untuk Diturunkan Ke Dermaga. Kabel Jembatan Gantung Sedang Dibangun Di Latar Belakang.



Gambar 1.32 Pemasangan Bentang Rangka Dengan Pengangkatan, Jembatan Teluk Chesapeake Pertama, Maryland, 198. Bentang Rangka Sepanjang 360 Kaki (110 M) Diangkat Ke Posisi Yang Diinginkan Menggunakan Tongkang Dan Dipindahkan Menggunakan Empat Set Kerekan Pengangkat. Dek Jembatan Gantung Sedang Dalam Pembangunan Di Sebelah Kanan.



Gambar 1.33 Pemasangan Struktur Dek Jembatan Gantung, Jembatan Teluk Chesapeake Pertama, Maryland, 198. Bagian Dek Rangka Empat Panel Yang Khas, Dengan Berat 99 Ton, Telah Diangkat Dari Tongkang Dan Sedang Dinaikkan Ke Posisi Yang Diinginkan Menggunakan

Empat Set Kerekan Pengangkat Yang Terpasang Pada Kabel Suspensi Utama. Bagian Dek Penutup Berada Di Atas Tongkang, Siap Untuk Dipasang Selanjutnya.



Gambar 1.34 Jembatan Kantilever Greater New Orleans, Louisiana, 1913. Penopang Dek Ganda Yang Tinggi Dimulai Dari Ujung Jembatan Utama Dan Mendirikan Bentang Jangkar Pada Perancah, Kemudian Bentang Utama Sepanjang 1575 Kaki (480 M) Dengan Cara Kantilever Ke Tengah Bentang.



Gambar 1.35 Pemasangan Menara, Jembatan Memorial Delaware Kedua, Wilmington, Del., 1922. Alat Bantu Pemasangan Menara Telah Mencapai Posisi Pemasangan Tertinggi Dan Mengayunkan Bagian Penyangga Atas Penutup Seberat 23 Ton Ke Tempatnya. Kaki Menara Diregangkan Sekitar 2 Inchi (50 Mm) Untuk Memberikan Ruang Masuk. Balok Lompat Alat Bantu Pemasangan Berada Di Posisi Kerja Tertinggi, Di Atas Dudukan Kabel. Struktur Baja Menara Tingginya Sekitar 418 Kaki (127 M). Dermaga Jangkar Kabel Sedang Dibangun Di Sebelah Kanan. Jembatan Memorial Delaware Pertama (1951) Berada Di Sebelah Kiri. Bentang Utama Kedua Jembatan Adalah 2150 Kaki (655 M).



Gambar 1.36 Pemasangan panel dek pelat ortotropik, Jembatan Poplar Street, St. Louis, Mo., 1923. Jembatan balok kotak kontinu lima bentang, 2165 kaki (660 m), bentang utama 600 kaki (183 m). Rusuk kotak yang menonjol memiliki penampang $5\frac{1}{2} \times 17$ kaki ($1,7 \times 5,2$ m), dan bagian dek berukuran 27×50 kaki ($8,2 \times 15,2$ m). Bagian dek dilas di lapangan, sedangkan semua sambungan lainnya dibaut di lapangan. Balok kotak ditopang secara kantilever ke kerangka perancah menggunakan "penyangga posisi" di atas (struktur segitiga yang terlihat di atas dek di sebelah kiri) untuk penyangga sementara.

Gambar 1.37 Pemasangan kabel kawat paralel (PWS), bentang jembatan gantung Newport Bridge, Narragansett Bay, R.I., 1968. Sejarah rekayasa jembatan tercipta di Newport dengan pengembangan dan penerapan untaian kawat paralel yang dibuat di pabrik untuk kabel jembatan gantung. Setiap kabel Newport dibentuk dari tujuh puluh enam PWS 61 kawat, masing-masing sepanjang 4512 kaki (1375 m) dan berat 15 ton. Kawat individual berdiameter 0,202 inci (5,13 mm) dan dilapisi seng. Kabel kawat paralel dapat dibuat dari PWS lebih cepat dan dengan biaya lebih rendah daripada dengan metode pemintalan udara tradisional dari kawat individual (lihat Gambar 1.25 dan 1.26). (Sumber: Bethlehem Steel Corporation.)



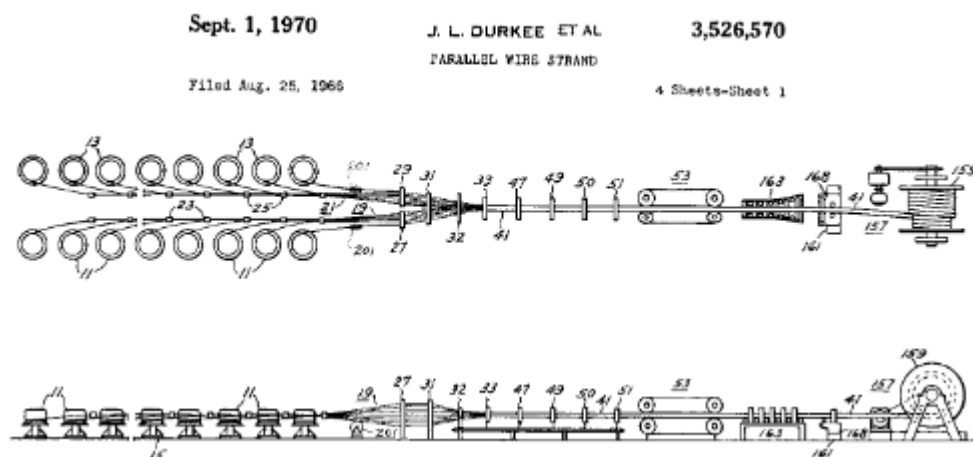
Gambar 1.37a Kereta Gantung Menarik PWS Dari Jangkar Barat Ke Bentang Samping, Kemudian Melintasi Bentang Lainnya Ke Jangkar Timur. Untaian Berdiameter Sekitar 1 3/4 Inchi (44 Mm).



Gambar 1.37b Pembentuk Kabel Mempertahankan Keselarasan Untaian Dalam Kabel Sebelum Pemadatan Kabel. Setiap Kabel Jadi Berdiameter Sekitar 15-1/4 Inchi (387 Mm).



Gambar 1.38 Jangkar tipe pipa untuk kabel kawat paralel (PWS), bentang suspensi Jembatan Newport, Teluk Narragansett, R.I., 1923. Jangkar pipa yang ditunjukkan akan ditanam dalam beton jangkar. Ujung soket setiap PWS ditarik ke bawah pipanya dari ujung atas, kemudian dipasang dan disesuaikan dengan shim terhadap pelat bantalan berat di ujung bawah. Jangkar tipe pipa jauh lebih sederhana dan lebih murah daripada tipe batang jangkar standar yang digunakan dengan kabel kawat paralel yang dipintal di udara (lihat Gambar 1.25b).



Gambar 1.39 Fasilitas manufaktur untuk produksi untai kawat paralel (PWS) yang dibuat di pabrik. Sebelum tahun 1966, kabel jembatan gantung kawat paralel harus dibuat kawat demi kawat di lapangan menggunakan prosedur pemintalan udara yang dikembangkan oleh John Roebling pada pertengahan abad ke-19 (lihat Gambar 1.25 dan 1.26). Pada awal tahun 1960-an, kontraktor baja utama AS menciptakan dan mengembangkan prosedur untuk pembuatan dan penggulungan untai kawat paralel, seperti yang ditunjukkan dalam gambar paten ini. Sebuah PWS dapat berisi hingga 127 kawat (lihat Gambar 1.45 dan 1.46).

- (a) Tampak atas fasilitas PWS. Meja putar 11 berisi gulungan kawat "tangan kiri" dan meja putar 13 berisi gulungan "tangan kanan", sehingga kawat yang dicetak seimbang dalam untaian yang terbentuk. Pemandu kawat 23 dan 25 mengarahkan kawat ke pelat setengah tata 27 dan 29, diikuti oleh pelat tata penuh 31 dan 32 yang lubang pemandunya membatasi bentuk heksagonal dari untaian akhir 41.
- (b) Tampilan elevasi fasilitas PWS. Cetakan heksagonal 33 berisi enam rol yang digerakkan pegas yang membentuk kawat menjadi bentuk heksagonal beraturan; dan cetakan rol serupa 47, 49, 50, dan 51 mempertahankan kawat dalam bentuk ini saat PWS 41 ditarik oleh penjepit dinamis heksagonal 9. PWS diikat secara manual dengan pita plastik dengan interval sekitar 3 kaki (1 m) saat melewati antara cetakan rol. PWS melewati meja rol 163, kemudian melewati kereta traverse 168, yang dioperasikan oleh mekanisme traverse 161 untuk mengarahkan PWS dengan benar ke gulungan 115. Terakhir, PWS yang telah digulung dipindahkan keluar jalur untuk pemasangan soket. Perhatikan bahwa roda pengukur kawat 201 dapat dipasang dan digunakan untuk mengontrol panjang untaian.



Gambar 1.40 Pemasangan struktur baja dek gantung, bentang gantung Jembatan Newport, Teluk Narragansett, R.I., 1968. Bagian dek bentang utama penutup sedang diangkat ke posisinya oleh dua penggerak kabel, masing-masing terdiri dari sepasang balok gulungan berflensa lebar 36 inci (0,91 m) yang bergerak di atas kabel pada roda kayu. Bagian penutup memiliki panjang 40 1/2 kaki (12 m) pada tingkat korda atas, lebar 66 kaki (20 m) dan

kedalaman 16 kaki (5 m), dan beratnya sekitar 140 ton. (Sumber: Bethlehem Steel Corporation.)

Gambar 1.41 Pembangunan jembatan balok kotak Kansas City Southern Railway, dekat Redland, Oklahoma, dengan metode "peluncuran," 1970. Jembatan balok kotak kontinu sembilan bentang ini memiliki panjang 2110 kaki (643 m), dengan bentang utama 330 kaki (101 m). Penampang kotak adalah $11 \times 14,9$ kaki ($3,35 \times 4,54$ m). Balok-balok tersebut diluncurkan dalam dua "rangkaian," satu dari ujung utara dan satu dari ujung selatan. Sebuah "hidung peluncuran" digunakan untuk membawa ujung depan setiap rangkaian balok ke atas penyangga jalur luncur saat rangkaian didorong ke pilar-pilar berikutnya. Penutupan dilakukan di tengah bentang utama. (Sumber: Bethlehem Steel Corporation.)



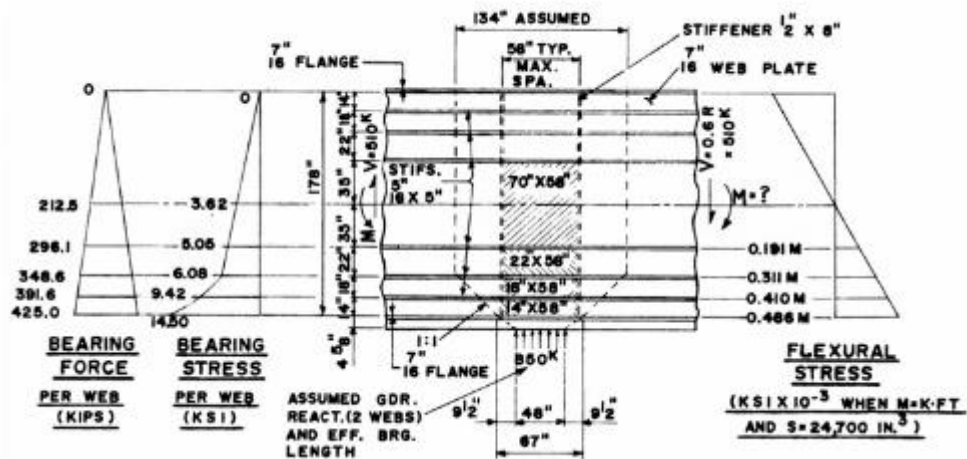
Gambar 1.41a Ujung depan rangkaian balok utara bergerak melintasi bentang 4 sepanjang 250 kaki (76 m), mendekati pilar 5. Bentang utama sepanjang 330 kaki (101 m) berada di sebelah kanan pilar 5.



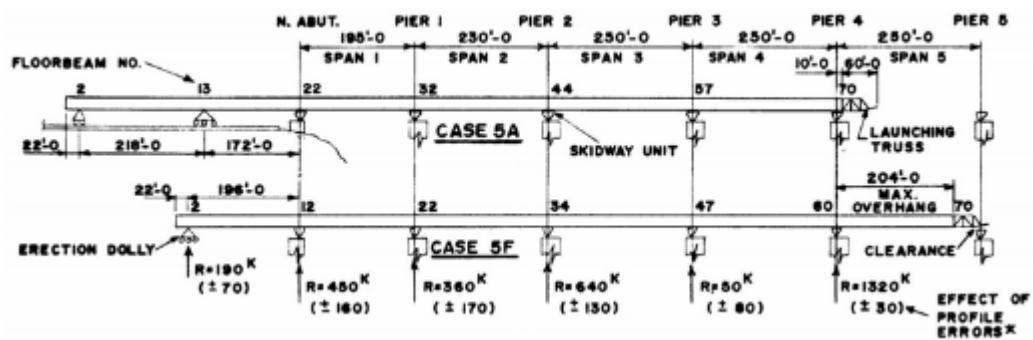
Gambar 1.41b Ujung depan peluncur naik ke unit jalur luncur dermaga 5, menghilangkan lendutan ujung depan rangkaian balok.



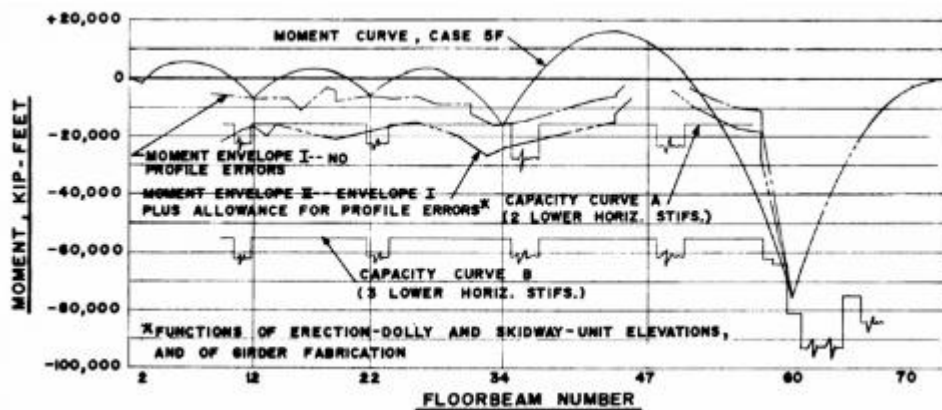
Gambar 1.41c Ujung depan rangkaian balok utara sekarang ditopang di dermaga 5.



Gambar 1.42a Beban pemasangan tipikal yang diasumsikan pada panel web balok kotak dalam kombinasi momen, geser, dan tekan transversal.



Gambar 1.42b Peluncuran rangkaian balok utara dari pilar 4 ke pilar 5.



Gambar 1.42c Amplop momen negatif yang terjadi secara bersamaan dengan reaksi, untuk peluncuran rangkaian balok utara ke pilar 5.

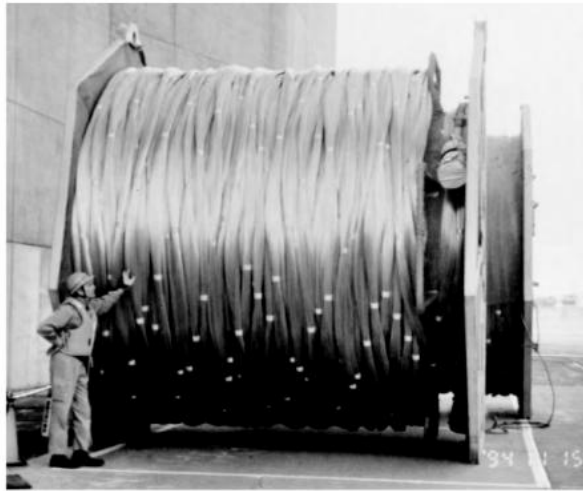
Gambar 1.42 Penguatan pemasangan untuk menahan peluncuran, jembatan balok kotak Kansas City Southern Railway, dekat Redland, Okla. (lihat Gambar 1.41).



Gambar 1.43 Pemasangan bentang lengkung barat Jembatan Hernando de Soto lengkung kembar, Memphis, Tenn., 1972. Dua bentang lengkung terikat rangka kontinu sepanjang 900 kaki (274 m) didirikan oleh kapal derek menara tinggi yang menggabungkan sepasang tongkang. Struktur baja lengkung barat (ditunjukkan) dikantileverkan ke tengah bentang di atas dua penyangga perancah yang ditopang tiang pancang. Struktur baja lengkung timur yang menjorok (di sebelah kanan) kemudian dikantileverkan ke tengah bentang (tanpa perancah) dan ditutup dengan setengah lengkung lainnya yang ditopang perancah. (Sumber: Bethlehem Steel Corporation.)



Gambar 1.44 Penutupan bentang sisi timur, jembatan rangka kantilever Commodore John Barry, Chester, Pa., 1973. Sebuah kapal derek menara tinggi (di latar belakang) memulai pemasangan rangka di kedua pilar utama, ditopang oleh perancah; kemudian memasang alat bantu pemasangan rangka atas untuk bentang utama dan samping. Alat bantu pemasangan bentang samping membawa pemasangan struktur baja hingga penutupan, seperti yang ditunjukkan, dan perancah kemudian dilepas. Alat bantu pemasangan bentang utama timur kemudian menopang struktur baja (tanpa perancah) ke tengah bentang, bersamaan dengan pemasangan kantilever oleh alat bantu pemasangan bentang utama setengah barat, dan rangka ditutup di tengah bentang. Commodore Barry memiliki bentang utama 1644 kaki (501 m), bentang kantilever terpanjang di AS, dan bentang samping 822 kaki (251 m). (Sumber: Bethlehem Steel Corporation.)



Gambar 1.45 Gulungan kawat untai paralel (PWS), jembatan gantung Akashi Kaikyo, Kobe, Jepang, 1994. Setiap PWS yang terpasang pada soket terdiri dari 127 kawat berdiameter 0,206 inci (5,23 mm), memiliki panjang 13.360 kaki (4073 m), dan berat 96 ton. Pengikat pita plastik mengamankan kawat untai dengan interval 1 m. Soket dapat dilihat di sisi kanan gulungan. PWS ini adalah yang terpanjang dan terberat yang pernah diproduksi. (Sumber: Nippon Steel — Kobe Steel.)



Gambar 1.46 Kabel utama kawat untai paralel, jembatan gantung Akashi Kaikyo, Kobe, Jepang, 1994. Bentang utama adalah 6532 kaki (1991 m), yang merupakan bentang terpanjang di dunia. PWS di sebelah kanan sedang ditarik melintasi bentang, ditopang oleh rol. Kabel yang telah selesai dibangun terdiri dari 290 PWS, sehingga totalnya menjadi 36.830 kawat, dan memiliki diameter 44,2 inci (1122 mm) setelah pemadatan — kabel jembatan terbesar yang pernah dibangun hingga saat ini. Setiap PWS 127 kawat memiliki diameter sekitar 2-3/8 inci (60 mm). (Sumber: Nippon Steel — Kobe Steel.)



Gambar 1.47 Ilustrasi artistik jembatan gantung Selat Messina yang diusulkan untuk menghubungkan Sisilia dengan daratan Italia. Penyeberangan Selat Messina telah menjadi bahan diskusi sejak sekitar tahun 1870, diselidiki sejak sekitar tahun 1955, dan dalam tahap desain aktif sejak sekitar tahun 1975. Proposal realistis pertama untuk penyeberangan dibuat pada tahun 1969 sebagai tanggapan terhadap kompetisi internasional yang disponsori oleh pemerintah Italia. Terdapat 158 pengajuan — delapan dari Amerika, tiga dari Inggris, tiga dari Prancis, satu dari Jerman, satu dari Swedia, dan sisanya dari Italia. Empat puluh dari pengajuan tersebut menunjukkan jembatan gantung bentang tunggal atau bentang ganda. Jembatan raksasa yang ditampilkan memiliki bentang tunggal sepanjang 10.827 kaki (3.300 m) dan menara setinggi 1.250 kaki (380 m). Masalah konstruksi jembatan untuk bentang seperti itu akan sangat menantang. (Sumber: Stretto di Messina, S.p.A.)

BAB 2

KONSTRUKSI JEMBATAN BETON

2.1 PENDAHULUAN

Bab ini akan berfokus pada prinsip dan praktik yang berkaitan dengan konstruksi jembatan beton di mana rekayasa konstruksi memberikan kontribusi besar terhadap keberhasilan penyelesaian proyek. Pertama, kita akan membahas dasar-dasar rekayasa konstruksi dan menganalisis tantangan dan hambatan yang terlibat dalam proses tersebut, kemudian memperkenalkan masalah yang berkaitan dengan desain, praktik konstruksi, perencanaan proyek, penjadwalan, dan pengendalian, yang merupakan dasar peningkatan faktorial di masa depan dalam rekayasa konstruksi yang efektif di Amerika Serikat. Terakhir, kita akan membahas beton prategang, beton berkinerja tinggi, dan perancah secara lebih rinci.

2.2 REKAYASA KONSTRUKSI YANG EFEKTIF

Industri konstruksi adalah bisnis yang sangat kompetitif dan banyak perusahaan yang terlibat dalam pasar ini mengembangkan teknologi eksklusif di bidang mereka. Pada kenyataannya, sebagian besar masalah praktis sehari-hari sangat umum bagi seluruh industri. Rekayasa konstruksi adalah kombinasi seni dan sains dan cenderung menjadi lebih banyak seni menerapkan sains (prinsip-prinsip teknik) dan pendekatan terhadap operasi konstruksi. Rekayasa konstruksi meliputi desain, operasi konstruksi, dan manajemen proyek. Produk akhir dari upaya tim desain adalah menghasilkan gambar, spesifikasi, dan ketentuan khusus untuk berbagai jenis jembatan. Bagian mendasar dari teknik konstruksi adalah manajemen proyek konstruksi (desain proyek, perencanaan, penjadwalan, pengendalian, dan lainnya.).

Perencanaan dimulai dengan analisis jenis dan cakupan pekerjaan yang akan dilakukan dan pemilihan teknik, peralatan, dan tenaga kerja. Penjadwalan mencakup urutan operasi dan keterkaitan operasi baik di lokasi kerja maupun dengan aspek eksternal, serta alokasi tenaga kerja dan peralatan. Pengendalian terdiri dari pengawasan, inspeksi teknik, instruksi prosedural terperinci, pemeliharaan catatan, dan pengendalian biaya. Analisis teknik konstruksi yang baik akan menghasilkan instruksi, bagan, jadwal, dan lainnya yang lebih berharga, efektif, dan dapat diterapkan secara nyata.

Tujuan utama adalah merencanakan, menjadwalkan, dan mengendalikan proses konstruksi sedemikian rupa sehingga setiap pekerja konstruksi dan setiap kegiatan memberikan kontribusi langsung terhadap penyelesaian pekerjaan dengan pemborosan waktu dan biaya yang seminimal mungkin serta tanpa saling mengganggu. Seluruh dokumen rekayasa konstruksi (bagan, petunjuk pelaksanaan, dan gambar) harus disusun secara jelas, ringkas, tegas, dan mudah dipahami oleh pihak yang secara langsung melaksanakan pekerjaan di lapangan. Sebagaimana telah disampaikan sebelumnya, jembatan merupakan produk akhir dari upaya tim perencanaan. Setelah seluruh tahapan rekayasa konstruksi selesai dilaksanakan, produk tersebut—yaitu jembatan—siap untuk menerima pembebanan layanan. Dalam seluruh aspek rekayasa konstruksi, khususnya pada beton prategang, kegiatan perancangan

harus terintegrasi secara menyeluruh guna memperoleh hasil yang paling efektif. Pemisahan disiplin secara artifisial antara perancangan dan rekayasa konstruksi pada masa lalu dimaksudkan untuk memanfaatkan pemusatan keterampilan yang berbeda di lingkungan kerja. Namun, dalam kondisi saat ini, tim perancang dan tim pelaksana konstruksi harus menjadi bagian dari satu kesatuan tim, sebagai mitra yang memiliki tujuan bersama. Oleh karena itu, konsep kemitraan menjadi suatu proses pembentukan tim yang baru dan kuat, yang dirancang untuk memastikan bahwa proyek-proyek konstruksi menjadi pengalaman yang positif, beretika, dan saling menguntungkan bagi seluruh pihak yang terlibat.

Sifat operasi prategang yang sangat teknis menjadikan pelaksanaan perencanaan pra-konstruksi secara rinci sebagai suatu keharusan. Sebagian besar permasalahan yang berkaitan dengan beton prategang sebenarnya dapat dicegah melalui perencanaan yang tepat sebelum pekerjaan konstruksi dimulai. Perencanaan pra-konstruksi pada tahap awal proyek akan memastikan bahwa struktur dibangun sesuai dengan gambar rencana, spesifikasi, dan ketentuan khusus, serta membantu mengidentifikasi permasalahan yang berpotensi muncul selama pelaksanaan konstruksi. Perencanaan pra-konstruksi tersebut mencakup: (1) diskusi dan rapat koordinasi dengan kontraktor, (2) penelaahan tanggung jawab pihak-pihak lain yang terlibat, dan (3) pemahaman menyeluruh terhadap gambar rencana, spesifikasi, dan ketentuan khusus yang berkaitan dengan pekerjaan yang direncanakan, terutama apabila terdapat kondisi-kondisi yang tidak lazim. Rapat pra-konstruksi dapat mencakup berbagai hal, antara lain penjadwalan pekerjaan, rekayasa nilai, pengendalian elevasi, aspek keselamatan dan lingkungan, akses dan pertimbangan operasional, kebutuhan perancah sementara, urutan pengecoran beton, serta pengendalian mutu beton dan persyaratan kuat tekan. Perencanaan pra-konstruksi telah terbukti memberikan manfaat yang sangat besar dan dalam banyak kasus menghasilkan pengurangan biaya tenaga kerja yang signifikan. Dalam praktik konstruksi beton prategang, rincian tata letak tendon, pemilihan sistem prategang, detail baja lunak, dan aspek teknis sejenisnya sering kali diserahkan kepada kontraktor utama atau subkontraktor spesialis, sementara perencana hanya menunjukkan besarnya gaya prategang akhir beserta profilnya dan menetapkan kriteria perencanaan. Oleh karena itu, kontraktor harus memahami sepenuhnya pertimbangan-pertimbangan perencanaan agar dapat memilih sistem yang paling efisien dan ekonomis. Pemahaman tersebut dalam banyak kasus dapat memberikan keunggulan kompetitif, dan rekayasa konstruksi memegang peranan yang sangat penting dalam hal ini.

2.3 MANAJEMEN PROYEK KONSTRUKSI

1. Prinsip Umum

Manajemen proyek konstruksi adalah bagian mendasar dari teknik konstruksi. Ini adalah prestasi yang hanya sedikit, jika ada, individu yang dapat melakukannya sendiri. Ini mungkin melibatkan bidang atau ilmu teknis yang sangat khusus, tetapi selalu mencakup interaksi manusia, sikap dan aspek kepemimpinan, akal sehat, dan kecerdasan. Meskipun tidak ada satu elemen pun dalam manajemen proyek konstruksi yang akan menciptakan kesuksesan, kegagalan dalam salah satu elemen tersebut tentu akan cukup untuk mendorong

kegagalan dan meningkatkan biaya. Lingkungan konstruksi saat ini membutuhkan konsultasi dan manajemen yang serius terhadap elemen-elemen siklus hidup berikut: desain (termasuk spesifikasi, klausul kontrak, dan gambar), estimasi, penganggaran, penjadwalan, pengadaan, tinjauan kemampuan penawaran-konstruksi-operabilitas (BCO), izin dan lisensi, survei lokasi, penilaian dan tata letak, konferensi pra-konstruksi dan saling pengertian, keselamatan, persyaratan peraturan, kontrol kualitas (QC), penerimaan konstruksi, koordinasi dukungan teknis dan khusus, perubahan dan modifikasi konstruksi, pemeliharaan gambar kemajuan (redlines), pembuatan gambar as-built, catatan proyek, dan elemen-elemen lainnya.

Banyak perusahaan konstruksi semakin terlibat dalam restorasi lingkungan baik di bawah Undang-Undang Konservasi dan Pemulihan Sumber Daya (RCRA) atau di bawah Undang-Undang Tanggung Jawab, Kompensasi, dan Respons Lingkungan Komprehensif (CERCLA, atau yang biasa dikenal sebagai Superfund). Keterlibatan baru ini membutuhkan metodologi dan pertimbangan tambahan oleh para manajer. Beberapa elemen yang biasanya hanya dibahas secara singkat atau diabaikan sepenuhnya dalam pertimbangan normal dapat dibahas dan dipersyaratkan dalam Rencana Respons Kesehatan dan Lingkungan Spesifik Lokasi (SHERP). Beberapa elemen SHERP dapat mencakup staf kesehatan dan keselamatan lokasi, analisis bahaya lokasi, protokol kimia dan analitik, persyaratan dan aktivitas peralatan pelindung pribadi, instrumentasi untuk deteksi bahaya, pengawasan medis personel, rencana evakuasi, tata letak khusus zona (pengecualian, pengurangan, dan dukungan), dan prosedur darurat.

Pengadaan kontrak pemerintah federal memberikan tuntutan tambahan pada manajemen proyek konstruksi dalam hal persyaratan tambahan di bidang pengajuan dan pengiriman, tenaga kerja kontrak dan standar tenaga kerja, rencana subkontrak kecil yang kurang beruntung, dan banyak masalah sertifikasi kontrak lainnya, di antara yang lainnya. Banyak dari tuntutan pemerintah ini merupakan elemen berulang sepanjang siklus hidup proyek yang mungkin memerlukan alokasi sumber daya yang memadai (tenaga kerja) yang tidak diperlukan dalam skenario sebelumnya.

Kerumitan manajemen proyek konstruksi membutuhkan keterampilan kepemimpinan dan manajemen dari individu yang unik yang tidak harus menjadi spesialis dalam salah satu elemen yang disebutkan di atas tetapi memiliki kapasitas untuk berkomunikasi dan berinteraksi dengan spesialis di berbagai bidang (yaitu, ahli kimia, ahli geologi, surveyor, mekanik, dan lainnya.). Seseorang dengan kombinasi gelar sarjana teknik dan gelar pascasarjana manajemen bisnis kemungkinan besar akan berhasil di lingkungan ini. Pengalaman manajemen lapangan dapat menggantikan gelar manajemen tingkat lanjut.

Tujuan bagian ini adalah untuk membahas dan menguraikan elemen-elemen manajemen proyek konstruksi dan untuk menghubungkan beberapa pengalaman dan pertimbangan lapangan. Informasi yang disajikan di sini hanya akan mendorong diskusi lebih lanjut dan tidak dimaksudkan untuk mencakup semuanya.

2. Administrasi Kontrak

Administrasi kontrak berfokus pada hubungan antara pihak-pihak yang terlibat selama pelaksanaan kontrak atau durasi proyek. Karena sifat bisnis, administrasi kontrak mencakup

banyak fungsi pasca-penghargaan dan pra-penghargaan. Tujuan dasar administrasi kontrak adalah untuk memastikan bahwa pemilik puas dan semua pihak yang terlibat diberi kompensasi tepat waktu atas upaya mereka. Tingkat dan intensitas administrasi kontrak akan bervariasi dari kontrak ke kontrak tergantung pada ukuran dan kompleksitas upaya yang akan dilakukan. Karena uang adalah hal yang penting, terlalu banyak sumber daya dapat menambah biaya dan pengeluaran pada proyek, sementara sumber daya yang tidak mencukupi juga dapat menyebabkan kehilangan waktu, inefisiensi, dan penundaan. Program manajemen proyek konstruksi yang sukses adalah program yang memiliki visi dan fleksibilitas untuk mengalokasikan personel dan sumber daya administrasi kontrak secara bijak, serta menjaga keseimbangan yang tepat dalam sumber daya yang diperlukan untuk mempertahankan efisiensi yang dibutuhkan sepanjang siklus hidup proyek.

3. Desain Proyek

Desain proyek adalah landasan manajemen proyek konstruksi. Pada fase ini, konsep digambar, dirumuskan, dan dibuat untuk memenuhi kebutuhan atau permintaan. Desain biasanya didukung oleh perhitungan teknik, perkiraan, dan asumsi yang tepat. Tinjauan ekstensif dilakukan untuk meminimalkan keadaan yang tidak terduga, menghindari perubahan atau modifikasi konstruksi sejauh mungkin, selain memverifikasi fakta, menyempurnakan atau mengklarifikasi konsep, dan menolak asumsi. Fase ini mungkin merupakan waktu yang ideal untuk identifikasi dan pemilihan tim manajemen.

Biasanya, tinjauan desain 33%, 65%, 95%, dan 100% adalah praktik standar. Tinjauan desain akhir mengikuti tinjauan desain 95% yang dimaksudkan untuk memastikan bahwa komentar tinjauan telah dimasukkan ke dalam desain atau diabaikan. Tinjauan meliputi tinjauan analisis desain dan tinjauan BCO. Dapat dipahami dengan jelas dari nomenklatur bahwa BCO mencakup semua aspek proyek. Kemudahan penawaran berkaitan dengan bagaimana persyaratan kontrak dirumuskan untuk memastikan kejelasan tujuan atau maksud dan pemahaman oleh calon kontraktor konstruksi. Kemudahan konstruksi berfokus pada bagaimana komponen pekerjaan atau fitur pekerjaan dirakit dan bagaimana kaitannya dengan produk akhir yang dimaksud. Tujuan utama dari tinjauan kemudahan konstruksi adalah untuk menjawab pertanyaan, seperti apakah dapat dibangun dengan cara yang diwakili dalam gambar dan spesifikasi kontrak. Interaksi antara bidang mekanik, sipil, listrik, dan bidang terkait lainnya juga dipertimbangkan di sini. Kemudahan pengoperasian mencakup aspek pemeliharaan dan pengoperasian, garansi, layanan, tenaga kerja, dan alokasi sumber daya selama masa pakai pekerjaan yang telah selesai.

Produk akhir dari fase desain harus mencakup gambar konstruksi yang menggambarkan dimensi, lokasi, dan detail komponen; klausul kontrak dan klausul khusus yang menguraikan kebutuhan spesifik kontraktor konstruksi; spesifikasi untuk peralatan mekanik, sipil, dan listrik atau peralatan khusus; jadwal penawaran dan pembayaran dengan detail tentang bagaimana para pihak akan diberi kompensasi untuk pekerjaan yang dilakukan atau peralatan yang diproduksi dan dikirim; tanggung jawab; dan persyaratan operasi dan pemeliharaan (O&M). Dalam banyak kasus, perancang terlibat sepanjang fase konstruksi untuk klarifikasi atau interpretasi desain, penggabungan perubahan atau modifikasi konstruksi pada

proyek, dan kemungkinan tinjauan dan tindakan O&M. Tidak jarang perancang melakukan layanan manajemen kontrak untuk pemilik.

Tersedia sejumlah paket perangkat lunak komputer yang siap membantu anggota tim manajemen dalam menulis, merekam, mengirimkan, melacak, menyimpan, dan menggabungkan komentar BCO. Akurasi catatan dan penyimpanan dokumentasi terkait proses ini telah terbukti berharga ketika terjadi perselisihan, klaim, kekurangan desain, atau masalah tanggung jawab di kemudian hari selama siklus hidup proyek.

4. Perencanaan dan Penjadwalan

Perencanaan dan penjadwalan merupakan tugas berkelanjutan sepanjang proyek hingga penyelesaian dan hunian pada tanggal tertentu. Setelah desain selesai dan kontraktor dipilih untuk melakukan pekerjaan, langkah logis selanjutnya mungkin adalah menjadwalkan dan mengadakan konferensi pra-konstruksi. Personil yang mewakili pemilik, perancang, kontraktor konstruksi, badan pengatur, dan badan manajemen/pengawasan mana pun harus menghadiri konferensi ini. Di antara beberapa topik utama yang perlu dibahas dan dipahami, perencanaan dan penjadwalan konstruksi kemungkinan besar akan menjadi pokok bahasan utama. Selama konferensi inilah kontraktor konstruksi dapat mempresentasikan bagaimana pekerjaan akan dilaksanakan. Dokumen ini dianggap sebagai "jadwal dasar" (baseline schedule). Setelah itu, jadwal dasar menjadi dokumen yang dinamis yang digunakan untuk mencatat dan mengukur kemajuan. Akibatnya, jadwal dasar dapat diperbarui dan ditinjau tepat waktu dan menjadi jadwal kemajuan konstruksi. Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, jadwal kemajuan konstruksi adalah sarana yang digunakan kontraktor konstruksi untuk mencatat kemajuan pekerjaan, mengantisipasi atau memperkirakan kebutuhan sehingga pengadaan dan alokasi sumber daya yang tepat dapat dicapai, dan melaporkan status konstruksi pekerjaan kepada pemilik atau pihak-pihak terkait lainnya. Selain itu, kontraktor konstruksi dapat menggunakan informasi jadwal kemajuan untuk membantu meningkatkan efisiensi atau untuk merumuskan dasar pembayaran untuk layanan yang diberikan atau dikerjakan dan untuk mengantisipasi kebutuhan arus kas. Jadwal kemajuan konstruksi dapat diperbarui sesuai kebutuhan, atau disepakati bersama oleh para pihak, tetapi untuk proyek yang berkepanjangan, biasanya dibuat setiap bulan.

Seorang penjadwal yang berdedikasi, staf yang memadai, serta komputer dan perangkat lunak yang cukup sangat penting untuk menyelesaikan tugas ini dengan benar. Pada proyek-proyek kompleks, perencanaan dan penjadwalan merupakan kebutuhan penuh waktu.

5. Pertimbangan Keselamatan dan Lingkungan

Pembangunan jembatan pada dasarnya merupakan aktivitas yang berbahaya. Tidak seorang pun boleh diminta untuk bekerja di lingkungan atau dalam kondisi yang tidak aman atau berbahaya bagi kesehatannya. Tim manajemen proyek konstruksi harus memulai dan memelihara program keselamatan dan kesehatan serta melakukan analisis bahaya pekerjaan dengan tujuan untuk menghilangkan atau mengurangi risiko kecelakaan, insiden, dan cedera selama pelaksanaan pekerjaan. Semua fitur pekerjaan harus dievaluasi dan dinilai untuk mengidentifikasi potensi bahaya dan menerapkan tindakan pencegahan atau pengendalian teknik yang diperlukan untuk mencegah kecelakaan, insiden, dan cedera.

Inspeksi keselamatan yang sering dan penilaian berkelanjutan sangat penting dalam menjaga aspek keselamatan dan tindakan pencegahan serta pertimbangan yang berkaitan dengan fitur pekerjaan yang diusulkan. Di bidang keselamatan, penting bagi manajer untuk dapat membedakan antara kecelakaan/insiden dan cedera. Kurangnya catatan cedera terkait pekerjaan belum tentu merupakan ukuran seberapa aman lingkungan kerja di lokasi proyek. Tujuan setiap manajer adalah untuk menyelesaikan pekerjaan dengan cara yang bebas dari kecelakaan/insiden dan cedera, karena setiap kejadian membutuhkan waktu dan uang.

Kecepatan operasional konstruksi saat ini, keterlibatan pemerintah, dan kesadaran masyarakat menempatkan lebih banyak penekanan, tanggung jawab, dan tuntutan pada perancang dan kontraktor konstruksi untuk melindungi lingkungan dan kesehatan manusia. Pernyataan dampak lingkungan, pengelolaan air hujan, rencana pengendalian erosi tanah, rencana pengendalian debu, langkah-langkah pengendalian bau, persyaratan analitis dan pembuangan, persyaratan Departemen Perhubungan (DOT) untuk pengiriman darat, analisis bahaya aktivitas, dan daur ulang adalah beberapa dari banyak aspek yang tidak dapat lagi diabaikan atau dikesampingkan oleh tim manajemen proyek konstruksi. Seperti halnya penjadwalan dan perencanaan proyek, aspek lingkungan dan keselamatan konstruksi mungkin memerlukan perhatian yang signifikan dari anggota tim manajemen konstruksi. Jika tidak dikoordinasikan dan dieksekusi dengan benar, pertimbangan lingkungan dan persyaratan keselamatan dapat menunda pelaksanaan proyek dan menghabiskan sejumlah besar uang.

6. Implementasi dan Operasi

Implementasi dan operasi konstruksi adalah proses di mana manajer proyek konstruksi menyeimbangkan semua aktivitas dan persyaratan konstruksi dan kontrak untuk menyelesaikan tugas-tugas tersebut. Sebagian besar implementasi dan operasi konstruksi terjadi selama fase konstruksi proyek. Tim manajemen proyek konstruksi harus beroperasi secara sinkron dan menjaga saluran komunikasi yang baik agar berhasil dalam fase yang intens dan menuntut ini. Banyak individu di bidang ini mungkin berpendapat bahwa fase implementasi dan operasi konstruksi dimulai dengan mobilisasi lokasi. Meskipun hal itu mungkin merupakan indikator aktivitas fisik aktual yang terjadi di lokasi, implementasi dan operasi konstruksi dapat mencakup tindakan dan aktivitas sebelum mobilisasi ke lokasi proyek.

Di sini, keseimbangan yang cermat diupayakan untuk dipertahankan antara semua aktivitas yang terjadi dan aktivitas yang diproyeksikan. Aktivitas saat ini dilakukan dan diselesaikan oleh personel lapangan dengan pengawasan ketat oleh staf manajemen konstruksi. Kebutuhan jangka pendek (sekitar 1 minggu ke depan), jangka menengah (sekitar 2 hingga 4 minggu), dan jangka panjang (lebih dari 4 minggu) diidentifikasi, direncanakan, dan dijadwalkan untuk pengadaan peralatan dan perlengkapan, penjadwalan kru kerja, dan menjaga efisiensi dan kemajuan. Koordinasi kemajuan dan pertemuan serta konferensi lainnya dapat berlangsung selama fase implementasi dan operasi.

7. Rekayasa Nilai

Beberapa kontrak mencakup kesempatan bagi kontraktor untuk mengajukan rekomendasi rekayasa nilai (VE). Rekomendasi ini diberikan kepada pemilik atau perancang. Tujuan VE adalah untuk meningkatkan nilai produk jadi sambil mengurangi biaya yang

dikeluarkan atau diinvestasikan; dengan kata lain, untuk menyediakan fungsi yang diinginkan dengan biaya minimum. VE tidak dimaksudkan untuk mengurangi kinerja, keandalan, pemeliharaan, atau umur pakai di bawah tingkat yang diperlukan untuk menjalankan fungsi dasar. Kriteria evaluasi VE penting yang dilakukan adalah dalam hal "penghematan tambahan" — pengurangan bersih yang terukur dalam biaya keseluruhan pemilik/lembaga untuk konstruksi, operasi, pemeliharaan, dan/atau dukungan logistik. Dalam kebanyakan kasus, penghematan tambahan dibagi antara pemilik/lembaga dan pengusul VE dengan mengurangi harga kontrak atau perkiraan biaya sebesar penghematan kontrak langsung dan dengan memberikan pengusul VE bagian dari penghematan dengan menambahkan jumlah yang dihitung ke harga kontrak atau biaya.

8. Manajemen Mutu

Selama pembangunan jembatan, manajemen mutu konstruksi (CQM) memainkan peran utama dalam pengendalian dan jaminan mutu. CQM mengacu pada semua tindakan pengendalian dan kegiatan jaminan yang dilakukan oleh para pihak untuk mencapai mutu yang ditetapkan oleh persyaratan dan spesifikasi kontrak. Ini mencakup semua fase pekerjaan, seperti persetujuan pengajuan, pengadaan, penyimpanan material dan peralatan, koordinasi kegiatan subkontraktor, dan inspeksi serta pengujian yang diperlukan untuk memastikan bahwa material yang ditentukan digunakan dan bahwa instalasi dapat diterima untuk menghasilkan produk yang dibutuhkan. Elemen kunci dari CQM adalah pengendalian mutu kontraktor (CQC) dan jaminan mutu (QA). Agar efektif, harus ada program tindakan yang direncanakan, dan garis wewenang dan tanggung jawab harus ditetapkan. CQC terutama merupakan tanggung jawab kontraktor konstruksi sedangkan QA terutama dilakukan oleh lembaga independen (atau selain kontraktor konstruksi) atas nama perancang atau pemilik. Dalam beberapa kasus, QA dapat dilakukan oleh perancang. Dengan cara ini, sistem pengawasan dan keseimbangan tercapai, meminimalkan konflik antara kualitas dan efisiensi yang biasanya berkembang selama konstruksi. Akibatnya, CQM merupakan tanggung jawab gabungan.

Dalam CQC, kontraktor konstruksi terutama bertanggung jawab atas (1) menghasilkan produk berkualitas tepat waktu dan sesuai dengan ketentuan kontrak; (2) memverifikasi dan memeriksa kecukupan program pengendalian mutu kontraktor konstruksi dalam lingkup dan karakter yang diperlukan untuk mencapai kualitas konstruksi yang diuraikan dalam kontrak; dan (3) menghasilkan dan memelihara catatan yang dapat diterima tentang kegiatan QC-nya. Dalam QA, lembaga yang ditunjuk terutama bertanggung jawab atas (1) menetapkan standar dan persyaratan QC; (2) memverifikasi dan memeriksa kecukupan QC kontraktor konstruksi (QA untuk penerimaan), melakukan pengujian dan inspeksi khusus sebagaimana dipersyaratkan dalam kontrak, dan menentukan bahwa kekurangan yang dilaporkan telah diperbaiki; dan (3) memastikan penyelesaian tepat waktu.

9. Kemitraan dan Kerja Sama Tim

Sebagian besar keberhasilan kontrak konstruksi, seperti yang telah dibahas sebelumnya, disebabkan oleh kemitraan. Kemitraan harus dilakukan dan dimulai pada tahap paling awal selama siklus manajemen proyek konstruksi. Beberapa kontrak mungkin memiliki

klausul khusus yang dimaksudkan untuk mendorong kontraktor konstruksi untuk membangun saluran komunikasi yang jelas dan hubungan kerja yang efektif. Pendekatan terbaik untuk kemitraan adalah agar para pihak secara sukarela berpartisipasi.

Kemitraan berbeda dari konsep pembangunan tim. Pembangunan tim dapat mendorong pembentukan komunikasi dan hubungan terbuka ketika semua pihak berbagi kewajiban, risiko, dan paparan uang, tetapi tidak selalu berbagi biaya risiko. Tujuan langsung dari kemitraan adalah untuk membangun kesepakatan bersama pada fase awal proyek di bidang-bidang berikut: identifikasi tujuan bersama; identifikasi kepentingan bersama; pembentukan jalur komunikasi; pembentukan jalur wewenang dan pengambilan keputusan; komitmen untuk pemecahan masalah secara kooperatif, dan lain-lain.

Kemitraan menghilangkan unsur keberuntungan, harapan, dan kepribadian dari penentuan keberhasilan proyek. Kemitraan memfasilitasi lokakarya di mana para pemangku kepentingan dalam proyek atau program tertentu berkumpul sebagai sebuah tim yang menghasilkan keberhasilan terobosan bagi semua pihak yang terlibat. Misalnya, Kantor Konstruksi Struktur (OSC) dari Departemen Transportasi California (Caltrans) memiliki visi untuk memberikan produk konstruksi struktur dengan kualitas setinggi mungkin dalam kemitraan dengan klien mereka. Dan pekerjaan ini tidak hanya berkualitas tinggi, tetapi juga dilakukan dengan cara yang paling aman, hemat biaya, dan tercepat. Dalam kemitraan dengan distrik atau klien lain, Kantor Konstruksi Struktur (OSC) melakukan hal-hal berikut untuk memenuhi tujuannya:

- Mengelola dan memeriksa konstruksi struktur transportasi Caltrans dan fasilitas terkait dengan cara yang aman dan efisien;
- Menyediakan peralatan dan pelatihan khusus, standar, pedoman, dan manual prosedur untuk memastikan konsistensi inspeksi dan administrasi oleh staf OSC di seluruh negara bagian;
- Memberikan konsultasi tentang keselamatan bagi staf OSC dan staf distrik yang melakukan pekerjaan inspeksi konstruksi struktur;
- Melakukan peninjauan dan memberikan konsultasi serta bantuan teknis untuk peninjauan konstruksi perancah dan penyangga sementara pada penggalian parit dan penyangga;
- Memberikan rekomendasi teknis tentang persiapan klaim struktur dan perubahan pesanan kontrak (CCO);
- Memberikan pengawasan teknik konstruksi pada pekerjaan struktur pada proyek-proyek yang tidak dikelola oleh negara;
- Melakukan peninjauan BCO.

10. Penyelesaian Proyek dan Penyerahan Fasilitas

Keberhasilan dalam manajemen proyek konstruksi dapat sangat terpengaruh selama penyelesaian proyek dan penyerahan fasilitas kepada pengguna atau pemilik. Awal fase penyelesaian dan penyerahan proyek dapat diidentifikasi dengan salah satu hal berikut: daftar perbaikan telah dibuat, inspeksi pra-akhir dijadwalkan, area pendukung telah dibongkar, restorasi lokasi telah dimulai, dan masih banyak lagi. Banyak masalah yang dihadapi selama

fase terakhir ini dapat dihindari atau dicegah dengan partisipasi dan keterlibatan pengguna atau pemilik yang tepat selama fase-fase sebelumnya, khususnya selama konstruksi di mana perubahan dan modifikasi mungkin telah mengubah desain asli. Praktik yang baik dalam mencegah konflik selama penyelesaian dan penyerahan fasilitas adalah dengan mengundang pemilik atau pengguna ke semua pertemuan kemajuan konstruksi dan inspeksi penerimaan. Dengan cara itu, pengguna atau pemilik sepenuhnya terintegrasi selama konstruksi dengan kesempatan yang cukup untuk memberikan umpan balik dan menjadi bagian dari proses pengambilan keputusan. Selain itu, dengan partisipasi aktif, pemilik atau pengguna diberi informasi dan disadarkan tentang perubahan, modifikasi, dan/atau masalah yang terkait dengan proyek.

2.4 PERTIMBANGAN KONSTRUKSI UTAMA

Konstruksi jembatan beton melibatkan investigasi lokasi; desain struktur; pemilihan material — baja, beton, agregat, dan desain campuran; pengerjaan penempatan dan perawatan beton; penanganan dan pemeliharaan struktur sepanjang masa pakainya. Sebenarnya, investigasi lokasi dilakukan pada setiap struktur, terlepas dari seberapa kecil pun struktur tersebut. Investigasi lokasi sangat penting untuk desain struktur jembatan yang cerdas dan memiliki pengaruh signifikan pada pemilihan material dan campuran. Tonggak penting adalah menyelidiki kesesuaian lokasi untuk memenuhi persyaratan struktur jembatan. Dengan demikian, investigasi kompetensi pondasi untuk menahan beban layanan dengan aman dan investigasi keberadaan gaya atau zat yang dapat menyerang struktur beton dapat dilakukan. Tentu saja, kerusakan atau kegagalan dapat disebabkan oleh beberapa faktor penyebab: material yang tidak sesuai, metode konstruksi, kondisi pembebanan; desain campuran yang salah; kesalahan desain; kondisi paparan; kondisi perawatan, atau faktor lingkungan.

2.5 MATERIAL STRUKTURAL

1. Beton Normal

Sifat-Sifat Penting

Beton adalah satu-satunya material yang dapat dibuat di lokasi, dan praktis merupakan material konstruksi yang paling dapat diandalkan dan serbaguna yang digunakan dalam pembangunan jembatan. Beton yang tahan lama adalah beton berkualitas yang memenuhi semua persyaratan struktural dan estetika untuk jangka waktu umur struktur dengan biaya minimum. Kita mencari sifat-sifat seperti kemampuan kerja dalam kondisi segar; kekuatan sesuai dengan desain, spesifikasi, dan ketentuan khusus; daya tahan; stabilitas volume; bebas dari cacat (pengelupasan, kantong batuan, dan lainnya.); kedap air; ekonomis; dan penampilan estetika. Beton, jika dirancang dan dibuat dengan benar, sebenarnya dapat bebas retak tidak hanya di bawah beban layanan normal, tetapi juga di bawah beban berlebih sedang, yang sangat menarik untuk jembatan yang terpapar atmosfer yang sangat korosif.

Kode dan spesifikasi biasanya menentukan kekuatan minimum yang dibutuhkan untuk berbagai bagian struktur jembatan. Kekuatan beton yang dibutuhkan ditentukan oleh insinyur desain. Untuk jembatan beton cor di tempat, kekuatan tekan 3250 hingga 5000 psi (22 hingga

33 MPa) adalah hal yang umum. Untuk struktur pracetak, kekuatan tekan 4000 hingga 6000 psi (27 hingga 40 MPa) sering digunakan. Untuk struktur pracetak khusus dan prategang, kekuatan tekan 6000 hingga 8000 psi (40 hingga 56 MPa) digunakan. Sifat-sifat beton lainnya berkaitan dengan kekuatan, meskipun tidak selalu bergantung pada kekuatan.

Kemudahan pengerjaan adalah sifat terpenting dari beton segar dan bergantung pada sifat dan proporsi bahan: agregat halus dan kasar, semen, air, dan bahan tambahan. Konsistensi, kohesivitas, dan plastisitas adalah elemen kemudahan pengerjaan. Konsistensi berkaitan dengan fluiditas campuran. Hanya menambahkan air ke dalam adonan beton akan membuat beton lebih cair atau "lebih basah," tetapi kualitas beton akan menurun. Konsistensi meningkat ketika air ditambahkan dan rata-rata 3% dari total air per campuran akan mengubah kemerosotan sekitar 1 inci (2,54 cm).

Penelitian dan praktik menunjukkan bahwa kemampuan kerja maksimum terdapat pada beton dengan konsistensi sedang, antara 3 inci (7,62 cm) dan 6 inci (15,24 cm) kemerosotan. Campuran yang sangat kering atau basah menghasilkan beton yang kurang mudah dikerjakan. Penggunaan campuran yang relatif keras dan kering diperbolehkan pada struktur dengan penampang besar, tetapi area padat yang mengandung banyak baja tulangan dan benda-benda yang tertanam membutuhkan campuran dengan tingkat kemampuan kerja yang tinggi.

Campuran yang baik dan plastis tidak kasar atau lengket dan tidak mudah terpisah. Kohesivitas bukanlah fungsi dari slump, karena beton yang sangat basah (slump tinggi) kurang plastisitas. Di sisi lain, campuran dengan slump rendah dapat memiliki tingkat plastisitas yang tinggi. Beton yang kasar kurang plastisitas dan kohesivitas serta mudah terpisah.

Kemudahan pengerjaan sangat berpengaruh pada biaya pengecoran beton. Beton yang sulit dikerjakan, tidak hanya membutuhkan lebih banyak tenaga kerja dan upaya dalam pengecoran, tetapi juga menghasilkan kantong batu dan garis-garis pasir, terutama pada cetakan kecil yang padat. Merupakan kesalahpahaman bahwa pemadatan atau konsolidasi beton dalam cetakan dapat dilakukan dengan upaya minimum jika beton cair atau mudah mengalir ke tempatnya. Jelas bahwa beton seperti itu akan mengalir ke tempatnya tetapi akan terpisah dengan buruk, sehingga agregat besar akan mengendap dari mortar dan kelebihan air akan naik ke permukaan atas. Dan sayangnya, kesalahan pengerjaan ini akan terlihat setelah beberapa hari, bahkan berbulan-bulan kemudian, muncul sebagai retakan, kekuatan rendah, dan kualitas beton yang buruk secara umum. Penggunaan bahan tambahan pengurang air (superplastisizer) dengan jangkauan tinggi memungkinkan pengecoran beton dengan kekentalan tinggi dan dapat merata sendiri. Bahan tambahan ini meningkatkan kekuatan beton dan memberikan kemudahan pengerjaan yang baik tanpa menambahkan air secara berlebihan. Sebagai contoh produk yang digunakan di Caltrans adalah PolyHeed 997 yang memenuhi persyaratan untuk bahan tambahan pengurang air Tipe A yang ditentukan dalam ASTM C 494-92, Corps of Engineers CRD-C 87-93, dan AASHTO M 194-87, Spesifikasi Standar untuk bahan tambahan kimia untuk beton.

Pertimbangan Khusus untuk Konstruksi Cuaca Dingin

Cuaca dingin dapat merusak struktur beton dengan membekukan beton segar sebelum semen mencapai pengerasan akhir dan dengan siklus pembekuan berulang yang mengakibatkan perluasan air di pori-pori dan lubang pada beton yang mengeras. Penyebab ketahanan terhadap embun beku yang buruk meliputi desain sambungan konstruksi yang buruk, segregasi beton selama pengecoran; bekisting yang bocor; pengerjaan yang buruk, yang mengakibatkan terbentuknya rongga dan bercak pasir; drainase yang tidak memadai atau tidak ada, yang memungkinkan air menumpuk di dekat beton. Untuk memberikan ketahanan terhadap embun beku, drainase yang memadai harus dirancang. Jika sambungan konstruksi horizontal diperlukan, sambungan tersebut harus ditempatkan di bawah garis air rendah atau di atas garis air tinggi sekitar 2 hingga 3 kaki (0,6 hingga 1 m). Beton yang telah dicor sebelumnya harus dibersihkan sepenuhnya. Campuran beton harus memiliki kandungan udara 7% (maksimum) untuk agregat $\frac{1}{2}$ inci (12,7 mm) atau $\frac{3}{4}$ inci (19 mm) (maksimum), hingga 3 hingga 4% untuk campuran kerikil. Sangat penting untuk menggunakan agregat yang kokoh secara struktural dengan porositas rendah. Tujuan dari campuran beton tahan beku adalah untuk menghasilkan beton yang baik dengan permukaan yang halus, padat, dan kedap air. Hal ini dapat diimplementasikan dengan teknik konstruksi yang baik yang digunakan dalam penempatan beton yang cermat sedekat mungkin dengan tempat akhirnya, menghindari segregasi, garis-garis pasir, dan rongga di bawah pengawasan, kontrol kualitas, dan jaminan yang tepat.

Perubahan suhu yang tiba-tiba dapat memberi tekanan pada beton dan menyebabkan retak atau pecah. Kondisi serupa terjadi ketika air dingin diaplikasikan pada beton hangat yang baru saja dikupas, terutama selama cuaca panas. Untuk hasil terbaik, perbedaan suhu tidak boleh melebihi 25°F antara beton dan air pengawet. Dalam kasus ketika lubang baut jangkar dibiarkan terbuka terhadap cuaca, diisi dengan air, pembekuan air memberikan gaya yang cukup untuk memecahkan beton. Ini dapat terjadi pada kepala pilar jembatan yang sedang dibangun.

Penguatan dan Penempatan Beton

Kondisi optimal untuk penggunaan struktural adalah slump beton sedang dan pemadatan dengan vibrator. Beton yang baik dengan slump rendah untuk kondisi penempatan dapat rusak karena konsolidasi yang tidak cukup atau tidak tepat. Bahkan beton yang mudah dikerjakan pun mungkin tidak memenuhi kebutuhan struktur jembatan jika tidak dipadatkan dengan benar, sebaiknya dengan getaran. Perubahan ukuran yang tiba-tiba, dan kepadatan tulangan tidak hanya membuat penempatan beton yang tepat menjadi sulit tetapi juga menyebabkan retakan berkembang. Kesalahan penempatan tulangan di dalam beton akan sangat berkontribusi pada perkembangan retakan struktural. Kerusakan dan kegagalan beton sebagian besar disebabkan oleh ketidaktahuan, kecerobohan, asumsi yang salah, dan lainnya.

Campuran Beton dan Batch Percobaan

Tujuan dari desain campuran beton dan batch percobaan adalah untuk menghasilkan beton yang hemat biaya dengan kemampuan kerja, kekuatan, daya tahan, dan kedap air yang cukup untuk memenuhi kondisi penempatan, karakteristik penyelesaian, paparan,

pembebanan, dan persyaratan lain dari struktur jembatan. Pembahasan lengkap tentang campuran dan material beton dapat ditemukan dalam banyak teks seperti Concrete Manual karya Waddel. Tujuan dari pembuatan campuran uji adalah untuk menentukan kekuatan, rasio air-semen, gradasi agregat gabungan, kemerosotan, jenis dan proporsi semen, agregat, udara terperangkap, dan bahan tambahan, serta penjadwalan campuran uji dan keseragamannya. Campuran uji harus selalu dibuat untuk struktur jembatan, terutama untuk jembatan yang besar dan penting. Campuran uji juga harus dibuat dalam kasus di mana tidak ada informasi yang memadai yang tersedia untuk bahan yang ada yang digunakan dalam campuran beton, dan campuran tersebut dapat direvisi di lapangan sesuai kebutuhan.

Pertimbangan Terhadap Kondisi Paparan

Perlindungan struktur tepi laut harus dipertimbangkan saat perancangan. Perancang seringkali dengan cermat mempertimbangkan aspek struktural dan estetika tanpa mempertimbangkan kondisi paparan. Serangan kimia diperparah dengan adanya air, terutama dalam pengangkutan bahan kimia ke dalam beton melalui retakan, rongga, atau pori-pori di permukaan. Penggunaan chamfer dan pengisi merupakan praktik konstruksi yang baik. Chamfer membantu mencegah pengelupasan dan keretakan akibat benda yang bergerak. Fillet di sudut masuk menghilangkan kemungkinan pengikisan atau keretakan. Tulangan harus tertutup dengan baik oleh beton yang kuat dan dalam kebanyakan kasus, ketebalan 3 inci (7,62 cm) ditentukan. Agregat kelas satu yang tidak reaktif dan bergradasi baik sesuai dengan standar UBC harus digunakan. Semen Tipe II atau Tipe Y dengan kadar C_3 rendah harus digunakan. Pertimbangan yang cermat harus diberikan pada penggunaan pozzolan yang disetujui dengan catatan penggunaan yang berhasil dalam paparan serupa. Desain campuran harus mengandung jumlah udara yang terperangkap yang memadai dan parameter lain sesuai dengan spesifikasi atau ketentuan khusus untuk proyek tertentu. Beton harus mudah dikerjakan dengan kemerosotan dan rasio air-semen serendah mungkin dan mengandung setidaknya 560 pcy (332 kg/m^3). Untuk mengurangi air pencampuran dengan tingkat kemudahan pengerjaan yang sama dan, dengan demikian, untuk meningkatkan kekuatan dan daya tahan, bahan tambahan pengurang air lebih disukai. Penggunaan kalsium klorida dan semen Tipe III untuk mempercepat pengerasan dan pengembangan kekuatan tidak dianjurkan. Beton harus ditangani dan ditempatkan dengan sangat hati-hati untuk menghindari segregasi dan mencegah rongga dan garis-garis pasir. Perawatan yang tepat harus dilakukan setidaknya selama tujuh hari sebelum terpapar.

2. Beton Kinerja Tinggi

Beton kinerja tinggi (HPC) terdiri dari bahan yang sama yang digunakan dalam beton normal, tetapi proporsinya dan campurannya dirancang untuk menghasilkan produk yang lebih kuat dan tahan lama. Struktur HPC bertahan jauh lebih lama dan mengalami kerusakan yang lebih sedikit akibat lalu lintas berat dan kondisi iklim dibandingkan dengan struktur yang terbuat dari beton konvensional. Untuk mempromosikan penggunaan HPC dalam struktur jalan raya di Amerika Serikat, sekelompok ahli beton yang mewakili Departemen Perhubungan negara bagian, akademisi, industri jalan raya, dan Administrasi Jalan Raya Federal (FHWA) telah mengembangkan definisi kerja HPC, yang mencakup kriteria kinerja dan uji standar untuk

mengevaluasi kinerja saat menentukan campuran HPC. Perancang menentukan tingkat kekuatan, rangkai, penyusutan, elastisitas, daya tahan beku/cair, ketahanan abrasi, ketahanan terhadap pengelupasan, dan permeabilitas klorida yang dibutuhkan. Definisi tersebut menentukan tingkat uji HPC mana yang memenuhi persyaratan tersebut dan uji apa yang harus dilakukan untuk memastikan bahwa beton memenuhi tingkat tersebut.

Berikut contoh desain campuran untuk beton berkekuatan tinggi 12.000 psi yang digunakan di gedung pengadilan Orange County di Florida:

Material (Gradien)	Berat (Pound)
Semen, Tipe 1	900
Abu Terbang (<i>Fly Ash</i>), Kelas F	72
<i>Silica Fume</i>	62
Pasir Alami	980
Agregat Granit No. 8	1.780
Air	250
Pengurang Air (<i>Water Reducer</i>)	2 oz per seratus berat kubik
<i>Superplasticizer</i>	35 oz per seratus berat kubik

Departemen Perhubungan Virginia dan Texas telah mulai menggunakan HPC, yaitu beton berkekuatan sangat tinggi 12.000 hingga 15.000 psi (80 hingga 100 MPa) dalam konstruksi jembatan dan rehabilitasi jembatan yang ada.

3. Baja

Semua baja tulangan untuk jembatan diharuskan sesuai dengan spesifikasi ASTM Designation A615, Grade 60 atau batang baja deformasi paduan rendah yang sesuai dengan ASTM Designation A706. Baja prategang: kawat tarik tinggi yang sesuai dengan ASTM Designations: A421, termasuk Suplemen I, untai kawat tarik tinggi A416, batang baja berkekuatan tinggi tanpa lapisan: A722, biasanya digunakan. Semua baja prategang perlu dilindungi dari kerusakan fisik dan karat atau akibat korosi lainnya setiap saat mulai dari pembuatan hingga pengisian atau pembungkusan dalam beton. Baja prategang yang mengalami kerusakan fisik kapan pun harus ditolak. Baja prategang untuk pasca-penegangan yang dipasang pada elemen sebelum pengecoran dan pengeringan beton perlu dilindungi secara terus-menerus terhadap karat atau korosi lainnya hingga dilakukan pengisian celah, dengan menggunakan penghambat korosi yang ditempatkan di dalam saluran atau diaplikasikan pada baja di dalam saluran.

Penghambat korosi harus sesuai dengan persyaratan yang ditentukan. Jika pengeringan uap digunakan, baja prategang untuk pasca-penegangan tidak boleh dipasang sampai pengeringan uap selesai. Semua air yang digunakan untuk membersihkan saluran harus mengandung kapur cepat (kalsium oksida) atau kapur padam (kalsium hidroksida) dalam jumlah $0,01 \frac{\text{kg}}{\text{l}}$. Semua udara bertekanan yang digunakan untuk membersihkan saluran harus bebas minyak.

2.6 OPERASI KONSTRUKSI

1. Metode Prategangan

Jika tulangan baja pada struktur beton bertulang ditegangkan terhadap beton, struktur tersebut menjadi struktur beton prategang. Hal ini dapat dicapai dengan menggunakan metode prategangan dan pascategangan.

Prategangan

Prategangan dilakukan dengan memberi tegangan pada tendon, kawat baja, atau untaian hingga jumlah yang telah ditentukan. Sementara tegangan dipertahankan pada tendon, beton ditempatkan di dalam struktur. Setelah beton di dalam struktur mengeras, tendon dilepaskan dan beton yang terikat pada tendon menjadi prategang.

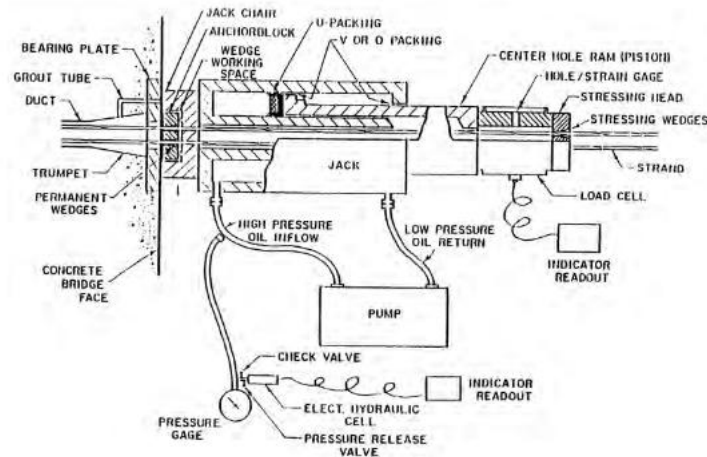
Yang banyak digunakan dalam teknik prategangan adalah dongkrak hidrolik dan untaian yang terdiri dari beberapa kawat yang dipilin di sekitar kawat tengah yang lurus. Prategangan adalah metode utama yang digunakan dalam pembuatan beton prategang di Amerika Serikat. Prinsip-prinsip dasar dan beberapa metode yang saat ini digunakan di Amerika Serikat diimpor dari Eropa, tetapi banyak yang telah dilakukan di Amerika Serikat untuk mengembangkan dan mengadaptasi prosedur manufaktur. Salah satu adaptasi tersebut menggunakan tendon prategang yang tidak melewati elemen beton secara lurus, tetapi dibelokkan atau dililitkan ke dalam lintasan yang mendekati kurva. Metode ini sangat banyak dipraktikkan dalam pembuatan balok jembatan pracetak di Amerika Serikat.

Penegangan Pasca-Tegangan

Suatu elemen disebut sebagai pasca-tegangan ketika tendon ditegangkan setelah beton mengeras dan mencapai kekuatan yang cukup (biasanya 70% kekuatan akhir) untuk menahan gaya prategang, dan setiap ujung tendon ditambatkan. Gambar 2.1 menunjukkan sistem pasca-tegangan yang khas. Metode umum yang digunakan di Amerika Serikat untuk mencegah tendon menempel pada beton selama pengecoran dan pengeringan beton adalah dengan membungkus tendon dalam tabung logam kedap mortar atau selang logam fleksibel sebelum menempatkannya di dalam cetakan. Selang atau tabung logam tersebut disebut sebagai selubung atau saluran dan tetap berada di dalam struktur. Setelah tendon ditegangkan, rongga antara tendon dan saluran diisi dengan adukan semen. Tendon menjadi terikat pada beton struktural dan terlindungi dari korosi. Insinyur konstruksi dapat memanfaatkan prategang secara sangat efektif untuk mengatasi tegangan atau defleksi sementara yang berlebihan selama konstruksi, misalnya, menggunakan teknik kantilever sebagai pengganti perancah.

Prategangan bukanlah keadaan tegangan dan deformasi tetap, tetapi bergantung pada waktu. Baik beton maupun baja dapat mengalami deformasi inelastis di bawah tegangan berkelanjutan. Setelah dikompresi sebelumnya, beton terus memendek seiring waktu (creep). Hilangnya kelembapan seiring waktu juga berkontribusi pada pemendekan (penyusutan). Untuk mengurangi kehilangan prategang akibat creep dan penyusutan serta untuk meningkatkan tingkat kompresi sebelumnya, penggunaan baja berkekuatan tinggi dan beton berkekuatan tinggi yang memiliki creep, penyusutan, dan respons termal rendah direkomendasikan. Bahan tambahan kimia baru seperti bahan tambahan pengurang air

jangkauan tinggi (superplastisizer) dan terak digunakan untuk menghasilkan beton berkinerja tinggi dan untuk beton berkekuatan sangat tinggi. Pengembangan baru ini ditujukan untuk menghasilkan baja berkekuatan tinggi yang "distabilkan" terhadap relaksasi tegangan yang menyebabkan pengurangan tegangan pada tendon, sehingga mengurangi prategang pada beton.



Gambar 2.1 Sistem Prategang Tipikal.

2. Tahap Fabrikasi dan Pemasangan

Selama konstruksi, tidak semua elemen jembatan memiliki tegangan yang sama seperti yang dirancang. Itulah mengapa sangat penting dalam rekayasa konstruksi untuk menyadari hal ini dan memastikan bahwa langkah-langkah yang tepat telah diambil. Misalnya, tulangan tambahan akan ditambahkan ke elemen pada tahap fabrikasi dan dikirim ke lokasi proyek untuk pemasangan.

Dalam kasus konstruksi jembatan balok kotak cor di tempat, urutan tendon prategang harus direkayasa langkah demi langkah untuk memastikan bahwa struktur akan memiliki semua parameter untuk beban layanan di masa mendatang setelah selesainya tahap ini.

Urutan pemasangan itu sendiri dapat menghasilkan tegangan tambahan yang tidak dirancang untuk struktur atau bagian struktur. Tegangan ini dan stabilitas struktur selama pemasangan merupakan perhatian besar yang sering diabaikan oleh perancang dan kontraktor — urutan konstruksi memainkan peran yang sangat penting dalam pemasangan jembatan tipe segmental. Tampaknya kita perlu lebih memperhatikan analisis peran implementasi teknik konstruksi dalam pemasangan struktur jembatan tersebut. Dan, ya, terkadang pentingnya teknik konstruksi untuk mewujudkan fabrikasi dan pemasangan struktur jembatan (pracetak, balok prategang, tiang pancang cor) yang aman dan efisien tidak cukup ditekankan oleh insinyur perancang dan/atau kontraktor fabrikasi dan pemasangan.

Sayangnya, kita harus mengakui bahwa rangkaian gambar desain bahkan untuk jembatan penting pun tidak mencakup skema pemasangan. Dan, tentu saja, kita dapat menunjukkan banyak contoh upaya pemasangan yang salah arah dari pihak perancang, tetapi tujuan kita adalah untuk menunjukkan mengapa hal itu terjadi dan untuk berupaya lebih

memperhatikan tahapan fabrikasi dan pemasangan. Bahkan jika skema pemasangan tersebut termasuk dalam gambar desain, kontraktor tidak seharusnya hanya mengandalkan apa yang disediakan oleh rencana pemasangan perancang.



Gambar 2.2 Jembatan Pine Valley Creek — Konstruksi Di Pilar 4.

Terkadang suatu desain bisa tidak praktis, atau mungkin tidak sesuai dengan peralatan dan pengalaman kontraktor pemasangan. Karena rencana pemasangan biasanya sangat umum dan karena tidak cukup penekanan diberikan pada pentingnya tahap ini, penting bagi perancang untuk memahami metode yang diusulkan kontraktor sehingga perancang dapat menentukan apakah metode ini kompatibel dengan rencana, spesifikasi, dan persyaratan kontrak. Inilah saatnya perbedaan apa pun harus diselesaikan. Perancang juga harus membahas rencana kontingensi jika kontraktor mengalami masalah. Dalam banyak kasus, perancang terlibat sepanjang fase konstruksi untuk klarifikasi atau interpretasi desain dan spesifikasi, penggabungan perubahan atau modifikasi konstruksi pada proyek, dan kemungkinan tinjauan/tindakan O&M.

3. Konstruksi Jembatan Segmental

Jembatan balok kotak segmental pracetak pertama dibangun oleh Jean Muller, yaitu Jembatan Choisy-le-Roi yang melintasi Sungai Seine pada tahun 1918. Di Amerika Utara (Kanada), sebuah jembatan segmental cor di tempat di Jalan Tol Laurentian, dekat Ste. Adele, Quebec, pada tahun 1964 dan sebuah jembatan segmental pracetak yang melintasi Sungai Lievre dekat Notre Dame du Laus juga di Quebec pada tahun 1967 dibangun. Di Amerika Serikat, jembatan segmental pracetak pertama selesai dibangun pada tahun 1973 di Corpus Christi (Texas). Jembatan Pine Valley Creek dengan lima bentang ($270 + 340 + 450 + 380 + 270$ kaki) yang ditopang oleh pilar setinggi 340 kaki seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2 hingga 2.5 adalah jembatan segmental cor di tempat pertama yang dibangun di Amerika Serikat pada tahun 1974 menggunakan metode kantilever. Ujung-ujung jembatan dimiringkan agar jembatan sesuai dengan ngarai. Struktur atas terdiri dari dua struktur kotak paralel yang masing-masing menyediakan lebar jalan 40 kaki di antara pagar pembatas. Struktur atas dipisahkan oleh median selebar 38 kaki.

Konstruksi kantilever segmental merupakan perkembangan yang relatif baru, dan konsepnya telah ditingkatkan dan digunakan dengan sukses untuk membangun jembatan di seluruh dunia. Karakteristik uniknya yang tidak memerlukan perancah yang ditopang tanah membuat metode ini menarik untuk digunakan di atas jalan-jalan yang padat, jalur air, jurang yang dalam, atau teluk laut. Metode ini telah digunakan untuk bentang kurang dari 100 kaki, hingga bentang rekor saat ini yaitu 755 kaki di atas Sungai Urato di Jepang. Keuntungan lain dari metode ini terletak pada ekonomis dan efisiensi penggunaan materialnya. Konstruksi jembatan segmental dapat diklasifikasikan menjadi tiga metode: kantilever seimbang, bentang demi bentang, dan penempatan progresif atau peluncuran bertahap.



Gambar 2.3 Jembatan Pine Valley Creek — Konstruksi Pilar



Gambar 2.4 Jembatan Pine Valley Creek — Konstruksi Balok



Gambar 2.5 Jembatan Pine Valley Creek — Penyelesaian Konstruksi.

4. Konstruksi Jembatan HPC

Jembatan pertama di AS dibangun dengan HPC di bawah Program Penelitian Jalan Raya Strategis (SHRP) di Texas pada tahun 1996. FHWA dan Texas DOT bekerja sama dengan Pusat Penelitian Transportasi (CTR) di Universitas Texas di Austin mensponsori lokakarya untuk memamerkan HPC untuk jembatan di Houston pada tahun 1996. Tujuan acara tersebut adalah untuk memperkenalkan pedoman baru kepada para profesional konstruksi dan insinyur desain, dan untuk menunjukkan bagaimana HPC digunakan untuk membangun struktur yang lebih tahan lama. Acara ini juga berfokus pada pro dan kontra penggunaan HPC, proporsi campuran, desain struktural, HPC dalam elemen pracetak prategang dan cor di tempat, kinerja jangka panjang, dan proyek HPC di Nebraska, New Hampshire, dan Virginia. Pameran ini memiliki penekanan regional yang jelas karena perbedaan lokal dalam semen, agregat, dan pabrikasi prategang memiliki dampak yang cukup besar pada desain dan konstruksi struktur beton. Di Texas, beton dapat diproduksi dengan kekuatan tekan 13.000 hingga 15.000 psi (900 hingga 1000 MPa).

Jembatan layang Louetta Road yang menggunakan HPC diharapkan memiliki masa pakai 75 hingga 100 tahun, kira-kira dua kali lipat masa pakai rata-rata jembatan standar. Masa pakai yang lebih lama berarti tidak hanya biaya pengguna yang lebih rendah, tetapi pengendara akan mengalami lebih sedikit penutupan jalur dan penundaan lain yang disebabkan oleh pekerjaan pemeliharaan. Saat ini, 15 jembatan HPC telah dibangun di Amerika Serikat.

Jembatan pertama yang sepenuhnya memanfaatkan HPC dalam semua aspek desain dan konstruksi adalah Jembatan Layang Louetta Road di Jalan Raya Negara Bagian 249 di Houston. Proyek ini terdiri dari dua jembatan U-beam yang membawa dua jalur lalu lintas yang berdekatan. Bentang jembatan berkisar antara 121,5 hingga 135,5 kaki (37 hingga 41,3 m). HPC (High Pressure Concrete) sekitar dua kali lebih kuat daripada beton konvensional. Biayanya rata-rata $Rp. 260/m^2$ ($Rp. 24/ft^2$) untuk luas dek, harga yang sebanding dengan 12 jembatan beton konvensional pada proyek yang sama. Jembatan HPC kedua di Texas yang terletak di San Angelo membawa jalur arah timur Jalan Raya AS 67 di atas Sungai North Concho, Jalan Raya AS 87, dan jalur kereta api South Orient. Jembatan balok I HPC sepanjang

954 kaki (291 m) ini sejajar dengan jembatan beton konvensional. HPC dipilih untuk jalur arah timur karena bentang yang melintasi Sungai North Concho memiliki panjang 157 kaki (48 m).



Gambar 2.6 Perancah Pada Konstruksi I-80 HOV, Richmond, CA.

Jarak ini melebihi kapasitas konstruksi bentang sederhana balok U beton prategang konvensional Texas. Jembatan San Angelo memberikan kesempatan ideal untuk membandingkan HPC dan beton konvensional. Bentang pertama dari dua jembatan memiliki panjang dan lebar yang sama sehingga memudahkan perbandingan biaya dan kinerja antara beton HPC dan beton konvensional. Perbandingan tersebut menunjukkan bahwa lajur beton konvensional pada bentang pertama membutuhkan tujuh balok dengan jarak 5,6 kaki (1,7 m), sedangkan bentang HPC hanya membutuhkan empat balok dengan jarak 11 kaki (3,4 m).

2.7 PERANCAH

Perancah dapat didefinisikan sebagai kerangka sementara tempat struktur permanen ditopang selama konstruksinya. Istilah perancah secara universal dikaitkan dengan konstruksi struktur beton cor di tempat, khususnya struktur atas jembatan. Perancah menyediakan platform yang stabil tempat cetakan dapat dibangun dan memberikan dukungan untuk struktur atas jembatan.

Perancah digunakan baik dalam konstruksi bangunan maupun jembatan. Penopang sementara yang digunakan dalam pekerjaan bangunan umumnya disebut sebagai "penyangga". Penting juga untuk memperhatikan perbedaan antara "bekisting" dan "perancah". Bekisting digunakan untuk menahan beton plastis dalam bentuk yang diinginkan sampai mengeras. Bekisting dirancang untuk menahan tekanan fluida beton plastis dan tekanan tambahan yang dihasilkan oleh vibrator. Karena bekisting tidak menanggung beban mati beton, bekisting dapat dilepas segera setelah beton mengeras. Perancah menanggung beban mati beton, dan oleh karena itu harus tetap di tempatnya sampai beton menjadi mandiri. Panel kayu lapis di bagian bawah pelat beton berfungsi sebagai bekisting dan sebagai elemen perancah. Namun, untuk desain, panel-panel tersebut dianggap sebagai bentuk untuk memenuhi semua persyaratan desain dan spesifikasi yang diterapkan padanya.

Perancah jembatan dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis: (1) sistem konvensional (Gambar 2.6) di mana berbagai komponen (balok, tiang, penutup, penguat, dan lainnya.)

didirikan secara individual untuk membentuk sistem yang lengkap dan (2) sistem khusus di mana komponen logam dirakit menjadi unit modular yang dapat ditumpuk, satu di atas yang lain, untuk membentuk serangkaian menara yang membentuk anggota penahan beban vertikal dari sistem tersebut.

Kontraktor bertanggung jawab untuk merancang dan membangun perancah yang aman dan memadai yang memberikan semua kekakuan yang diperlukan, menopang semua beban yang ada, dan menghasilkan produk akhir (struktur) sesuai dengan rencana desain, spesifikasi, dan ketentuan khusus. Sangat penting juga untuk diingat bahwa persetujuan oleh pemilik atas gambar kerja perancah atau inspeksi perancah sama sekali tidak akan membebaskan kontraktor dari tanggung jawab penuh atas perancah tersebut. Di negara bagian California, setiap tinggi perancah yang melebihi 13 kaki (4 m) atau bentang bebas perancah individual yang melebihi 17 kaki (5 m) atau di mana terdapat ketentuan untuk lalu lintas kendaraan, pejalan kaki, atau kereta api melalui perancah, gambar harus ditandatangani oleh insinyur sipil terdaftar di negara bagian California. Gambar desain harus mencakup detail operasi pembongkaran perancah, metode dan urutan pembongkaran, dan peralatan yang akan digunakan. Gambar harus menunjukkan ukuran semua elemen penopang beban, sambungan dan persendian, dan sistem penguat. Untuk struktur balok kotak, gambar harus menunjukkan elemen yang menopang balok eksterior miring, overhang dek, dan jalur pejalan kaki konstruksi yang terpasang. Semua dimensi pengendali desain, termasuk panjang dan jarak balok, lokasi dan jarak tiang, tinggi keseluruhan penyangga perancah, jarak vertikal antara konektor pada penguat diagonal harus ditunjukkan.

Penting agar konstruksi perancah secara substansial sesuai dengan gambar perancah. Sebagai pertimbangan kebijakan, penyimpangan kecil untuk menyesuaikan kondisi lapangan atau penggantian material akan diizinkan jika terbukti melalui inspeksi bahwa perubahan tersebut tidak meningkatkan tegangan atau defleksi anggota perancah melebihi nilai yang diizinkan, dan tidak mengurangi kapasitas daya dukung keseluruhan sistem perancah. Jika diperlukan revisi, persetujuan gambar revisi oleh insinyur negara juga diperlukan. Setiap perubahan pada desain perancah yang telah disetujui, sekecil apa pun kelihatannya, berpotensi memengaruhi integritas struktural sistem perancah secara negatif. Oleh karena itu, sebelum menyetujui perubahan apa pun, insinyur harus memastikan bahwa perubahan tersebut tidak akan memengaruhi sistem perancah secara keseluruhan.

BAB 3

STRUKTUR BAWAH JEMBATAN UTAMA DI ATAS AIR

3.1 PENDAHULUAN

Desain dan konstruksi pilar untuk jembatan di atas air menghadirkan serangkaian kriteria yang menuntut. Dalam penggunaannya, pilar harus mampu menopang beban mati dan beban hidup dengan sukses, sambil menahan gaya lingkungan seperti arus, angin, gelombang, es laut, dan beban tanah yang tidak seimbang, terkadang bahkan termasuk longsor batuan ke bawah lereng. Beban gempa bumi menghadirkan tantangan besar dalam desain, dengan gerakan bolak-balik siklik yang merambat melalui tanah dan pilar untuk menggetarkan struktur atas. Gaya-gaya yang tidak disengaja juga harus ditahan. Tabrakan oleh tongkang dan kapal menjadi bahaya yang semakin serius bagi pilar jembatan di jalur air, baik pilar yang mengapit saluran maupun pilar pendekatan di mana pun kedalaman air mencukupi.

Interaksi tanah-struktur-pondasi mengontrol desain untuk gaya dinamis dan gaya benturan. Interaksi dengan struktur atas ditentukan oleh fleksibilitas seluruh sistem struktur dan tanah di sekitarnya.

Sistem kaku menarik gaya yang sangat tinggi: di bawah gempa bumi, gaya desain dapat mencapai 1,0 g, sedangkan struktur fleksibel, yang mengembangkan gaya jauh lebih kecil pada periode yang lebih lama, mengalami pergeseran defleksi yang lebih besar. Desain harus berupaya untuk mendapatkan keseimbangan optimal antara kedua respons ini. Potensi penggerusan akibat arus, yang diperkuat oleh pusaran, harus dipertimbangkan dan tindakan pencegahan harus dilakukan.

Kemudahan konstruksi sangat penting, dalam banyak kasus menentukan kelayakan. Selama konstruksi, struktur sementara dan permanen dikenai beban lingkungan dan kecelakaan yang sama seperti dermaga permanen, meskipun untuk periode paparan yang lebih pendek dan, dalam kebanyakan kasus, terbatas pada waktu yang menguntungkan dalam setahun, yang disebut jendela cuaca. Oleh karena itu, proses konstruksi yang digunakan harus praktis untuk dicapai dan diselesaikan. Toleransi harus merupakan kompromi yang sesuai antara kepraktisan dan kinerja di masa mendatang. Metode yang diadopsi tidak boleh mengurangi perilaku interaktif sistem tanah-struktur di masa depan.

Beban desain untuk pilar di atas air umumnya dibagi menjadi dua kondisi batas, yang pertama adalah kondisi batas untuk beban dengan probabilitas kejadian tinggi, di mana responsnya pada dasarnya harus elastis. Daya tahan perlu dipertimbangkan dalam kondisi batas ini, terutama berkaitan dengan korosi baja yang terpapar dan tertanam. Kelelahan biasanya bukan faktor untuk konsep pilar yang biasanya dipertimbangkan, meskipun hal itu masuk dalam pertimbangan untuk elemen tambahan seperti sistem fender dan struktur sementara seperti dolphin jika akan digunakan dalam kondisi pembebanan siklik seperti gelombang. Di daerah seismik, gempa bumi tingkat sedang, misalnya, yang memiliki periode ulang 300 hingga 500 tahun, juga perlu dipertimbangkan.

Kondisi batas kedua adalah kejadian dengan probabilitas rendah, yang sering disebut kondisi batas "keselamatan" atau "ekstrem". Ini harus mencakup gempa bumi dengan periode ulang yang panjang (1000 hingga 3000 tahun) dan tabrakan kapal oleh kapal besar. Untuk hal ini, respons daktil umumnya dapat diterima, memperluas perilaku elemen struktural ke rentang plastis. Deformabilitas sangat penting untuk menyerap beban energi tinggi ini, sehingga beberapa kerusakan mungkin terjadi, dengan ketentuan bahwa keruntuhan dan hilangnya nyawa dapat dicegah dan, biasanya, jembatan dapat dipulihkan ke layanan dalam waktu yang wajar.

Pembentukan sendi plastis telah diadopsi sebagai prinsip untuk kondisi batas ini pada banyak struktur modern, yang dirancang sedemikian rupa sehingga pembentukan sendi plastis akan terjadi di lokasi yang diketahui di mana dapat paling mudah diperiksa dan diperbaiki. Jalur beban redundan diinginkan: ini biasanya hanya dapat dipraktikkan dengan menggunakan beberapa tiang pancang.

Pilar jembatan untuk jembatan di atas air biasanya mewakili 30 hingga 40% dari keseluruhan biaya jembatan. Dalam kasus perairan dalam, biaya tersebut bahkan dapat mencapai lebih dari 50%. Oleh karena itu, pilar jembatan layak mendapatkan upaya desain yang menyeluruh untuk mencapai konsep dan detail yang optimal.

Konstruksi pilar jembatan di atas air memiliki sejarah yang kurang beruntung berupa penundaan, kecelakaan, dan bahkan bencana. Banyak klaim konstruksi dan pembengkakan biaya serta waktu berkaitan dengan konstruksi dermaga. Oleh karena itu, kemudahan konstruksi merupakan pertimbangan utama. Jenis dermaga yang paling umum dan konstruksinya dijelaskan pada bagian berikut.

3.2 TIANG PANCANG TABUNG BERDIAMETER BESAR

1. Deskripsi

Konstruksi platform baja untuk produksi minyak bumi lepas pantai serta terminal perairan dalam untuk kapal-kapal besar yang membawa minyak mentah, besi, dan batubara, membutuhkan pengembangan tiang pancang dengan kapasitas aksial dan lateral yang tinggi, yang dapat dipasang di berbagai jenis tanah, dari sedimen lunak hingga batuan. Gaya lateral dari gelombang, arus, es terapung, dan gempa bumi serta dari sandar mendominasi desain. Hanya tiang pancang tabung baja berdiameter besar yang terbukti mampu memenuhi kriteria ini (Gambar 3.1 dan 3.2).

Tiang pancang besar seperti itu, dengan diameter mulai dari 1 hingga 3 m dan panjang hingga lebih dari 100 m, membutuhkan pengembangan palu pemancang tiang berenergi sangat tinggi secara bersamaan, satu tingkat lebih tinggi daripada yang sebelumnya tersedia. Peralatan pengeboran, yang cukup kuat untuk mengebor lubang berdiameter besar di batuan dasar, juga dikembangkan (Gambar 3.3).



Gambar 3.1 Tiang Pancang Tubular Baja Berdiameter Besar, Jembatan Sungai Jamuna, Bangladesh

Dengan demikian, ketika pilar jembatan dibutuhkan di perairan yang lebih dalam, dengan sedimen yang dalam dengan berbagai tingkat atau, alternatifnya, batuan gundul, dan di mana respons ulet terhadap gaya lateral yang terkait dengan gempa bumi, es, dan benturan kapal menjadi sama pentingnya atau lebih besar daripada dukungan beban aksial, wajar jika teknologi dari industri platform lepas pantai beralih ke bidang jembatan.



Gambar 3.2 Pemasangan Tiang Pancang Tubular Baja Berdiameter Besar.



Gambar 3.3 Tiang Pancang Tubular Baja Dipasang Dari Tongkang Jack-Up. Lubang Akan Dibor Ke Dalam Batuan Dan Seluruh Tiang Diisi Dengan Beton Tremie.

Hasil dari transfer “lateral” ini melampaui ekspektasi karena membuat pembangunan dermaga di perairan dalam dan sedimen dalam menjadi praktis dan ekonomis, di mana sebelumnya hanya tersedia solusi yang sangat mahal dan memakan waktu.

2. Praktik Struktur Lepas Pantai

Praktik desain dan konstruksi umumnya mengikuti Rekomendasi Praktik untuk Perencanaan, Desain, dan Konstruksi Platform Lepas Pantai Tetap yang diterbitkan oleh American Petroleum Institute, API-RP2A. Rekomendasi praktik ini sering direvisi, sehingga edisi terbaru harus selalu digunakan. Referensi menyajikan desain dan konstruksi dari sudut pandang kontraktor konstruksi.

Ada banyak variabel yang memengaruhi desain tiang pancang tubular baja: diameter, ketebalan dinding (yang dapat bervariasi sepanjang panjangnya), penetrasi, detail ujung, detail kepala tiang pancang, jarak, jumlah tiang pancang, geometri, dan sifat baja. Harus ada pertimbangan metode pemasangan dan pengaruhnya terhadap interaksi tanah-tiang pancang. Dalam kasus khusus, tiang pancang tubular dapat dimiringkan, yaitu, “dimiringkan” pada sudut dari vertikal.

Dalam praktik lepas pantai, tiang pancang hampir tidak pernah diisi dengan beton, sedangkan untuk pilar jembatan, keengganan perancang untuk hanya mengandalkan gesekan permukaan untuk penyangga selama lebih dari 100 tahun serta kekhawatiran akan korosi telah menyebabkan praktik pembersihan dan pengisian dengan beton bertulang. Kemajuan terbaru adalah memanfaatkan cangkang baja bersama dengan pengisi beton dalam aksi komposit untuk meningkatkan kekuatan dan kekakuan. Pengisi beton juga digunakan untuk menahan tekuk lokal di bawah beban berlebih dan kondisi ekstrem. Praktik terbaru adalah mengisi beton di zona momen tinggi.

Tiang pancang tubular digunakan untuk mentransfer beban aksial dan lateral serta momen yang ditumpangkan ke tanah. Di bawah gempa bumi, tanah memberikan gerakan dinamis ke tiang pancang dan karenanya ke struktur. Interaksi ini sangat nonlinier. Untuk membuat masalah lebih kompleks, tanah biasanya tidak seragam di seluruh kedalamannya dan memiliki nilai kekuatan dan modulus yang berbeda.

Dalam desain, beban aksial mengontrol penetrasi sementara transfer beban lateral ke tanah menentukan diameter tiang pancang. Tegangan tiang pancang dan tegangan pemasangan gabungan menentukan ketebalan dinding. Interaksi antara tiang pancang dengan tanah ditentukan oleh kekakuan dan diameter tiang pancang. Kedua hal ini mengarah pada pengembangan kurva $P - y$, di mana P adalah geser lateral di kepala tiang pancang dan y adalah defleksi sepanjang tiang pancang. Meskipun perilaku sebenarnya sangat kompleks dan hanya dapat diselesaikan secara memadai dengan desain akhir terkomputerisasi, perkiraan awal tiga diameter dapat memberikan asumsi "titik tetap" di mana bagian atas tiang pancang membengkok.

Pengalaman dan uji laboratorium menunjukkan bahwa profil defleksi tiang pancang tipikal di sedimen lunak memiliki titik pertama defleksi nol sekitar tiga diameter di bawah garis lumpur, diikuti oleh defleksi dalam pembengkokan terbalik dan akhirnya titik kedua perpindahan nol. Tiang pancang yang ditancapkan hingga elevasi ujung pada atau di bawah titik kedua ini umumnya ditemukan mengembangkan perilaku stabil dalam perpindahan lateral bahkan di bawah beberapa siklus pembebanan tinggi.

Jika defleksi di bawah beban ekstrem signifikan, efek $P - \Delta$ juga harus dipertimbangkan. Pilar jembatan tidak hanya harus memiliki kekuatan ultimat yang memadai untuk menahan beban lateral ekstrem, tetapi juga harus membatasi perpindahan hingga nilai yang dapat diterima. Jika perpindahan terlalu besar, efek $P - \Delta$ akan menyebabkan momen lentur tambahan yang besar pada tiang pancang dan akibatnya defleksi tambahan.

Perilaku tekan aksial tiang pancang pada pilar jembatan sangat penting. Penurunan tiang pancang di bawah beban layanan dan beban ekstrem harus dibatasi. Beban tekan aksial ditahan oleh gesekan kulit di sepanjang keliling tiang pancang, oleh daya dukung ujung di bawah ujung tiang pancang baja, dan oleh daya dukung ujung sumbat tanah di ujung tiang pancang. Yang terakhir ini tidak boleh melebihi gesekan kulit tanah di bagian dalam tiang pancang, karena jika tidak, sumbat akan bergeser ke atas. Karakteristik sebenarnya dari sumbat tanah sangat dipengaruhi oleh prosedur pemasangan, dan akan dibahas secara rinci nanti. Tegangan aksial akibat pengangkatan di bawah beban ekstrem seperti gempa bumi ditahan oleh gesekan kulit di keliling dan berat mati tiang pancang dan blok pondasi.

Aksi kelompok tiang pancang biasanya berbeda dari penjumlahan tiang pancang individual dan dipengaruhi oleh kekakuan blok pondasi serta momen lentur dan geser yang diterapkan. Aksi kelompok ini dan interaksinya dengan tanah penting dalam desain akhir, terutama untuk pembebanan dinamis seperti gempa bumi.

API-RP2A Bagian G memberikan prosedur desain untuk tiang pancang tubular baja yang dipancangkan serta untuk tiang pancang yang dibor dan diinjeksi.

Korosi dan abrasi harus dipertimbangkan dalam menentukan ketebalan dinding tiang pancang. Korosi biasanya paling parah dari tepat di bawah garis air hingga tepat di atas permukaan percikan gelombang saat pasang tinggi, meskipun lokasi rentan lainnya adalah di garis lumpur karena gradien oksigen. Abrasi biasanya paling parah di garis lumpur karena pergerakan pasir, meskipun lumpur tersuspensi dapat menyebabkan abrasi di seluruh kolom air.

Mempertimbangkan masa pakai desain jembatan utama selama 100 tahun atau lebih, pelapis sesuai di zona percikan dan di atasnya, sementara anoda korban dapat digunakan di kolom air dan di garis lumpur. Ketebalan dinding tiang pancang tambahan dapat berfungsi sebagai baja pengorbanan: untuk lingkungan air laut, seringkali ditambahkan ketebalan 10 hingga 12 mm.

3. Desain dan Fabrikasi Tiang Baja

Tiang baja tubular biasanya difabrikasi dari pelat baja, digulung menjadi "kaleng" dengan sambungan memanjang yang dilas secara otomatis. Kaleng-kaleng ini kemudian disambung dengan las melingkar. Jelas, las ini sangat penting untuk keberhasilan kinerja tiang. Selama pemasangan dengan palu tiang, las sering kali mengalami tekanan yang sangat tinggi di bawah pukulan berulang: las yang cacat dapat retak di las atau zona yang terkena panas (HAZ). Las harus mencapai penetrasi sambungan penuh semaksimal mungkin, dan profil las eksternal harus menyatu dengan mulus dengan logam dasar di kedua sisinya.

API-RP2A, bagian L, memberikan panduan tentang fabrikasi dan pengelasan. Tiang yang difabrikasi harus memenuhi toleransi yang ditentukan untuk kelurusan tiang dan untuk dimensi penampang di ujungnya. Yang terakhir ini mengontrol diameter rata-rata dan ketidakbulatan. Ketidakbulatan sangat penting karena memengaruhi kemampuan untuk mencocokkan bagian yang berdekatan untuk pengelasan.

Rekomendasi inspeksi diberikan dalam API-RP2A, bagian N. Tabel N.4-1, dengan mengacu pada tubular struktural, mensyaratkan 10% dari sambungan memanjang untuk diverifikasi dengan ultrasonik (UT) atau radiografi (RT). Untuk sambungan las melingkar dan persimpangan kritis dari sambungan memanjang dan melingkar, 100% UT atau RT diperlukan.

Karena tegangan yang biasanya tinggi yang dialami tiang penyangga pilar jembatan, baik di bawah beban ekstrem maupun selama pemasangan, serta kebutuhan akan kemampuan las pelat yang relatif tebal, umumnya digunakan baja berbutir halus dengan kekuatan luluh 290 hingga 350 MPa untuk tiang tubular. Ketebalan dinding tiang ditentukan oleh sejumlah faktor. Ketebalan dapat bervariasi sepanjang panjangnya, dikendalikan di lokasi tertentu oleh kondisi pembebanan selama penggunaan dan selama pemasangan.

Tiang tipikal yang digunakan untuk pilar jembatan dipasang tetap di bagian kepala. Oleh karena itu, beban lentur dan aksial gabungan maksimum akan terjadi dalam jarak $1\frac{1}{2}$ diameter tepat di bawah dasar pondasi. Tekuk lokal dapat terjadi. Pembalikan lentur berulang akibat gempa bumi bahkan dapat menyebabkan patahan. Oleh karena itu, area ini umumnya terbuat dari pelat baja yang lebih tebal. Pengisian dengan beton akan mencegah tekuk lokal. Tekuk kolom secara umum juga perlu diperiksa dan biasanya akan mencapai maksimum pada jarak pendek di bawah garis lumpur.

Pemasangan dapat mengontrol ketebalan dinding minimum. Pukulan palu menghasilkan gelombang kompresi tinggi yang merambat ke bawah tiang pancang, memantul dari ujungnya dalam kompresi yang diperkuat ketika resistensi ujung yang tinggi ditemui. Ketika pemancangan keras yang berkelanjutan dengan palu besar diantisipasi, ketebalan dinding tiang pancang minimum harus $t = 6,35 + \frac{D}{100}$ di mana t dan D dalam milimeter. Kemampuan pemancangan tiang pancang tubular ditingkatkan dengan meningkatkan ketebalan dinding. Ini mengurangi waktu pemancangan dan memungkinkan penetrasi yang lebih besar untuk dicapai.

Selama pemasangan, berat palu dan perlengkapannya dapat menyebabkan pembengkokan yang berlebihan jika tiang pancang dipasang pada kemiringan tertentu. Palu hidrolik biasanya ditopang sepenuhnya pada tiang pancang, sedangkan palu uap dan palu diesel sebagian ditopang oleh derek.

Jika tiang pancang dibersihkan selama pemancangan untuk memungkinkan penetrasi yang diinginkan tercapai, tekanan tanah eksternal dapat mengembangkan tegangan kompresi keliling yang tinggi. Tegangan ini berinteraksi dengan tegangan pemancangan aksial dan dapat menyebabkan tekuk lokal.



Gambar 3.4 Tiang Pancang Baja Tubular Berdiameter Besar Sedang Diposisikan.

Ujung tiang pancang mengalami tegangan yang sangat tinggi, terutama jika tiang pancang bertemu dengan batu besar atau harus ditancapkan di batuan. Hal ini dapat menyebabkan distorsi ujung tiang pancang, yang kemudian diperkuat selama pukulan berturut-turut. Dalam kasus ekstrem, ujung tiang pancang dapat "robek" atau "melengkung" dalam serangkaian tekuk aksial lokal yang pendek. Sepatu pemancangan baja cor dapat digunakan dalam kasus seperti itu; biasanya terbuat dari baja dengan ketangguhan tinggi serta kekuatan luluh yang tinggi. Kepala tiang pancang juga harus cukup tebal untuk menahan tekuk lokal dan tegangan pecah akibat efek Poisson.

Transisi antara bagian-bagian dengan ketebalan dinding tiang pancang yang berbeda harus dirinci dengan cermat. Secara umum, perubahan ketebalan tidak boleh lebih dari 12 mm pada sambungan dan bagian yang lebih tebal harus dimiringkan dengan kemiringan 1:4.

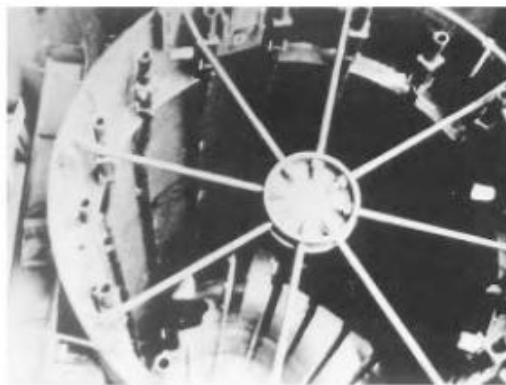
4. Pengangkutan dan Pembalikan Tiang Pancang

Tiang pancang tubular dapat diangkut dengan tongkang. Untuk pemuatan, tiang pancang seringkali hanya digulirkan ke atas tongkang, kemudian ditopang dan dirantai. Tiang pancang juga dapat diangkut dengan cara mengapung sendiri. Ujung-ujungnya diberi sekat selama pemasangan. Pelepasan sekat dapat menimbulkan risiko serius jika tidak direncanakan dengan cermat. Satu ujung harus diangkat di atas air untuk pelepasan sekat tersebut, kemudian ujung lainnya. Jika satu sekat akan dilepas di bawah air oleh penyelam, air di dalamnya harus terlebih dahulu disamakan dengan air di luar; jika tidak, derasny air akan menarik penyelam ke dalam pipa. Pembalikan akan menghasilkan momen lentur yang tinggi yang membatasi panjang bagian-bagian tiang pancang yang panjang (Gambar 3.4). Jika tidak, tiang pancang dapat melengkung.

5. Pemancangan Tiang Pancang

Pemancangan tiang pancang tubular berdiameter besar biasanya dilakukan dengan palu pancang yang sangat besar. Ukuran yang dibutuhkan dapat ditentukan berdasarkan pengalaman dan penggunaan analisis kemampuan pemancangan, yang mencakup parameter tanah.

Seringkali, tiang pancang tubular untuk pilar jembatan terlalu panjang atau terlalu berat untuk dipasang sebagai satu bagian utuh. Oleh karena itu, tiang pancang harus disambung selama pemancangan. Untuk membantu penyambungan, pemandu penusuk dapat dipasang terlebih dahulu pada ujung segmen atas, bersama dengan pelat pendukung. Ujung segmen atas harus dimiringkan terlebih dahulu untuk pengelasan.



Gambar 3.5 Susunan Pipa Jet Internal Dan Penyangga "Laba-Laba" Pada Tiang Pancang Tubular Berdiameter Besar.

Penyambungan memakan waktu. Untungnya, pada tiang pancang berdiameter besar 2 hingga 4 m, biasanya ada ruang untuk dua hingga tiga kru bekerja secara bersamaan. Waktu pengelasan 4 hingga 8 jam mungkin diperlukan. Kemudian tiang pancang harus didinginkan (biasanya 2 jam) dan dilakukan NDT. Setelah itu, palu harus diposisikan ulang di atas tiang

pancang. Dengan demikian, total waktu yang dibutuhkan mungkin 9 hingga 12 jam, selama itu gesekan kulit pada sisi tiang pancang "meningkat," meningkatkan hambatan pemancangan dan biasanya membutuhkan sejumlah pukulan untuk melepaskan tiang pancang dan melanjutkan penetrasi.

Ketika hambatan yang sangat tinggi ditemui, berbagai metode dapat digunakan untuk mengurangi hambatan sehingga ujung tiang pancang yang dirancang dapat dicapai. Perhatian harus diberikan agar alat bantu ini tidak mengurangi kapasitas tiang pancang untuk menahan beban desainnya.

Hambatan tinggi pada tiang pancang tubular terutama disebabkan oleh penyumbatan ujungnya; Tanah di ujung tiang menjadi padat dan tiang berperilaku sebagai tiang perpindahan alih-alih memotong tanah. Langkah-langkah berikut dapat digunakan.

1. *Penyemprotan internal untuk memecah sumbatan, tetapi tidak di bawah ujung tiang.* Permukaan air di dalam harus dikontrol, yaitu, tidak boleh menumpuk jauh di atas permukaan air di luar, untuk mencegah terjadinya rembesan di bawahnya. Meskipun jet bebas atau susunan jet dapat digunakan, metode yang sangat efektif adalah dengan memasang serangkaian jet di sekeliling keliling dan mengelap pipa yang mengarah ke bawah ke cangkang (Gambar 3.5). Perhatikan bahwa pipa-pipa ini akan mengalami tegangan parasit di bawah pukulan palu tiang.
2. *Pembersihan dengan airlift.* Ini adalah praktik umum saat menggunakan tiang tubular berdiameter besar untuk pilar jembatan tetapi memiliki risiko serius yang terkait dengannya. Bahaya muncul dari fakta bahwa airlift dapat menghilangkan air dengan sangat cepat dari tiang, menciptakan kepala yang tidak seimbang di ujung tiang, dan memungkinkan masuknya tanah. Kondisi seperti itu dapat mengakibatkan hilangnya daya tahan yang besar, tidak hanya di bawah ujung pada daya dukung ujung tetapi juga di sepanjang sisi pada gesekan kulit. Sayangnya, masalah ini telah terjadi pada sejumlah proyek! Pencegahannya adalah dengan mengoperasikan pompa untuk mengisi kembali tiang pancang dengan laju yang sama dengan laju pengosongan oleh airlift — hal yang sangat sulit dikendalikan. Jika pertimbangan struktural memungkinkan, lubang dapat dipotong di dinding tiang pancang sehingga air selalu seimbang secara otomatis. Tentu saja, ini hanya akan efektif jika lubang berada di bawah air. Konsentrasi tegangan di sekitar lubang tersebut perlu dievaluasi dengan cermat. Karena risiko dan konsekuensi layanan dari kesalahan dalam pengendalian lapangan, penggunaan airlift sering dilarang. Metode alternatif, yang jauh lebih aman, adalah penggunaan ember pengangkut (ember kulit jeruk) untuk memindahkan tanah secara mekanis. Kemudian, permukaan air dapat dikendalikan dengan relatif mudah.
3. *Pengeboran lubang percontohan, menggunakan bubur.* Jika tumpukan dijaga agar tetap penuh dengan bubur hingga setinggi permukaan air eksternal, maka lubang panduan, yang tidak melebihi 75% dari diameter, dapat dibor satu hingga dua diameter lebih jauh. Alat pemusat harus digunakan untuk menjaga agar lubang yang dibor tetap sejajar dengan benar. Bubur bentonit atau polimer sintesis dapat

digunakan. Pada tanah seperti lempung kaku atau di mana pengikat mencegah longsor, air laut dapat digunakan. Sirkulasi balik penting untuk mencegah erosi tanah akibat aliran berkecepatan tinggi. Pengeboran ke depan biasanya dilakukan secara bergantian dengan pemancangan. Penempatan akhir harus dilakukan dengan memancarkan melewati ujung lubang yang dibor untuk memobilisasi kembali resistensi sumbat.

4. *Penyemprotan eksternal*. Penyemprotan eksternal mengurangi gesekan permukaan selama pemancangan tetapi terkadang secara permanen mengurangi kapasitas lateral dan aksial. Lebih lanjut, ini hanya memberikan manfaat sekunder dibandingkan dengan penyemprotan internal untuk memecah sumbat. Dalam kasus khusus, ini masih dapat digunakan. Satu-satunya metode praktis yang dapat digunakan pada tiang pancang tubular yang panjang dan besar adalah dengan mengelas pipa di bagian luar atau dalam dengan lubang yang menembus dinding tiang. Dengan demikian, penyemprotan eksternal menyerupai yang digunakan pada caisson terbuka yang jauh lebih besar. Seperti halnya pada caisson terbuka, aliran air bertekanan rendah dan bervolume tinggi paling efektif dalam mengurangi gesekan permukaan. Setelah penetrasi hingga ujung, grouting dapat disuntikkan untuk mengembalikan sebagian kapasitas lateral dan aksial.

6. Pemanfaatan Tiang Pancang pada Pilar Jembatan

Terdapat beberapa kemungkinan susunan untuk tiang pancang tubular ketika digunakan untuk pilar jembatan. Susunan ini berbeda dalam beberapa kasus dari yang digunakan pada platform lepas pantai.

1. Tiang pancang dapat dipancarkan hingga penetrasi yang dibutuhkan dan dibiarkan dengan tanah alami di dalamnya. Bagian atas kemudian dapat dibiarkan dengan timbunan air atau, dalam beberapa kasus, sengaja dibiarkan kosong untuk mengurangi massa dan berat; dalam hal ini harus ditutup dengan sumbat beton tremie. Untuk memastikan ikatan penuh dengan dinding bagian dalam, zona tersebut harus dibersihkan secara menyeluruh dengan sikat kawat pada batang bor atau dengan jet. Untuk tiang pancang yang dipasang di bagian kepalanya, setidaknya 2 diameter di bawah pondasi diisi dengan beton untuk menahan tekuk lokal. Stud dipasang di zona ini untuk memastikan transfer geser.
2. Tiang pancang, setelah dipancarkan hingga penetrasi akhir, dibersihkan hingga satu diameter dari ujungnya. Dinding bagian dalam dibersihkan dengan sikat kawat atau jet. Sangkar baja tulangan dapat ditempatkan untuk meningkatkan kekuatan lentur cangkang tubular. Centralizer harus digunakan untuk memastikan posisi yang akurat. Tiang pancang kemudian diisi dengan beton tremie. Sebagai alternatif, tabung baja sisipan dengan ujung yang tersumbat dapat dipasang dengan centralizer, dan ruang annular diisi dengan grouting tremie. Tabung sisipan mungkin perlu diberi pemberat sementara dan/atau ditahan untuk mencegah pengapungan dalam grouting. Pengisian penuh tiang pancang tubular dengan beton tidak selalu diperlukan. Panas hidrasi merupakan masalah potensial, yang memerlukan desain campuran beton

husus dan mungkin pendinginan awal. Alasan untuk melakukan praktik ini, yang sering diadopsi untuk pilar jembatan meskipun jarang digunakan dalam struktur lepas pantai, adalah:

- a. Kekhawatiran atas kehilangan korosi pada cangkang baja selama masa pakai 100 tahun;
- b. Kebutuhan untuk memastikan secara positif kemampuan sumbat permanen untuk menahan daya dukung ujung;
- c. Pencegahan tekuk lokal di dekat garis lumpur dan di kepala tiang pancang;
- d. Untuk mendapatkan manfaat dari perilaku komposit dalam kekakuan dan kapasitas lentur.

Jika tidak diperlukan penguatan tambahan internal, maka manfaat dari (b), (c), dan (d) dapat dicapai dengan pengisian sederhana menggunakan beton tremie. Untuk mengimbangi panas hidrasi, inti dapat ditempatkan sebagai blok beton pracetak, kemudian diisi dengan grouting hingga menjadi perilaku monolitik. Alternatifnya, tiang sisipan dapat memiliki panjang penuh. Dalam hal ini, hanya annulus yang diisi sepenuhnya. Tiang sisipan dibiarkan kosong kecuali di bagian kepala dan ujung.

Tindakan membersihkan tiang di dekat ujung pasti menyebabkan relaksasi tegangan pada sumbat tanah di bawah area pembersihan. Ini berarti bahwa di bawah kompresi aksial ekstrem, tiang akan mengalami sedikit penurunan sebelum mengembalikan daya tahannya sepenuhnya. Untuk mencegah hal ini, setelah sumbat beton mengeras, grouting dapat disuntikkan tepat di bawah sumbat, pada tekanan yang akan mengembalikan kekompakan tanah tetapi tidak terlalu besar sehingga menyebabkan pipa di bawah ujung atau memecah fondasi, atau tiang dapat dipasang kembali dengan cara dipancangkan.

3. Tiang pancang tubular, setelah dipasang hingga kedalaman penetrasi yang dirancang, dapat diisi dengan pasir hingga dua diameter di bawah kepala, kemudian dengan beton tremie hingga kepala. Baja tulangan dapat ditempatkan di dalam beton untuk mentransfer sebagian momen dan tegangan ke blok pondasi. Stud dapat dipasang terlebih dahulu pada zona tiang pancang tersebut untuk memastikan transfer geser penuh. Sumbat tanah dan pasir akan berfungsi untuk membatasi tekuk lokal di garis lumpur di bawah beban ekstrem.
4. Lubang dapat dibor ke dalam batuan atau material keras di luar ujung tiang pancang yang dipancangkan, dan kemudian diisi dengan beton. Bubur beton digunakan untuk mencegah degradasi permukaan lubang dan longsoran. Air laut dapat digunakan pada beberapa batuan tetapi dapat menyebabkan pelapukan pada batuan lain seperti serpihan dan batupasir. Bubur bentonit melapisi permukaan lubang; lubang harus dibilas dengan air laut tepat sebelum pengecoran beton. Bubur sintetis adalah yang terbaik, karena bereaksi dengan adanya ion kalsium dari beton untuk meningkatkan ikatan. Bubur polimer sintetis dapat terurai secara hayati dan dengan demikian dapat diterima secara lingkungan untuk dibuang ke air.

Ketika tiang tubular diletakkan di atas batuan dan lubangnya kemudian dibor di bawah ujung tiang, seringkali sulit untuk mencegah masuknya pasir dari sekitar ujung dan untuk mempertahankan sirkulasi yang tepat. Oleh karena itu, setelah mendarat, lubang dapat dibor dalam jarak pendek, misalnya, dengan bor putar atau bor lubang bawah dan kemudian tiang diletakkan kembali dengan palu tiang.

Baik pipa tubular sisipan atau sangkar baja penguat ditempatkan di dalam lubang, memanjang jauh ke dalam tiang. Beton tremie kemudian ditempatkan untuk mentransfer beban geser. Dalam kasus di mana tiang tubular sisipan digunakan, ujungnya dapat ditutup. Kemudian grout dapat disuntikkan ke dalam ruang annular untuk mentransfer geser.

Grout tidak boleh digunakan untuk mengisi lubang pipa tubular berdiameter besar. Panas hidrasi akan merusak grout, mengurangi kekuatannya. Beton tremie sebaiknya digunakan sebagai gantinya, dengan menggunakan agregat kasar berukuran kecil, misalnya, 15 mm, untuk memastikan kemudahan pengerjaan dan kelancaran aliran.

Meskipun sebagian besar soket untuk pilar jembatan lepas pantai berupa perpanjangan silindris dari tiang tubular, di beberapa platform minyak lepas pantai telah dibangun pondasi berbentuk lonceng untuk mentransfer beban pada tumpuan ujung. Alat pembentuk lonceng yang dioperasikan secara hidrolik dipasang pada rangkaian bor. Setiap kali transfer pada tumpuan ujung adalah mekanisme utama, dasar lubang harus dibersihkan dari lumpur tepat sebelum pengecoran beton.

7. Tiang Silinder Beton Prategang

Sebagai alternatif untuk tiang tubular baja, tiang silinder beton prategang telah digunakan untuk sejumlah jembatan besar di atas air, dari Jembatan San Diego–Coronado dan Dunbarton di California hingga jembatan di Teluk Chesapeake dan jembatan kabel Yokohama (Gambar 3.6 dan 3.7). Diameternya berkisar dari 1,5 hingga 6 m dan lebih. Mereka menawarkan keunggulan daya tahan dan kapasitas tekan aksial yang tinggi. Untuk mengatasi beberapa faktor yang menghasilkan regangan keliling, terutama regangan termal, diperlukan tulangan spiral dengan luas penampang yang memadai. Tulangan spiral ini harus ditempatkan berdekatan di zona 2 m tepat di bawah kepala tiang pancang, di mana terjadi pembengkokan balik yang tajam di bawah beban lateral.

Metode pemasangan tiang pancang bervariasi dari pemancangan dan penyemprotan tiang pancang berdiameter lebih kecil hingga pengeboran pada tiang pancang berdiameter besar (Gambar 3.8).

8. Blok Pondasi

Blok pondasi yang dibangun di bagian atas tiang pancang tubular berdiameter besar berfungsi untuk mentransmisikan gaya dari poros pilar ke tiang pancang. Oleh karena itu, blok ini mengalami geser besar dan momen yang signifikan. Geser tersebut memerlukan tulangan vertikal yang ekstensif, baik untuk geser global (dari poros pilar) maupun geser lokal (geser tusukan dari tiang pancang). Konsentrasi tulangan yang besar diperlukan untuk mendistribusikan momen. Tendon prategang dapat dimanfaatkan secara efektif.



Gambar 3.6 Tiang Pancang Beton Prategang Berdiameter Besar, Jembatan Sungai Napa, California.



Gambar 3.7 Tiang Pancang Silinder Beton Prategang Untuk Jembatan Oosterschelde, Belanda.

Meskipun gaya utama biasanya menghasilkan kompresi pada permukaan atas blok pondasi, gaya sekunder dan terutama tegangan sementara yang tinggi yang disebabkan oleh panas hidrasi menghasilkan tegangan tarik pada permukaan atas. Oleh karena itu, baja horizontal yang memadai harus disediakan di bagian atas dan bawah di kedua arah.



Gambar 3.8 Pemasangan Tiang Silinder Beton Dengan Penggalan Internal, Penyemprotan, Dan Gaya Tarik Ke Bawah Dari Tongkang.

Panas hidrasi material semen dalam blok pondasi besar berkembang selama beberapa hari. Karena massa blok, panas di inti mungkin tidak hilang dan kembali ke suhu sekitar selama beberapa minggu.

Sementara itu, permukaan luar telah mendingin dan menyusut, menghasilkan tegangan yang sering menyebabkan retak. Jika tulangan yang diberikan tidak memadai, baja dapat meregang melebihi batas leleh, sehingga retakan menjadi permanen. Jika jumlah tulangan yang tepat diberikan, maka retakan yang berkembang akan terdistribusi dengan baik, retakan individual akan tetap kecil, dan tegangan elastis pada tulangan akan cenderung menutup retakan saat inti mendingin.

Retak laminar internal juga dapat terjadi, sehingga tulangan vertikal dan tulangan kedalaman tengah juga harus dipertimbangkan.

Blok pondasi dapat dibangun di tempat, tepat di atas air, dengan rok beton pracetak yang memanjang ke bawah di bawah air surut untuk mencegah perahu kecil dan puing-puing terjebak di bawahnya. Dalam kasus ini, bagian atas tiang pancang mungkin terpapar saat air surut, sehingga memerlukan perhatian khusus untuk pencegahan korosi.

Blok pondasi dapat dibangun di bawah air. Meskipun bendungan sementara dapat digunakan, cara yang paling efisien dan ekonomis biasanya adalah dengan membuat cangkang blok pondasi terlebih dahulu. Kemudian cangkang tersebut diapungkan ke tempatnya. Tiang pancang sudut kemudian dimasukkan melalui struktur dan dipancangkan hingga mencapai ketinggian yang diinginkan. Kotak yang telah dibuat terlebih dahulu kemudian diturunkan dengan pemberat, ditopang dan dipandu oleh tiang pancang sudut. Kemudian tiang pancang yang tersisa dimasukkan melalui lubang di kotak dan dipancangkan. Sambungan akhir dibuat dengan beton tremie.

Jelas, ada variasi dari prosedur di atas. Dalam beberapa kasus, sebagian kotak dibiarkan kosong secara permanen, memanfaatkan daya apungnya untuk mengimbangi sebagian berat mati.

Transfer gaya ke dalam blok pondasi memerlukan detail yang cermat. Biasanya cukup sulit untuk mentransfer momen penuh melalui penguatan di dalam cangkang tiang pancang. Jika kepala tiang pancang dapat dikeringkan, batang baja tulangan dapat dilas ke bagian dalam cangkang. Sangkar yang dipasang di sumbat beton di bagian kepala dapat menggunakan batang yang diikat dengan kepala mekanis di bagian atasnya. Alternatifnya, tiang pancang dapat diperpanjang hingga menembus blok pondasi. Kunci geser dapat digunakan untuk mentransfer geser. Tendon prategang dapat dipasang melalui dan di sekitar kepala tiang pancang.



Gambar 3.9 Bendungan Sementara Tiang Pancang Lembaran Baja Besar Untuk Jembatan Memorial Delaware Kedua, Menunjukkan Rangka Penguat.

3.3 COFFERDAM UNTUK PILAR JEMBATAN

1. Deskripsi

Kata **cofferdam** adalah istilah yang sangat luas untuk menggambarkan konstruksi yang memungkinkan lokasi bawah air dikeringkan. Dengan demikian, cofferdam dapat berukuran besar atau kecil. Cofferdam berukuran sedang dengan dimensi horizontal dari 10 hingga 50 m telah banyak digunakan untuk membangun fondasi pilar jembatan di air dan sedimen lunak hingga kedalaman 20 m; beberapa di antaranya lebih besar dan lebih dalam (Gambar 3.9). Cofferdam pilar jembatan yang umum dibangun dari tiang pancang lembaran baja yang ditopang terhadap tekanan eksternal oleh penguat internal.

Beberapa pilar jembatan yang sangat besar, seperti jangkar untuk jembatan gantung, telah menggunakan cincin sel tiang pancang lembaran yang menopang sendiri. Bagian dalamnya kemudian dikeringkan dan digali hingga kedalaman yang dibutuhkan. Perkembangan terbaru semacam itu adalah pembangunan dinding cincin melingkar dari beton yang dibangun dengan metode parit lumpur (Gambar 3.10 dan 3.11). Bendungan beton juga menggunakan dinding cincin dari tiang pancang beton pracetak atau bahkan kerangka.

2. Persyaratan Desain

Bendungan harus dirancang untuk menahan tekanan eksternal air dan tanah. Jika, seperti biasanya, sebagian dari tekanan eksternal dirancang untuk ditahan oleh tekanan pasif internal tanah, kedalaman penetrasi harus dipilih secara konservatif, dengan mempertimbangkan potensi penurunan tekanan pasif secara tiba-tiba akibat aliran air di bawah ujung sebagai akibat dari tekanan air yang tidak seimbang atau semburan tiang pancang. Struktur bendungan itu sendiri harus memiliki dukungan vertikal yang memadai untuk beban sendiri dan peralatan dalam semua kondisi.



Gambar 3.10 Bendungan Sementara Dinding Lumpur Untuk Poros Ventilasi Pulau Kawasaki, Terowongan Dan Jembatan Teluk Trans-Tokyo.



Gambar 3.11 Bendungan Sementara Dinding Cincin Beton Yang Dibangun Dengan Metode Parit Lumpur.



Gambar 3.12 Pengeringan Bendungan Sementara Untuk Pilar Menara Utama, Jembatan Memorial Delaware Kedua.

Selain beban desain utama, kondisi dan skenario pembebanan lainnya termasuk arus dan gelombang, puing dan es, luapan air pasang, banjir, atau gelombang badai. Meskipun beban akibat gempa bumi, yang bekerja pada massa hidrodinamik, umumnya diabaikan di masa lalu, beban tersebut sekarang sering dipertimbangkan pada bendungan sementara (cofferdam) utama, dengan mempertimbangkan percepatan masukan yang lebih rendah yang sesuai untuk waktu paparan yang lebih singkat dan, jika sesuai, konsekuensi yang lebih ringan.

Beban operasional akibat penambatan tongkang dan peralatan apung lainnya di sampingnya perlu dipertimbangkan. Potensi penggerusan harus dievaluasi, bersama dengan langkah-langkah yang tepat untuk mengurangi penggerusan. Ketika bendungan sementara terletak di tepian yang miring, beban tanah yang tidak seimbang perlu ditahan dengan benar. Beban yang tidak disengaja termasuk benturan dari perahu dan tongkang, terutama yang beroperasi di sekitar lokasi.

Bendungan sementara secara keseluruhan harus ditopang secara memadai terhadap gaya lateral gelombang arus, es, dan peralatan yang ditambatkan, serta beban tanah yang tidak seimbang. Meskipun bendungan sementara air dalam yang besar tampak sebagai struktur yang kokoh, ketika digali sepenuhnya dan sebelum pemasangan segel beton tremie, mungkin terlalu lemah untuk menahan gaya lateral global. Tiang pancang tubular besar, yang bertindak sebagai penopang bersama dengan tiang pancang rangka ruang atau tiang pancang miring mungkin diperlukan untuk memberikan stabilitas.

Desain bendungan sementara harus sedemikian rupa sehingga mengintegrasikan tiang pancang dan blok pondasi dengan benar. Misalnya, tiang pancang lembaran dapat mencegah pemasangan tiang pancang miring di sekelilingnya. Untuk mencapai penetrasi tiang pancang lembaran yang memadai dan untuk mengakomodasi tiang pancang miring, bendungan sementara mungkin perlu diperbesar. Susunan penguat harus memfasilitasi pemasangan tiang pancang selanjutnya.

Untuk memungkinkan pengeringan bendungan sementara (Gambar 3.12), segel beton dibangun, biasanya dengan metode tremie. Segel ini dirancang untuk menahan tekanan hidrostatik dengan berat apungnya sendiri dan dengan resistensi angkat yang diberikan oleh tiang pancang, yang terakhir ini ditransfer ke lapisan segel beton melalui geser (Gambar 3.13).

Pada bendungan sementara yang dangkal, lapisan filter pasir kasar dan batu dapat memungkinkan pemompaan tanpa segel. Namun, dalam kebanyakan kasus, segel beton diperlukan. Dalam beberapa konstruksi baru-baru ini, blok pondasi beton bertulang dirancang untuk dibangun di bawah air, untuk menghilangkan kebutuhan akan segel beton terpisah. Dalam beberapa kasus, lapisan drainase batu ditempatkan di bawah segel beton; kemudian dijaga agar tetap kering untuk mengurangi tekanan angkat. Pipa pelepas darurat melalui lapisan segel akan mencegah kegagalan struktural segel jika sistem pengeringan gagal. Tekanan lateral bawah air dari beton segar di lapisan segel dan blok pondasi harus ditahan oleh timbunan eksternal terhadap tiang pancang atau oleh pengikat internal.

3. Cofferdam yang Diperkuat Secara Internal

Ini adalah jenis cofferdam yang paling umum. Biasanya berbentuk persegi panjang, untuk mengakomodasi pola penguatan silang yang teratur.



Gambar 3.13 Bendungan Sementara Yang Telah Dipompa Keluar Menunjukkan Segel Beton Tremie Dan Tiang Pancang H Baja Yang Telah Dipasang Sebelumnya.

Dinding eksternal terdiri dari tiang pancang lembaran baja dengan modulus penampang yang sesuai untuk mengembangkan ketahanan lentur. Beban kemudian didistribusikan oleh balok horizontal ke penyangga melintang. Penyangga ini harus diletakkan pada rencana yang memungkinkan penggalian di antara keduanya, untuk memfasilitasi pemasangan tiang pancang dan untuk menghilangkan, sejauh mungkin, penetrasi penguat melalui struktur permanen.

Balok horizontal adalah balok kontinu, yang dibebani oleh daya dukung seragam tiang pancang lembaran terhadapnya. Balok ini juga dibebani secara aksial dalam kompresi ketika berfungsi sebagai penyangga untuk menahan beban lateral yang bekerja pada ujungnya. Balok horizontal pada gilirannya memberikan beban normalnya ke penyangga, mengembangkan beban daya dukung lokal terkonsentrasi yang ditumpangkan pada momen lentur yang tinggi, cenderung menghasilkan tekuk lokal. Penguat umumnya diperlukan.

Meskipun penguat mudah dipasang di sisi atas, penguat sulit dipasang di sisi bawah dan sulit diperiksa. Oleh karena itu, penguat ini harus dipasang terlebih dahulu selama fabrikasi elemen-elemen tersebut.

Balok-balok tersebut ditahan dari tekuk global pada bidang horizontal oleh penyangga. Pada bidang vertikal, balok-balok tersebut ditahan oleh gesekan dari lembaran pancang, yang mungkin perlu ditambah dengan fiksasi langsung. Balok kayu atau shim baja dipasang di antara balok-balok dan lembaran pancang untuk menyesuaikan ketidakberaturan dalam pemasangan lembaran pancang dan untuk mengisi celah fisik yang dibutuhkan.

Penyangga adalah kolom horizontal, yang dikenai beban aksial tinggi, serta beban vertikal dari berat sendiri dan peralatan apa pun yang ditopang olehnya. Perhatian kritisnya adalah stabilitas terhadap tekuk. Hal ini diatasi pada bidang horizontal oleh penyangga yang saling berpotongan tetapi biasanya membutuhkan dukungan tambahan pada bidang vertikal, baik dengan pemancangan atau dengan rangka dua atau lebih tingkat penguat.

Penguat horizontal ortogonal dapat berada pada satu ketinggian, dalam hal ini persimpangan penyangga harus diakomodasi, atau dapat diimbangi secara vertikal, satu tingkat bertumpu di atas tingkat lainnya. Yang terakhir ini biasanya lebih mudah karena, jika tidak, persimpangan harus dirinci untuk mentransmisikan beban penuh di seluruh sambungan. Ini sangat sulit jika penyangga terbuat dari bagian pipa tubular. Jika penyangga terbuat dari anggota berflensa lebar atau penampang H, maka biasanya akan lebih baik untuk membangunnya dengan sumbu lemah di bidang vertikal, sehingga memudahkan perincian persimpangan penyangga ke penyangga serta persimpangan penyangga ke balok penahan. Bagaimanapun, penguat diperlukan untuk mencegah tekuk pada flensa.

Untuk dermaga air dalam, penyangga bendungan sementara paling baik dibangun sebagai rangka ruang, dengan dua atau lebih tingkat yang disambung bersama oleh tiang dan diagonal di bidang vertikal. Rangka ruang ini dapat sepenuhnya diprefabrikasi dan dipasang sebagai satu unit, ditopang oleh tiang vertikal. Tiang penyangga ini biasanya berupa anggota tubular berdiameter besar, yang ditancapkan melalui selongsong di rangka penyangga dan dihubungkan ke rangka tersebut dengan cara menahan dan mengelas.

Pemasangan rangka ruang semacam itu membutuhkan tongkang derek yang sangat besar atau yang setara, dengan kapasitas pengangkatan dan jangkauan yang memadai. Oleh karena itu, terkadang rangka penyangga dibuat mengapung, agar sebagian atau seluruhnya dapat mengapung sendiri. Penyangga tubular dapat dibiarkan kosong dan daya apung tambahan dapat disediakan oleh ponton.

Cara lain untuk membangun rangka penyangga adalah dengan mendirikan satu tingkat pada satu waktu, ditopang oleh tiang tubular besar dalam selubung. Tingkat bawah didirikan terlebih dahulu, kemudian tiang dan penyangga diagonal pada bidang vertikal. Tingkat bawah kemudian diturunkan dengan kerekan atau dongkrak sehingga tingkat kedua dapat dibangun tepat di atas air dan sambungan dibuat dalam keadaan kering.

Cara ketiga adalah dengan mengapungkan rangka penyangga prefabrikasi di atas tongkang, menancapkan tiang pancang melalui selubung di keempat sudut, dan menggantung rangka penyangga dari tiang pancang. Kemudian tongkang diapungkan saat air surut dan rangka penyangga diturunkan ke posisinya.

Bendungan Sementara Melingkar

Bendungan sementara melingkar juga digunakan, dengan balok cincin untuk menahan gaya lateral dalam kompresi. Dimensinya besar, dan kompresi cincinnya tinggi. Beban yang tidak merata sering disebabkan oleh perbedaan tekanan tanah. Momen lentur sangat penting, karena menambah kompresi di satu sisi. Oleh karena itu, penguat cincin harus memiliki kekuatan yang substansial terhadap tekuk pada bidang horizontal.

Penggalian

Penggalian harus dilakukan sebelum pemasangan rangka penahan atau tiang pancang, jika memungkinkan. Meskipun karena kemiringan sisi, total volume penggalian akan meningkat secara substansial, pekerjaan dapat dilakukan lebih efisien dan cepat daripada penggalian di dalam sistem penahan.

Jika penggalian terbuka tidak memungkinkan, maka penggalian harus dilakukan dengan cara bekerja melalui penahan menggunakan bucket clamshell. Penyangga harus diberi jarak selebar mungkin agar memungkinkan penggunaan bucket yang besar. Perhatian harus diberikan untuk mencegah benturan dengan penahan saat bucket diturunkan dan agar tidak tersangkut pada penahan dari bawah saat bucket diangkat. Beban yang tidak disengaja ini sebagian besar dapat dicegah dengan sementara waktu menempatkan tiang pancang di dekat penahan di dalam sumur yang sedang digali, untuk bertindak sebagai pemandu bagi bucket.

Kecuali jika lapisan pondasi akan dibangun langsung di atas lapisan keras atau batuan, penggalian berlebih sekitar 1 m biasanya akan bermanfaat. Kemudian, penggalian berlebih dapat diisi kembali hingga mencapai ketinggian yang sesuai dengan batu pecah.

Pemasangan Tiang Pancang di Bendungan Sementara

Tiang pancang dapat dipasang sebelum rangka penahan dan tiang pancang lembaran dipasang. Tiang pancang dapat dipasang dengan palu bawah air atau pengikut. Untuk memastikan lokasi yang tepat, alat pemasang tiang pancang harus dilengkapi dengan pemandu teleskopik, atau templat dapat dipasang di dasar sungai atau dasar laut yang telah digali.

Alternatifnya, tiang pancang dapat dipasang setelah bendungan sementara dipasang, menggunakan rangka penahan sebagai templat. Dalam hal ini, palu bawah air menimbulkan masalah jarak bebas karena ukurannya yang besar, terutama untuk tiang pancang miring. Pengikut dapat digunakan, atau, seringkali, lebih efisien, tiang pancang dapat diperpanjang dengan menyambung untuk sementara memanjang hingga ke atas permukaan air.

Kemudian tiang pancang dipotong hingga mencapai ketinggian yang sesuai setelah bendungan sementara dikeringkan. Prosedur ini menghilangkan masalah yang timbul jika tiang pancang gagal mengembangkan daya dukung yang tepat karena sambungan bawah air tidak diperlukan. Ini juga menghilangkan limbah pemotongan. Potongan panjang tiang pancang yang dipotong setelah pengeringan dapat dibawa kembali ke tempat pembuatan dan disambung kembali untuk digunakan pada dermaga berikutnya.

Semua hal di atas mengasumsikan tiang pancang baja yang dipancangkan, yang merupakan jenis yang umum. Namun, pada beberapa proyek baru-baru ini, tiang bor telah dibangun setelah bendungan sementara digali. Dalam kasus terakhir, selubung harus disediakan, ditempatkan cukup dalam ke dalam tanah dasar untuk mencegah masuknya atau ledakan. Tiang pancang kayu atau beton yang dipancangkan juga dapat digunakan, biasanya menggunakan pengikut untuk memancangkannya di bawah air.

Segel Beton Tremie

Lapisan segel beton tremie berfungsi untuk menahan gaya angkat hidrostatik untuk memungkinkan pengeringan air. Seperti yang dijelaskan sebelumnya, biasanya dikunci ke tiang pondasi untuk menahan pelat. Ini dapat diperkuat agar dapat mendistribusikan beban tiang dan menahan retak karena panas hidrasi.

Beton tremie adalah istilah yang berasal dari bahasa Prancis untuk menunjukkan beton yang ditempatkan melalui pipa. Istilah tersebut kemudian berkembang untuk menggabungkan campuran beton dan prosedur penempatan. Pengecoran beton bawah air telah mengalami

keberhasilan dan kegagalan yang signifikan. Namun, sistem ini pada dasarnya andal dan beton yang setara atau lebih baik daripada beton yang ditempatkan dalam kondisi kering telah diproduksi pada kedalaman hingga 250 m. Kegagalan telah menyebabkan pembengkakan biaya yang besar karena tindakan korektif yang diperlukan. Kegagalan tersebut sebagian besar disebabkan oleh secara tidak sengaja membiarkan beton mengalir atau tercampur dengan air, yang menyebabkan pencucian semen dan segregasi agregat.

Pencucian sebagian semen menyebabkan pembentukan lapisan permukaan berupa laitance yang merupakan pasta lemah. Ini dapat mengeras setelah beberapa waktu menjadi zat seperti kapur yang rapuh. Campuran beton tremie harus memiliki jumlah bahan semen yang memadai. Ini dapat berupa campuran semen portland dengan abu terbang atau terak tanur tinggi (BFS). Bahan-bahan ini biasanya diproporsikan sedemikian rupa untuk mengurangi panas hidrasi dan meningkatkan kohesivitas. Total kandungan bahan semen sebesar 400 kg/m^3 ($\sim 700 \text{ lb/cy}$) sesuai untuk sebagian besar kasus.

Agregat sebaiknya berupa kerikil bulat agar lebih mudah mengalir. Namun, agregat kasar yang dihancurkan dapat digunakan jika kandungan pasir yang memadai disediakan. Gradasi agregat gabungan harus lebih berat ke arah bagian pasir — kandungan pasir 45% tampaknya optimal untuk aliran yang tepat. Ukuran maksimum agregat kasar harus dijaga agar cukup kecil untuk mengalir dengan lancar melalui pipa tremie dan hambatan apa pun seperti yang disebabkan oleh tulangan. Penggunaan agregat kasar dengan ukuran maksimum 20 mm tampaknya optimal untuk sebagian besar pilar jembatan.

Agen pengurang air konvensional harus digunakan untuk menjaga rasio air/bahan semen di bawah 0,1. Superplastisizer biasanya tidak boleh digunakan untuk bendungan sementara (cofferdam) tipikal, karena kemampuan kerja dan kemampuan alir dapat hilang sebelum waktunya karena panas yang dihasilkan dalam beton massa. Retarder sangat penting untuk memperpanjang masa pakai campuran segar jika superplastisizer digunakan.

Bahan tambahan lainnya sering digunakan. Penambahan udara meningkatkan kemampuan alir pada kedalaman air dangkal tetapi efek menguntungkan berkurang pada kedalaman yang lebih besar karena peningkatan tekanan eksternal. Berat untuk mengurangi daya angkat juga hilang. Mikrosilika dapat ditambahkan hingga 6% dari semen untuk meningkatkan kohesivitas campuran, sehingga meminimalkan segregasi. Hal ini juga mengurangi pendarahan. Admixture anti-pencucian (AWA) juga digunakan untuk meminimalkan pencucian material semen dan segregasi. Admixture ini cenderung meningkatkan perataan sendiri dan kemampuan alir. Baik mikrosilika maupun AWA mungkin memerlukan penggunaan superplastisizer, dalam hal ini retarder sangat penting. Namun, kombinasi silika fume dan AWA harus dihindari karena biasanya terlalu lengket dan tidak mengalir dengan baik.

Panas hidrasi merupakan masalah signifikan pada lapisan penutup beton, serta pada blok pondasi, karena massa beton. Oleh karena itu, campuran beton sering didinginkan terlebih dahulu, misalnya, dengan mendinginkan air atau menggunakan es. Nitrogen cair terkadang digunakan untuk menurunkan suhu campuran beton hingga serendah 5°C . Panas hidrasi dapat dikurangi dengan menambahkan sejumlah besar abu terbang untuk

menggantikan sebagian semen. Semen BFS juga dapat digunakan untuk mengurangi panas, asalkan BFS tidak digiling terlalu halus, yaitu tidak lebih halus dari 2500 cm²/g dan proporsi terak setidaknya 70% dari total.

Campuran beton tremie dapat dikirim ke pipa penempatan dengan beberapa cara. Pemompaan dan sabuk konveyor adalah yang terbaik karena alirannya yang relatif kontinu. Pipa untuk pemompaan harus didinginkan terlebih dahulu dan diisolasi atau dilindungi dari sinar matahari; sabuk konveyor harus dilindungi. Cara pengiriman lain adalah dengan ember. Ini harus dioperasikan dengan udara untuk memasukkan beton secara bertahap ke dalam corong di ujung atas pipa tremie. Penempatan ke bawah pipa tremie harus dilakukan hanya dengan aliran gravitasi (Gambar 3.14).

Meskipun banyak penempatan beton tremie telah dilakukan dengan pemompaan, terdapat masalah serius dalam penempatan besar seperti penyegelan bendungan sementara. Alasannya meliputi:

1. Segregasi di pipa panjang yang mengarah ke bawah, sebagian karena pembentukan vakum parsial dan sebagian karena kecepatan tinggi;
2. Tekanan tinggi pada saat pengeluaran;
3. Lonjakan pemompaan.

Karena pengeluaran dilakukan ke dalam beton segar, fenomena ini menyebabkan turbulensi dan mendorong pencampuran dengan air di permukaan, membentuk lapisan semen yang berlebihan.

Efek pengeluaran ini dapat dibandingkan dengan aliran halus dari pipa yang diberi aliran gravitasi di mana ketinggian beton di dalam pipa tremie secara otomatis menyesuaikan diri untuk mencocokkan tekanan eksternal air vs. beton yang telah ditempatkan sebelumnya. Untuk pilar pada kedalaman yang cukup besar, titik keseimbangan ini akan berada sekitar setengah jalan ke bawah. Pipa harus memiliki diameter yang memadai dalam kaitannya dengan ukuran maksimum agregat kasar untuk memungkinkan pencampuran ulang: rasio 8 banding 1 adalah minimum. Kemiringan sedikit pipa tremie dari vertikal akan memperlambat aliran beton baru dan memfasilitasi keluarnya udara yang terperangkap.

Untuk memulai pengecoran beton tremie, pipa harus terlebih dahulu diisi sedikit di atas kedalaman tengah. Ini paling mudah dilakukan dengan menyumbat ujungnya dan menempatkan pipa kosong di dasar. Pipa kosong harus memiliki daya apung negatif. Pipa tersebut juga harus mampu menahan tekanan hidrostatik eksternal serta tekanan internal beton di bawah air. Sambungan pada pipa tremie harus diberi gasket dan dibaut untuk mencegah air tersedot ke dalam campuran oleh aksi venturi. Untuk memulai pengecoran, dengan pipa tremie sedikit lebih dari setengah penuh, pipa diangkat 150 mm dari dasar. Sumbat sementara kemudian dilepas dan beton mengalir keluar. Prosedur di atas dapat digunakan baik untuk memulai maupun melanjutkan pengecoran, misalnya, ketika tremie dipindahkan, atau setelah segel hilang secara tidak sengaja.

Pipa tremie harus tetap tertanam dalam campuran beton segar dengan jarak yang cukup untuk memberikan tekanan balik pada aliran (biasanya minimal 1 m), tetapi tidak terlalu dalam sehingga tersangkut di dalam beton karena pengerasan awalnya. Hal ini memerlukan

penyesuaian bahan tambahan penghambat pengerasan agar sesuai dengan laju pengecoran beton dan luas area bendungan sementara terhadap waktu pengerasan, dengan mempertimbangkan percepatan pengerasan karena panas saat beton mengalami hidrasi.

Cara lain untuk memulai pengecoran beton tremie adalah dengan menggunakan pig yang didorong ke bawah pipa oleh berat beton, mengeluarkan air di bawahnya. Pig ini harus berbentuk bulat atau silinder, lebih disukai yang terakhir, dilengkapi dengan penyeka untuk mencegah kebocoran adukan dan penyumbatan oleh sepotong agregat. Bola yang dipompa, seperti bola olahraga (bola voli atau bola basket) tidak boleh digunakan; bola-bola ini akan kempes pada kedalaman air sekitar 8 m! Pig tidak boleh digunakan untuk memulai kembali pengecoran, karena akan memaksa kolom air masuk ke dalam beton segar yang telah ditempatkan sebelumnya.

Campuran beton tremie yang dijelaskan akan mengalir ke luar dengan kemiringan sekitar 1 banding 8 hingga 1 banding 10. Dengan AWA, permukaan yang lebih rata dapat diperoleh. Uji coba dengan penempatan di bawah air dalam lubang atau tangki dangkal harus selalu dilakukan sebelum penempatan sebenarnya dari segel beton. Ini untuk memverifikasi kohesivitas dan kemampuan alir campuran. Uji laboratorium seringkali tidak memadai dan menyesatkan, sehingga uji skala besar sangat penting. Uji coba sebanyak 2 hingga 3 m³ sering digunakan.

Pengecoran beton tremie akan memberikan tekanan ke luar pada tiang pancang, menyebabkan tiang pancang tersebut melentur. Hal ini dapat memungkinkan adukan semen baru mengalir melewati beton yang sudah mengeras, sehingga meningkatkan tekanan eksternal. Untuk mengimbangi hal ini, bendungan sementara dapat diisi sebagian sebelum memulai pengecoran beton tremie dan diikat di bagian atas. Alternatifnya, pasak dapat dilas pada lembaran untuk diikat ke beton saat mengeras; tiang pancang kemudian harus dibiarkan di tempatnya.

Karena panas hidrasi, segel beton akan mengembang. Suhu maksimum mungkin tidak tercapai selama beberapa hari. Pendinginan massa berlangsung bertahap, dimulai dari luar, dan suhu lingkungan mungkin tidak tercapai selama beberapa minggu. Dengan demikian, cangkang luar mendingin dan menyusut sementara bagian dalamnya masih panas. Hal ini dapat menyebabkan keretakan parah, yang, jika tidak ditahan, akan menciptakan retakan permanen pada segel atau pondasi. Oleh karena itu, dalam praktik terbaik, baja tulangan ditempatkan di dalam segel untuk memberikan penahan terhadap keretakan dan untuk membantu menutup retakan saat massa mendingin.

Setelah beberapa hari, lapisan beton biasanya akan cukup kuat untuk memungkinkan pengeringan. Setelah terpapar udara, terutama di musim dingin, permukaan beton akan mendingin terlalu cepat dan dapat retak. Pemasangan selimut isolasi akan menjaga suhu lebih seragam. Tentu saja, selimut tersebut harus dipindahkan sementara untuk memungkinkan pekerjaan selanjutnya dilakukan.



Gambar 3.14 Pengecoran Beton Bawah Air, Jembatan Verrazano-Narrows

Blok Pondasi Pilar

Blok pondasi pilar selanjutnya dibangun. Penguatan pada semua sisi diperlukan, tidak hanya untuk respons struktural tetapi juga untuk mengatasi regangan termal. Beton mengembang saat ditempatkan di blok pondasi karena panas hidrasi. Pada tahap ini, beton masih segar atau, jika sudah mengeras, memiliki modulus yang sangat rendah. Kemudian beton mengeras dan merekat pada beton tremie di bawahnya. Penguncian antara dua massa beton menjadi lebih kaku jika tiang pancang menonjol melalui bagian atas segel tremie, yang merupakan praktik umum.

Sekarang blok pondasi mendingin dan mencoba menyusut tetapi ditahan oleh segel beton yang telah ditempatkan sebelumnya. Retakan vertikal biasanya terbentuk. Hanya jika ada tulangan bawah yang cukup di kedua arah, penyusutan dan keretakan ini dapat dikendalikan dengan baik. Perhatikan bahwa tegangan tarik ini terkunci secara permanen di bagian bawah blok pondasi dan retakan tidak akan menutup seiring waktu, meskipun creep akan menguntungkan dalam mengurangi tegangan sisa.

Setelah blok pondasi mengeras, balok penahan dapat ditempatkan di antara blok pondasi dan tiang pancang lembaran. Ini, pada gilirannya, dapat memungkinkan penghapusan tingkat penahan yang lebih rendah. Sebagai alternatif untuk penyangga, blok pondasi dapat diperpanjang hingga ke tiang pancang, menggunakan lembaran kayu lapis untuk mencegah adhesi.

Poros Dermaga

Poros dermaga kemudian dibangun. Lubang mungkin diperlukan untuk memungkinkan penyangga melewatinya. Penyangga internal dilepas secara bertahap, dengan hati-hati untuk memastikan bahwa ini tidak mengakibatkan kelebihan beban pada penyangga di atasnya. Setiap tahap pelepasan harus dievaluasi.

Pengisian kembali kemudian ditempatkan di luar bendungan sementara untuk menaikkannya ke dasar laut asli. Tiang pancang kemudian dapat dilepas. Lembaran pertama biasanya sulit untuk dilepaskan dan mungkin memerlukan pemancangan atau pengangkatan selain getaran. Dengan mengingat keuntungan tiang pancang baja dalam mencegah penggerogotan dermaga akibat erosi, serta fakta bahwa pelepasan lembaran selalu melonggarkan tanah di sekitarnya, sehingga mengurangi resistensi lateral pasif, seringkali diinginkan untuk membiarkan tiang pancang tetap di tempatnya di bawah bagian atas pondasi. Tiang pancang tersebut dapat dipotong di bawah air oleh penyelam; Kemudian bagian atasnya ditarik dengan palu getar.

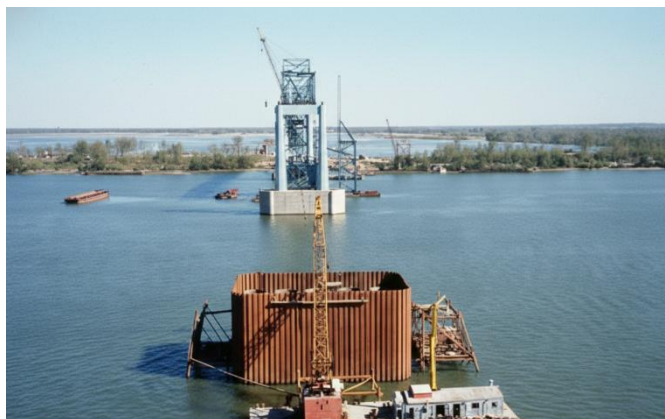
Pelindungan batu anti-erosi sekarang ditempatkan, dengan lapisan filter yang memadai atau lembaran kain dalam kasus sedimen halus.

3.4 CAISSON TERBUKA

Deskripsi

Caisson terbuka telah digunakan untuk beberapa pilar jembatan terbesar dan terdalam. Ini merupakan perluasan dari "sumur" yang telah digunakan selama sekitar 2000 tahun di India. Caisson dapat dibangun di atas lokasi akhirnya, ditopang pada pulau pasir sementara, dan kemudian ditenggelamkan dengan mengeruk di dalam sumur terbuka caisson, berat mati bertindak untuk memaksa caisson turun melalui tanah di atasnya (Gambar 3.15). Atau, terutama di lokasi yang ditutupi oleh air yang dalam, caisson dapat diprefabrikasi di cekungan konstruksi, diapungkan ke lokasi dengan daya apung sendiri, ditambah seperlunya dengan pelampung atau pengangkat sementara, dan kemudian secara bertahap diturunkan ke dalam tanah sambil membangun bagian atasnya.

Caisson terbuka efektif tetapi mahal, karena banyaknya material yang dibutuhkan dan tenaga kerja untuk pengerjaan di lokasi di atas air. Secara historis, caisson merupakan satu-satunya cara untuk menembus lapisan tanah yang dalam hingga mencapai lapisan batuan keras atau batuan dasar. Namun, masalah terbesarnya adalah menjaga stabilitas selama fase awal penenggelaman, ketika caisson belum mengapung dan belum tertanam serta ditopang dengan kuat. Caisson persegi panjang yang panjang dan sempit sangat rentan terhadap kemiringan, sedangkan caisson persegi dan melingkar dengan dimensi yang cukup besar relatif terhadap kedalaman air secara inheren lebih stabil. Setelah caisson miring, ia cenderung bergeser dari posisinya. Sangat sulit untuk mengembalikannya ke posisi vertikal tanpa melakukan koreksi berlebihan.



Gambar 3.15 Caisson terbuka yang ditempatkan di dalam jaket baja pada “pena.”

Ketika caisson akhirnya mencapai ketinggian pondasinya, permukaan batuan atau lapisan batuan keras dibersihkan dan dasar beton tremie yang tebal ditempatkan. Kemudian bagian atas caisson diselesaikan dengan pengecoran blok penutup besar untuk membangun poros dermaga.

Pemasangan

Penenggelaman bendungan sementara melalui tanah ditahan oleh gesekan permukaan di sepanjang bagian luar dan oleh daya dukung pada tepi pemotong. Nilai perkiraan hambatan dapat diperoleh dengan mengalikan faktor gesekan pasir pada beton atau baja dengan gaya lateral diam pada tahap tertentu, $f = \emptyset K_0 w h^2$ di mana f adalah hambatan gesekan satuan, $\emptyset$ koefisien gesekan, w berat satuan pasir di bawah air, K_0 koefisien tekanan lateral diam, dan h kedalaman pasir pada tingkat tersebut. f kemudian dijumlahkan di atas kedalaman tertanam. Pada tanah liat, geser kohesif mengontrol “gesekan permukaan.” Nilai daya dukung tepi pemotong umumnya adalah “nilai daya dukung dangkal,” yaitu, lima kali kekuatan geser pada ketinggian tersebut.

Hambatan ini harus diatasi oleh berat mati struktur caisson, yang dikurangi oleh daya apung yang bekerja pada bagian yang terendam. Beban mati ini dapat ditambah dengan gaya dongkrak pada jangkar tanah.

Gesekan permukaan biasanya dikurangi dengan jet pelumas yang menyebabkan aliran air ke atas di sepanjang sisi. Udara terkompresi dapat diganti-ganti dengan air melalui jet; bubur bentonit dapat digunakan untuk memberikan pelumasan tambahan. Beban pada tepi pemotong dapat dikurangi dengan jet pemotong yang dibangun di dinding caisson atau dengan jet bebas yang beroperasi melalui lubang yang dibentuk di dinding. Terakhir, getaran tanah di dekat dan di sekitar caisson dapat membantu mengurangi hambatan gesekan.

Ketika caisson prefabrikasi diapungkan ke lokasi, ia harus ditambatkan dan ditahan pada posisinya saat ditenggelamkan ke dasar laut. Tambatan harus menahan gaya arus dan gelombang dan harus membantu menjaga caisson tetap stabil dan dalam posisi vertikal. Hal terakhir ini diperumit oleh kebutuhan untuk membangun dinding caisson secara bertahap untuk memberikan lambung bebas yang memadai, yang tentu saja meningkatkan pusat gravitasi. Gaya arus dapat ditentukan secara perkiraan dengan rumus

$$F = CA\rho \frac{V^2}{2g}$$

di mana C bervariasi dari 0,8 untuk caisson melingkar halus hingga 1,3 untuk caisson persegi panjang, A adalah luas, ρ adalah densitas air, dan V adalah arus rata-rata di sepanjang kedalaman pengapungan. Tiang pancang lembaran baja menghasilkan hambatan tinggi, meningkatkan nilai C sebesar 20–30%.

Seperti halnya semua struktur apung prismatic, stabilitas membutuhkan pemeliharaan tinggi metasentrik positif. Rumus untuk tinggi metasentrik, $\overline{GM}$ adalah

$$\overline{GM} = \overline{KB} - \overline{KG} + \overline{BM}$$

di mana $\overline{KB}$ adalah jarak dari dasar ke pusat daya apung, $\overline{KG}$ adalah jarak ke pusat gravitasi, dan $\overline{BM} = \frac{I}{V}$.

I adalah momen inersia pada sumbu tersempit (paling sensitif), sedangkan V adalah volume air yang dipindahkan. Untuk caisson tipikal, a $\overline{BM}$ sebesar +1 m atau lebih harus dipertahankan.

Gaya dari tali tambat dan gaya gesekan dari dolphin memengaruhi sikap aktual yang diasumsikan oleh struktur, seringkali cenderung membuatnya miring dari vertikal. Saat menggunakan tali tambat, tali harus dilewatkan melalui fairlead yang dipasang di dekat pusat rotasi struktur. Namun, lokasi ini terus berubah, sehingga titik pemasangan fairlead mungkin harus digeser ke atas dari waktu ke waktu.

Dolphin dan "pen" digunakan pada banyak caisson sungai, karena pertimbangan navigasi seringkali menghalangi penggunaan tali tambat. Ini adalah kumpulan tiang atau jaket kecil dengan tiang pin dan dilengkapi dengan strip gesekan vertikal tempat caisson meluncur. Setelah caisson ditambatkan dengan benar di lokasi, caisson tersebut diberi pemberat. Saat mendekati dasar sungai atau pelabuhan yang ada, arus di bawahnya meningkat secara dramatis. Ketika dasar terdiri dari sedimen lunak, sedimen tersebut dapat dengan cepat terkikis oleh arus. Untuk mencegah hal ini, matras harus dipasang terlebih dahulu.

Matras fascine dari willow, bambu, atau kayu dengan kain filter yang terpasang diberi pemberat berupa batu. Sebagai alternatif, lapisan pasir dan kerikil yang telah digradasi, mirip dengan campuran agregat beton, dapat ditempatkan. Pasir di atasnya akan terkikis, tetapi hasil akhirnya akan menjadi filter terbalik.

Untuk mengapungkan caisson prefabrikasi ke lokasi pada awalnya, dasar palsu dipasang di atas dasar sumur pengerukan. Dasar palsu ini saat ini terbuat dari baja, meskipun kayu digunakan pada banyak caisson terbuka terkenal dari abad ke-19 dan awal abad ke-20. Dasar palsu ini dirancang untuk menahan tekanan hidrostatik ditambah gaya tambahan dari tanah selama fase awal penetrasi. Setelah caisson tertanam cukup dalam untuk memastikan stabilitas, dasar palsu secara bertahap dihilangkan sehingga penggalian dapat dilakukan melalui sumur terbuka. Penghilangan ini merupakan tahap yang sangat kritis dan berbahaya, berisiko baik bagi caisson maupun personel. Permukaan air di dalam pada tahap ini harus

sedikit lebih tinggi daripada di luar. Meskipun demikian, ketika dasar palsu di bawah sumur tertentu dilonggarkan, tanah dapat tiba-tiba naik, menjebak penyelam. Caisson, yang mengalami pelepasan daya dukung secara tiba-tiba di bawah satu sumur, dapat jatuh atau miring.

Meskipun banyak skema inovatif untuk penghilangan dasar palsu dari jarak jauh, kecelakaan telah terjadi. Caisson saat ini menggunakan metode untuk secara bertahap mengurangi tekanan di bawahnya dan menggali sebagian tanah sebelum dasar palsu dilepaskan dan dihilangkan. Untuk konstruksi seperti itu, dasar palsu terbuat dari baja yang diperkuat dengan kuat, dengan tabung yang melewatinya, biasanya memanjang hingga permukaan air. Tabung tersebut dijaga agar tetap penuh air dan ditutup, dengan katup pelepas di tutupnya. Setelah caisson menembus tanah karena beratnya sendiri dan berhenti, katup pelepas tekanan dibuka, mengurangi tekanan hingga hanya mencapai tekanan hidrostatik. Kemudian tutupnya dilepas. Ini dilakukan untuk beberapa sumur (biasanya, empat) dengan pola seimbang. Kemudian jet dan airlift dapat dioperasikan melalui pipa untuk mengangkat tanah di bawah sumur-sumur tersebut. Ketika caisson telah menembus cukup jauh untuk keamanan terhadap kemiringan, sumur-sumur diisi dengan air; dasar palsu dilepas dan pengerukan dapat dimulai.

Penetrasi Tanah

Penetrasi terutama dilakukan oleh berat mati bersih, yaitu, berat total beton, baja, dan pemberat dikurangi daya apung. Penggalian di dalam sumur dilakukan dengan pola seimbang hingga lapisan penahan beban tercapai. Kemudian beton tremie ditempatkan, dengan kedalaman yang cukup untuk mentransfer tekanan penahan beban desain ke dinding.

Istilah "ujung tajam" diterapkan pada ujung dinding caisson. Ujung tajam eksternal berbentuk baji, sedangkan ujung tajam bagian dalam dapat berupa baji ganda atau persegi. Di masa lalu, kekhawatiran akan gaya dukung lokal yang terkonsentrasi menyebabkan praktik pembuatan ujung tajam dari baja fabrikasi yang berat dan mahal. Saat ini, beton bertulang berkekuatan tinggi digunakan, meskipun jika hambatan seperti batu besar, kerikil, atau kayu gelondongan yang terkubur diantisipasi atau jika caisson harus menembus batuan, pelindung baja harus dipasang untuk mencegah pengelupasan lokal.

Bagian atas caisson dapat diganti dengan bendungan sementara, memungkinkan dimensi poros pilar dikurangi melalui kolom air. Ini mengurangi gaya dorong efektif pada caisson tetapi mempertahankan dan meningkatkan stabilitas inherennya. Penetrasi membutuhkan kegagalan progresif tanah dalam daya dukung di bawah ujung tajam dan dalam geser di sepanjang sisi. Geser gesekan pada dinding bagian dalam dikurangi dengan pengerukan, sedangkan geser gesekan pada dinding bagian luar dikurangi dengan pelumasan, menggunakan jet seperti yang dijelaskan sebelumnya.

Mengendalikan penetrasi pada dasarnya adalah penyeimbangan yang rumit dari gaya-gaya ini, dengan tujuan untuk mendapatkan sedikit keunggulan gaya tenggelam. Kelebihan yang terlalu besar dapat mengakibatkan terjun bebas dari caisson dan miring atau bergeser ke samping dari posisinya. Itulah mengapa memompa air ke dalam caisson, sehingga mengurangi daya apung, berbahaya; hal itu sering menyebabkan masuknya air dan tanah secara tiba-tiba

di bawah salah satu sisi, dengan konsekuensi yang berpotensi menimbulkan bencana. Jet pelumas dapat dioperasikan secara berkelompok untuk membatasi total volume air yang dibutuhkan pada satu waktu hingga kapasitas pompa yang praktis. Selain air, bentonit dapat disuntikkan melalui jet pelumas, mengurangi gesekan permukaan. Udara bertekanan dapat digunakan bergantian dengan penyemprotan air.

Metode lain untuk membantu penenggelaman juga digunakan. Getaran dapat bermanfaat dalam menenggelamkan caisson melalui pasir, terutama jika disertai dengan penyemprotan. Getaran ini dapat ditimbulkan oleh getaran kuat dari tiang baja yang terletak di dalam caisson atau bahkan dengan memukulnya menggunakan palu tumbukan untuk mencairkan pasir secara lokal. Jangkar tanah yang dimasukkan melalui lubang yang telah dibentuk sebelumnya di dinding caisson dapat didorong ke arah caisson untuk meningkatkan gaya ke bawah. Keuntungannya adalah penetrasi aktual dapat dengan mudah dikontrol, baik mengenai gaya yang diberikan maupun perpindahan.

Karena semua parameter resistensi dan gaya dorong bervariasi saat caisson menembus tanah, dan karena ketidakseimbangan sangat sensitif terhadap perubahan yang relatif kecil pada parameter ini, penting untuk merencanakan proses penurunan dalam tahapan yang berdekatan, biasanya setiap 2 hingga 3 m. Nilai dapat dihitung sebelumnya untuk setiap tahapan tersebut, menggunakan nilai parameter tanah, perubahan area kontak antara tanah dan struktur, berat beton dan baja, serta volume yang dipindahkan. Perhitungan ini tidak perlu tepat; parameter tanah hanyalah perkiraan karena terus-menerus dimodifikasi oleh penyemprotan. Namun, ini merupakan panduan yang berharga untuk pengendalian teknik operasi.

Terdapat banyak peringatan dari tulisan para insinyur di masa lalu, seringkali berdasarkan kegagalan yang hampir terjadi atau bencana yang sebenarnya.

1. Verifikasi kekuatan struktural selama tahap pengapungan dan penetrasi awal, dengan mempertimbangkan potensi resistensi tinggi di bawah salah satu sudut atau tepi.
2. Saat melepas dasar palsu, pastikan tekanan berlebih di bawahnya telah terlebih dahulu dihilangkan.
3. Jangan menggali di bawah tepi pemotongan.
4. Periksa kedalaman di luar secara terus menerus untuk mengetahui adanya erosi dan segera ambil langkah-langkah perbaikan.
5. Peledakan di bawah tepi pemotongan dapat menghancurkan dinding caisson. Peledakan juga dapat menyebabkan pencairan tanah yang mengakibatkan hilangnya resistensi gesekan dan penurunan mendadak. Jika peledakan diperlukan, lakukan sebelum memulai penetrasi atau, setidaknya, jauh sebelum tepi pemotongan mencapai lapisan keras sehingga bantalan tanah yang tebal tetap berada di atas muatan.
6. Jika caisson miring, hindari koreksi drastis. Sebaliknya, rencanakan koreksi untuk memastikan pengembalian bertahap ke posisi vertikal dan untuk mencegah kemungkinan terbalik lebih serius di sisi lain. Dengan demikian, langkah-langkah seperti menggali lebih dalam di sisi yang lebih tinggi dan menambahkan pemberat

berlebih di sisi yang lebih tinggi harus menjadi upaya terakhir dan, kemudian, beberapa cara dimobilisasi untuk menghentikan rotasi saat caisson mendekati posisi vertikal. Penggunaan dongkrak pada dolphin eksternal adalah metode yang lebih aman dan efisien untuk mengoreksi kemiringan (Gambar 3.16).



Gambar 3.16 Caisson Terbuka Jembatan Sunshine di Sungai Mississippi

Penenggelaman caisson harus merupakan proses berkelanjutan, karena begitu berhenti, gesekan dan/atau geser tanah meningkat secara signifikan dan mungkin sulit untuk memulai kembali penurunan caisson.

Pendirian di Atas Batu

Caisson yang didirikan di atas batuan telanjang menghadirkan kesulitan khusus. Batuan dapat diratakan dengan pengeboran, peledakan, dan penggalian, meskipun peledakan menimbulkan kemungkinan retakan pada batuan di bawahnya. Oleh karena itu, penggalian mekanis dapat ditentukan untuk satu atau dua meter terakhir. Bor putar dan mesin pemotong jalan bawah air dapat digunakan tetapi prosesnya panjang dan mahal. Dalam beberapa kasus, pemecah batuan hidrolik dapat digunakan; dalam kasus lain, alat penjepit palu atau pahat bintang dapat digunakan. Untuk Jembatan Pulau Prince Edward, batuan lunak digali dan diratakan dengan ember cangkang kerang yang sangat berat. Ekskavator hidrolik dan pengeruk dipper telah digunakan di tempat lain. Sebuah pengeruk kepala pemotong yang kuat telah direncanakan untuk digunakan di Selat Gibraltar.

Kontingensi

Perencanaan harus mencakup metode untuk menangani kontingensi. Resistensi tanah dan terutama lapisan keras mungkin lebih besar dari yang diperkirakan. Hambatan termasuk kayu gelondong yang tenggelam dan bahkan tongkang dan kapal kecil yang terkubur, serta kerikil dan batu besar. Batuan dasar atau lapisan mungkin tidak beraturan, sehingga memerlukan cara khusus untuk menggali di bawah tepi pemotong di tempat yang tinggi atau mengisi dengan beton di tempat yang rendah. Salah satu kontingensi yang harus selalu ditangani adalah langkah-langkah apa yang harus diambil jika caisson tiba-tiba miring.

Beberapa solusi inovatif telah digunakan untuk membangun caisson di lokasi dengan sedimen yang sangat lunak. Salah satunya adalah konsep apung sendiri berdinding ganda, tanpa perlu dasar palsu. Caisson baja berdinding ganda digunakan untuk Jembatan Selat Mackinac di Michigan. Pemberat secara bertahap diisi ke dalam ruang berdinding ganda sementara pengerukan dilakukan di sumur terbuka.

Dalam kasus sedimen dasar yang sangat lunak, dasar dapat distabilkan terlebih dahulu dengan perbaikan tanah, misalnya, dengan penambahan pasir yang ditumpahkan, atau dengan kolom batu, sehingga caisson dapat mendarat dan menembus tanah yang stabil. Tentu saja, kehati-hatian yang besar harus dilakukan untuk menjaga kendali ketika ujung pemotong menembus tanah asli di bawahnya, mencegah terjun bebas yang tidak menentu.



Gambar 3.17 Penggalan Caisson Pneumatik Jembatan Gantung Pelangi, Tokyo

Prinsip yang sama berlaku untuk konstruksi di pulau pasir, di mana tepi pemotong dan pengangkatan awal caisson dapat dibangun di atas lapisan kerikil atau material stabil lainnya, kemudian caisson ditenggelamkan hingga lapisan yang lebih lunak di bawahnya. Pemandu atau jangkar tanah akan bermanfaat dalam mengendalikan operasi penenggelaman.

3.5 CAISSON PNEUMATIK

Deskripsi

Caisson ini berbeda dari caisson terbuka karena penggalan dilakukan di bawah dasar dalam ruang bertekanan udara. Tekanan udara cukup untuk mengimbangi sebagian dari tekanan hidrostatik ambien pada kedalaman tersebut, sehingga membatasi masuknya air dan tanah.

Akses melalui dek untuk pekerja dan peralatan serta untuk pembuangan tanah hasil penggalan adalah melalui ruang kedap udara. Personel yang bekerja di bawah tekanan udara harus mengikuti aturan ketat mengenai durasi dan harus menjalani dekompresi saat keluar. Tekanan maksimum dan waktu paparan di mana personel dapat bekerja dibatasi oleh peraturan. Banyak pilar untuk jembatan bersejarah di Amerika Serikat, misalnya, Jembatan Brooklyn, dibangun dengan metode ini.

Penggalan Robotik

Untuk mengatasi masalah yang terkait dengan bekerja di bawah tekanan udara, bahaya kesehatan "penyakit caisson," dan biaya tinggi yang terlibat, pemotong robotik telah

dikembangkan untuk menggali dan memindahkan tanah di dalam ruang tanpa campur tangan manusia. Ini baru-baru ini diterapkan pada pilar Jembatan Gantung Pelangi di Tokyo (Gambar 3.17 dan 3.18).

Keuntungan dari caisson pneumatik adalah memungkinkan penggalian di bawah tepi pemotong, yang sangat berharga jika ditemukan hambatan. Risiko terbesarnya adalah terjadinya "ledakan" di mana udara keluar dari bawah salah satu sisi, menyebabkan penurunan tekanan yang cepat, diikuti oleh masuknya air dan tanah, membahayakan personel dan menyebabkan kemiringan tiba-tiba pada caisson. Dengan demikian, penggunaan caisson pneumatik terbatas pada keadaan yang sangat khusus.



Gambar 3.18 Penggalian di Tepi Pemotong Caisson Pneumatik

3.6 CAISSON KOTAK

Deskripsi

Salah satu perkembangan terpenting dalam beberapa tahun terakhir adalah penggunaan caisson kotak, baik yang diapungkan atau dipasang di tempatnya oleh tongkang derek angkat berat. Caisson kotak ini, dengan ukuran mulai dari beberapa ratus ton hingga ribuan ton, memungkinkan pra-fabrikasi di lokasi pantai, diikuti oleh pengangkutan dan pemasangan selama "jendela" cuaca yang menguntungkan dan dengan persyaratan minimum untuk tenaga kerja di atas air. Pengembangan ini sebagian besar bertanggung jawab atas penyelesaian cepat banyak jembatan panjang di atas air, memangkas waktu keseluruhan hingga tiga kali lipat dan dengan demikian membuat banyak proyek besar ini layak secara ekonomi.

Caisson kotak pada dasarnya adalah cangkang struktural yang ditempatkan di atas fondasi bawah air yang telah disiapkan. Kemudian diisi dengan beton, yang ditempatkan dengan metode tremie yang sebelumnya dijelaskan untuk segel bendungan sementara. Alternatifnya, pengisian pasir atau hanya air ballast dapat digunakan.

Meskipun banyak caisson kotak berbentuk prisma, yaitu, alas persegi panjang besar yang menopang kolom persegi panjang yang lebih kecil, yang lain adalah cangkang kompleks seperti kerucut dan lonceng. Ketika caisson kotak diletakkan di atas fondasi yang kokoh, ia dapat dilapisi dengan lapisan batu setebal satu atau dua meter, yang terdiri dari batuan pecah

yang dipadatkan atau kerikil yang telah diratakan dengan perataan. Setelah kotak dipasang, grouting lapisan bawah sering disuntikkan untuk memastikan daya dukung yang seragam.

Konstruksi

Cangkang caisson kotak biasanya merupakan elemen struktural utama meskipun dapat dilengkapi dengan sangkar baja penguat yang tertanam dalam beton tremie. Sistem yang terakhir ini sering digunakan ketika menyambungkan poros pilar pracetak di atas caisson kotak yang telah dipasang sebelumnya.



Gambar 3.19 Pemosisian Caisson Kotak Baja Jembatan Selat Akashi, Jepang

Caisson kotak dapat dibuat dari baja pracetak; ini banyak digunakan pada Jembatan Honshu–Shikoku di Jepang (Gambar 3.19 dan 3.20). Setelah mengeras, caisson tersebut diisi dengan beton bawah air, dalam kasus sebelumnya menggunakan agregat yang dicampur dengan grouting, tetapi dalam kasus yang lebih baru menggunakan beton tremie.

Untuk alasan ekonomi dan daya tahan, sebagian besar caisson kotak terbuat dari beton bertulang. Meskipun demikian, karena itu lebih berat, perkembangan kapal derek dan peralatan berkapasitas sangat besar secara bersamaan telah membuat penggunaannya sepenuhnya praktis. Bobot tersebut menguntungkan dalam memberikan stabilitas dalam arus dan gelombang yang tinggi.



Gambar 3.20 Caisson Kotak Baja Berisi Beton Tremie Jembatan Selat Akashi

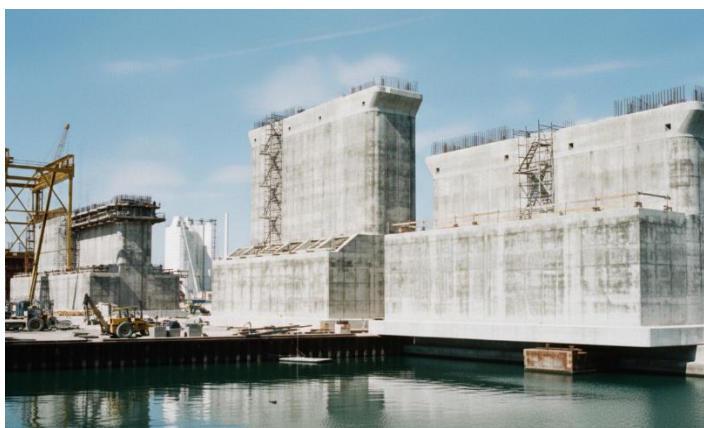
Konsep Pra-fabrikasi

Pra-fabrikasi caisson kotak dapat dilakukan dengan sejumlah cara yang menarik. Caisson dapat dibangun di atas dek tongkang selam besar. Dalam kasus dua caisson beton untuk Jembatan Tsing Ma di Hong Kong, tongkang kemudian dipindahkan ke lokasi di mana ia dapat menyelam untuk meluncurkan caisson. Caisson tersebut diapungkan ke lokasi dan diberi pemberat di atas dasar batuan yang telah dikeruk sebelumnya. Setelah menyegel perimeter tepi pemotong, caisson tersebut diisi dengan beton tremie.

Dalam kasus 66 pilar untuk Jembatan Great Belt Barat di Denmark, caisson kotak diprefabrikasi di darat dalam proses jalur perakitan. (Gambar 3.21 dan 3.22). Pilar-pilar tersebut secara bertahap dipindahkan ke dermaga dari mana mereka dapat diangkat dan dibawa oleh tongkang derek yang sangat besar ke lokasi mereka. Kemudian mereka ditempatkan di atas dasar yang telah disiapkan. Akhirnya, mereka diisi dengan pasir dan batu anti gores ditempatkan di sekitar dasarnya.



Gambar 3.21 Pra-fabrikasi pilar caisson kotak untuk Jembatan Great Belt Barat, Denmark.



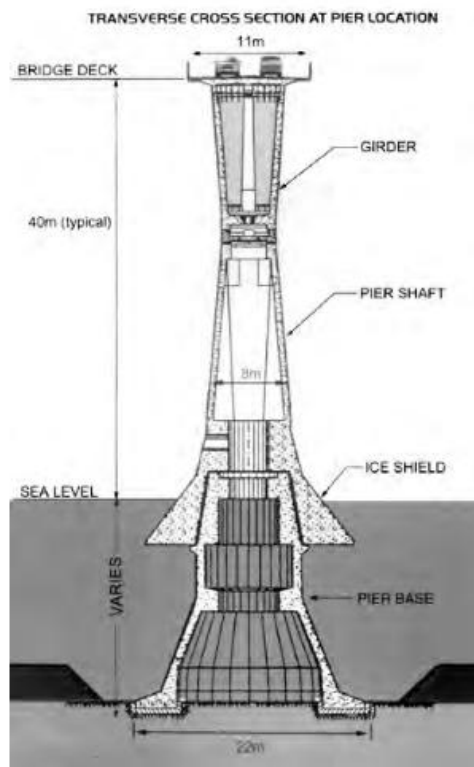
Gambar 3.22 Pemindahan Caisson Beton Prafabrikasi dengan Dongkrak

Prosedur serupa telah diikuti untuk pilar pendekatan pada Jembatan Oresund antara Swedia dan Denmark dan pada Jembatan Severn Kedua di Inggris Barat Daya. Untuk Jembatan Great Belt Timur, banyak caisson kotak beton dipra-fabrikasi di cekungan konstruksi (Gambar 3.23). Lainnya difabrikasi di dinding dermaga.

Untuk Jembatan Pulau Prince Edward, pilar berbentuk lonceng, dengan dasar terbuka, dengan berat hingga 8000 ton, juga dipra-fabrikasi di darat dan diangkut ke pilar pemuatan dan ke tongkang, menggunakan pengangkut yang berjalan di atas balok beton yang ditopang tiang pancang (Gambar 3.24 hingga 3.26). Sementara itu, sebuah parit dangkal telah digali di dasar laut berbatu, untuk menampung ujung bawah lonceng. Cangkang berbentuk lonceng kemudian diturunkan ke tempatnya oleh tongkang derek besar. Beton tremie ditempatkan untuk mengisi celah di sekeliling antara lonceng dan batu.



Gambar 3.23 Kotak Beton Besar Jembatan Great Belt Timur, Denmark



Gambar 3.24 Skema Struktur Bawah Jembatan Pulau Prince Edward, Kanada

Pemasangan Caisson Kotak dengan Pengapungan

Caisson kotak beton besar telah diapungkan ke lokasi, ditambatkan, dan diberi pemberat ke dasar yang telah disiapkan (Gambar 3.27). Selama penenggelaman ini, tentu saja,

mereka terkena arus, gelombang, dan angin. Tambatan harus cukup untuk mengontrol lokasi; oleh karena itu, "tambatan kencang" digunakan untuk penempatan yang dekat.

Tambatan tegang harus diarahkan melalui fairlead di sisi kotak beton, untuk memungkinkan penyesuaian posisi lateral tanpa menyebabkan kemiringan. Dalam beberapa kasus di mana persyaratan navigasi mencegah penggunaan tambatan tegang, dolphin dapat digunakan sebagai gantinya. Ini dapat dilapisi dengan strip gesekan vertikal atau tiang utama. Toleransi harus disediakan untuk mencegah pengikatan.

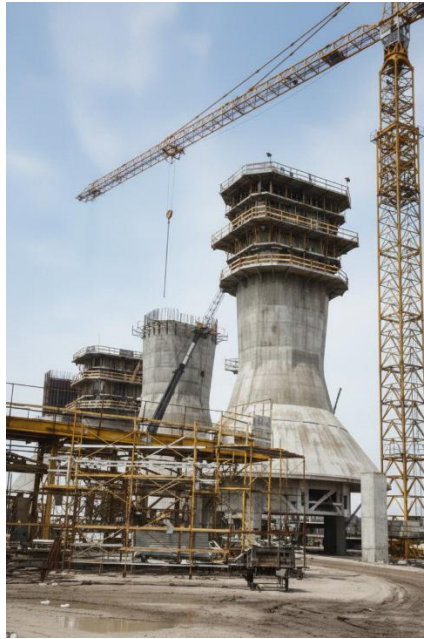


Gambar 3.25 Prafabrikasi dasar pilar, Jembatan Pulau Prince Edward, Kanada.

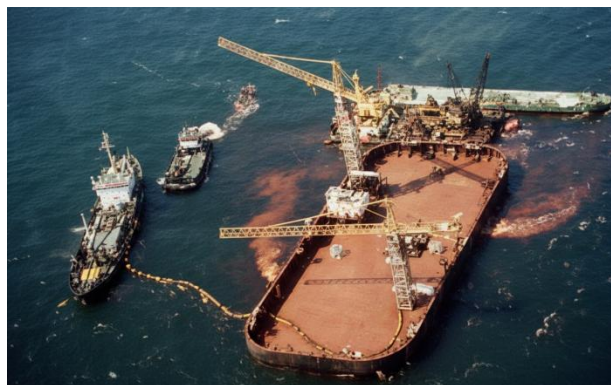
Stabilitas sangat penting untuk caisson kotak yang dikonfigurasi sedemikian rupa sehingga bidang air berkurang saat terendam. Perlu untuk menghitung tinggi metasentrik, GM , pada setiap perubahan penampang horizontal saat melintasi bidang air, seperti yang telah dijelaskan sebelumnya untuk caisson terbuka.

Selama pendaratan, seperti halnya operasi serupa dengan caisson terbuka, arus di bawah caisson meningkat, dan erosi harus dipertimbangkan. Untungnya, dalam kasus caisson kotak, caisson tersebut didaratkan langsung di atas lapisan keras yang rata atau di atas lapisan batu padat yang telah disiapkan, sehingga erosi lebih kecil kemungkinannya terjadi.

Saat dasar caisson mendekati kontak, prisma air yang terperangkap di bawahnya harus keluar. Ini biasanya terjadi secara acak. Dorongan reaksi dari pancaran air yang besar akan mendorong caisson ke satu sisi. Fenomena ini dapat diminimalkan dengan menurunkan meter terakhir secara perlahan.



Gambar 3.26 Poros pilar dan pemecah es prafabrikasi, Jembatan Pulau Prince Edward, Kanada.



Gambar 3.27 Caisson Kotak Pracetak Jembatan Great Belt Timur, Denmark

Koreksi untuk dua fenomena pengikisan arus dan dorongan pancaran air saling bertentangan, karena penurunan secara perlahan meningkatkan durasi paparan terhadap pengikisan. Oleh karena itu, sangat penting untuk menentukan ukuran dan memadatkan batu dasar batu dengan benar dan juga memilih waktu arus rendah, misalnya, pasang surut tenang untuk pemasangan.

Pemasangan Caisson Kotak dengan Pengangkatan Langsung

Dalam beberapa tahun terakhir, peralatan pengangkat yang sangat berat telah tersedia. Jack-up, tongkang derek apung, dan tongkang katamaran, semuanya telah digunakan (Gambar 3.28 hingga 3.31). Pengangkatan hingga 8000 ton telah dilakukan oleh tongkang derek di Jembatan Great Belt dan Jembatan Pulau Prince Edward.

Caisson kotak kemudian diletakkan di atas alas yang telah disiapkan. Jika tidak memungkinkan untuk meratakan alas batu secara akurat, kedudukan pendaratan dapat diatur sebelumnya ke ketinggian yang tepat di bawah air dan caisson diletakkan di atasnya, dan beton

tremie diisi di bawahnya. Segmen berat, seperti caisson kotak, sedikit terpengaruh oleh arus — oleh karena itu dapat diatur secara akurat ke lokasi yang hampir tepat dalam rencana. Toleransi sekitar 20 hingga 30 mm dapat dicapai.

Penentuan Posisi

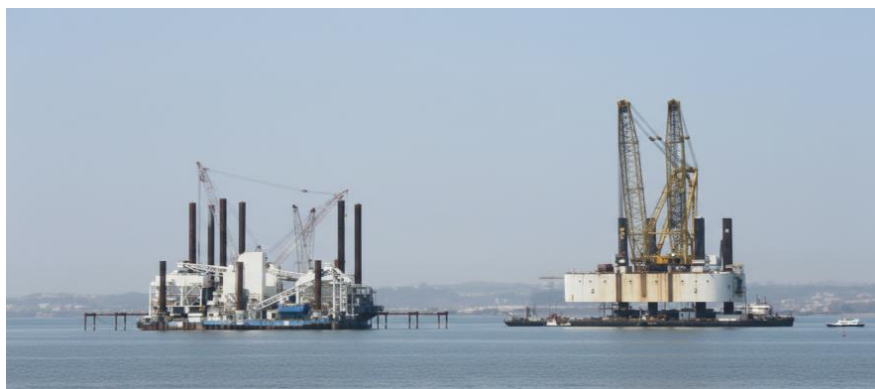
Perangkat pengukur jarak elektronik (EDF), teodolit, laser, dan GPS termasuk di antara perangkat yang digunakan untuk mengontrol lokasi dan kemiringan. Survei dasar laut dan dasar batuan dapat dilakukan dengan sonar frekuensi tinggi berkas sempit dan sonar pemindaian samping. Pada kedalaman yang lebih besar, perangkat sonar dapat diintegrasikan ke dalam ROV untuk mendapatkan definisi terbaik.

Pengisian Grout

Pengisian grout atau pengecoran beton di bawahnya umumnya digunakan untuk memastikan daya dukung penuh. Sebaiknya gunakan grout dengan kekuatan rendah dan modulus rendah untuk menghindari titik keras. Tepi caisson harus disegel dengan rok penetrasi atau dengan tirai fleksibel yang dapat diturunkan setelah caisson dipasang, karena jika tidak, beton tremie akan keluar, terutama jika ada arus.

Kanvas tebal atau nilon terendam, yang diberi pemberat rantai jangkar dan dilipat, dapat diamankan ke caisson selama pra-fabrikasi. Ketika caisson akhirnya terpasang, tirai dapat dipotong; tirai tersebut akan menahan beton atau adukan semen pada tekanan aliran rendah. Pengisian kembali dengan batu di sekitar tepi juga dapat digunakan untuk menahan beton atau adukan semen.

Panas hidrasi juga menjadi perhatian, sehingga campuran tidak boleh mengandung semen yang berlebihan. Industri lepas pantai telah mengembangkan sejumlah campuran thixotropic dengan panas rendah dan modulus rendah yang cocok untuk penggunaan ini. Beberapa di antaranya menggunakan air laut, bersama dengan semen, abu terbang, dan zat pembusa. Semen BFS juga telah digunakan.

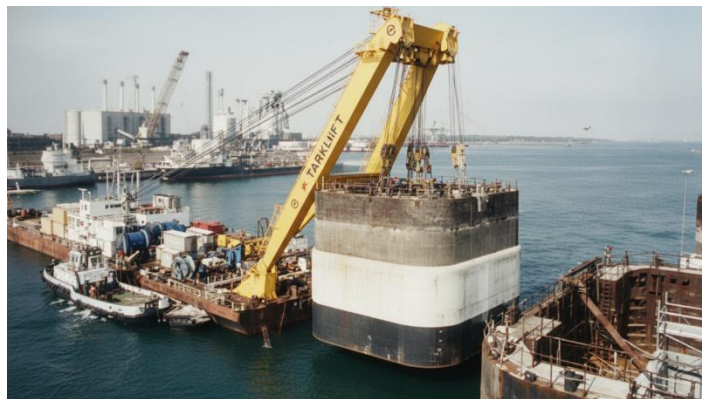


Gambar 3.28 Pemasangan Caisson Beton Pracetak Penyeberangan Severn Kedua, Inggris



Gambar 3.29 Pengangkatan dan Pengangkutan Kotak Caisson dari Dermaga

Caisson kotak dapat terdiri dari dua atau lebih segmen besar, yang diletakkan satu di atas yang lain dan disambung dengan tulangan yang tumpang tindih yang dilapisi beton tremie. Segmen-segmen tersebut sering kali dicetak sesuai ukuran untuk memastikan kesesuaian yang sempurna.



Gambar 3.30 Pemasangan Caisson Kotak Prefabrikasi Jembatan Great Belt Timur, Denmark



Gambar 3.31 Pemasangan Caisson Kotak Prefabrikasi Jembatan Great Belt Barat, Denmark

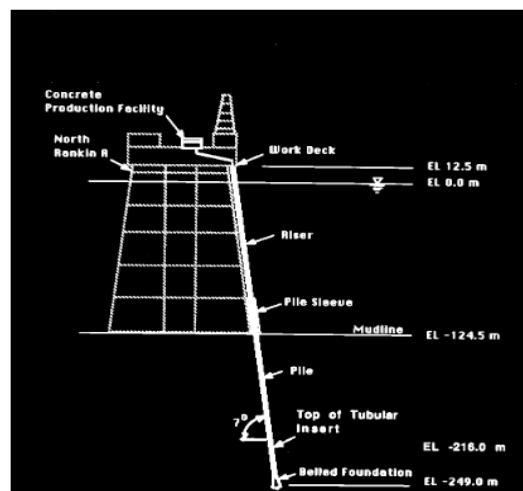
3.7 TREN SAAT INI DAN MASA DEPAN

Praktik Saat Ini

Saat ini terdapat insentif yang kuat untuk menggunakan unit prefabrikasi besar, baik baja maupun beton, yang dapat dipasang dengan cepat menggunakan peralatan besar, dengan melibatkan tenaga kerja di lokasi yang minimal untuk menyelesaikannya. Operasi di lokasi, jika diperlukan, harus sederhana dan sesuai untuk operasi berkelanjutan. Pengisian cangkang prefabrikasi dengan beton tremie adalah salah satu contohnya.

Dua konsep yang telah dijelaskan sebelumnya memenuhi kebutuhan saat ini. Pertama, caisson kotak — bagian beton atau baja prefabrikasi besar — dapat diapungkan atau diangkat ke posisi di dasar laut yang keras. Yang kedua, tiang pancang tubular baja berdiameter besar, dapat ditancapkan melalui tanah lunak dan bervariasi untuk didirikan di lapisan yang kokoh, baik batuan maupun tanah padat. Tiang pancang tubular ini sangat cocok untuk daerah dengan seismisitas tinggi, di mana fleksibilitas dan daktilitasnya dapat dimanfaatkan untuk mengurangi percepatan yang ditransmisikan ke struktur atas (Gambar 3.32).

Di perairan yang sangat dalam, jaket berbingkai baja dapat digunakan untuk menopang tiang pancang melalui kolom air (Gambar 3.33). Sebaliknya, caisson kotak paling cocok untuk menahan gaya benturan dari tabrakan kapal. Penggunaan kedua konsep ini yang semakin meluas mengarah pada peningkatan dan adaptasi bertahap lebih lanjut yang akan meningkatkan efisiensi dan ekonominya.



Gambar 3.32 Desain Pilar Jembatan Perairan Dalam dengan Jaket Baja

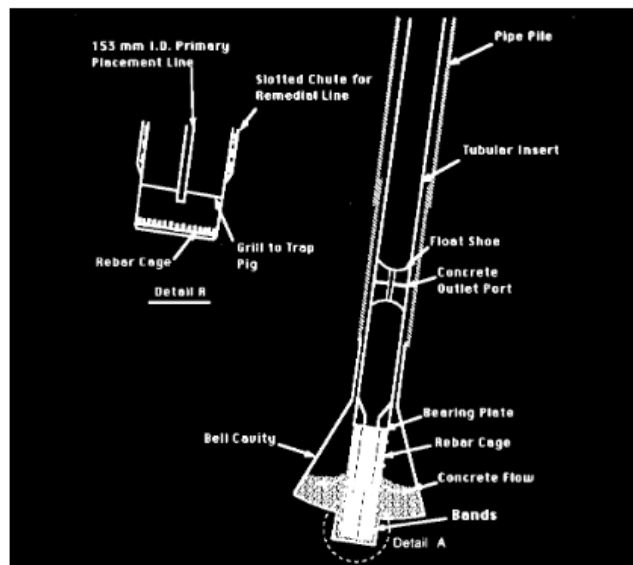
Sementara itu, bendungan sementara dan caisson terbuka akan terus memainkan peran penting tetapi semakin berkurang. Bendungan sementara tiang pancang lembaran baja konvensional sangat cocok untuk perairan dangkal dengan sedimen yang lemah, tetapi melibatkan operasi konstruksi di atas air yang substansial.

Konsep Perairan Dalam

Jepang telah memiliki kelompok studi yang menyelidiki konsep untuk pilar jembatan di perairan yang sangat dalam, dan tanah lunak. Salah satu konsep awal yang telah dikembangkan adalah bendungan sementara melingkar yang dibangun dari beton dengan

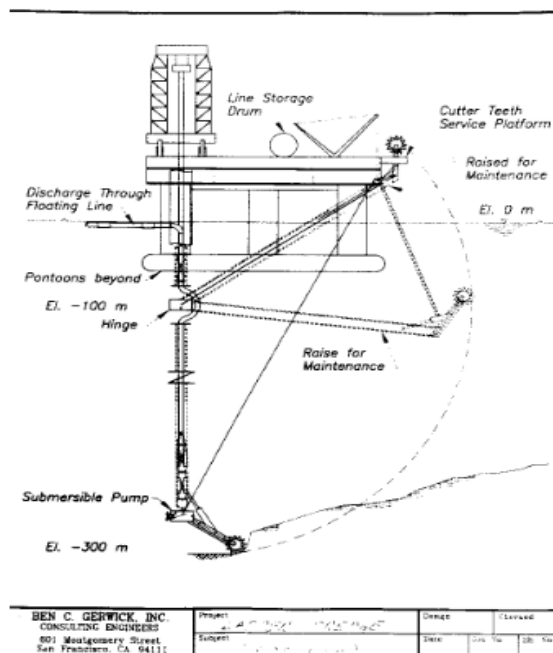
proses dinding lumpur. Ini digunakan pada jangkar Kobe untuk Jembatan Selat Akashi dan pada Struktur Ventilasi Pulau Kawasaki untuk terowongan Teluk Trans-Tokyo, yang terakhir dengan ketinggian pemompaan 80 m, di tanah yang sangat lunak di zona seismisitas tinggi.

Pilar apung telah diusulkan untuk perairan yang sangat dalam, beberapa menggunakan konsep semisubmersible dan "platform kaki" tegangan dari industri lepas pantai. Meskipun secara teknis memungkinkan, seluruh rentang potensi beban yang merugikan, termasuk banjir yang tidak disengaja, benturan kapal, dan gelombang pasang periode panjang, perlu dipertimbangkan secara menyeluruh. Ponton beton prategang yang ditambatkan telah berhasil digunakan untuk menopang jembatan tingkat rendah melintasi fjord di Norwegia.



Gambar 3.33 Pondasi Lonceng untuk Tiang Pancang Tubular Baja

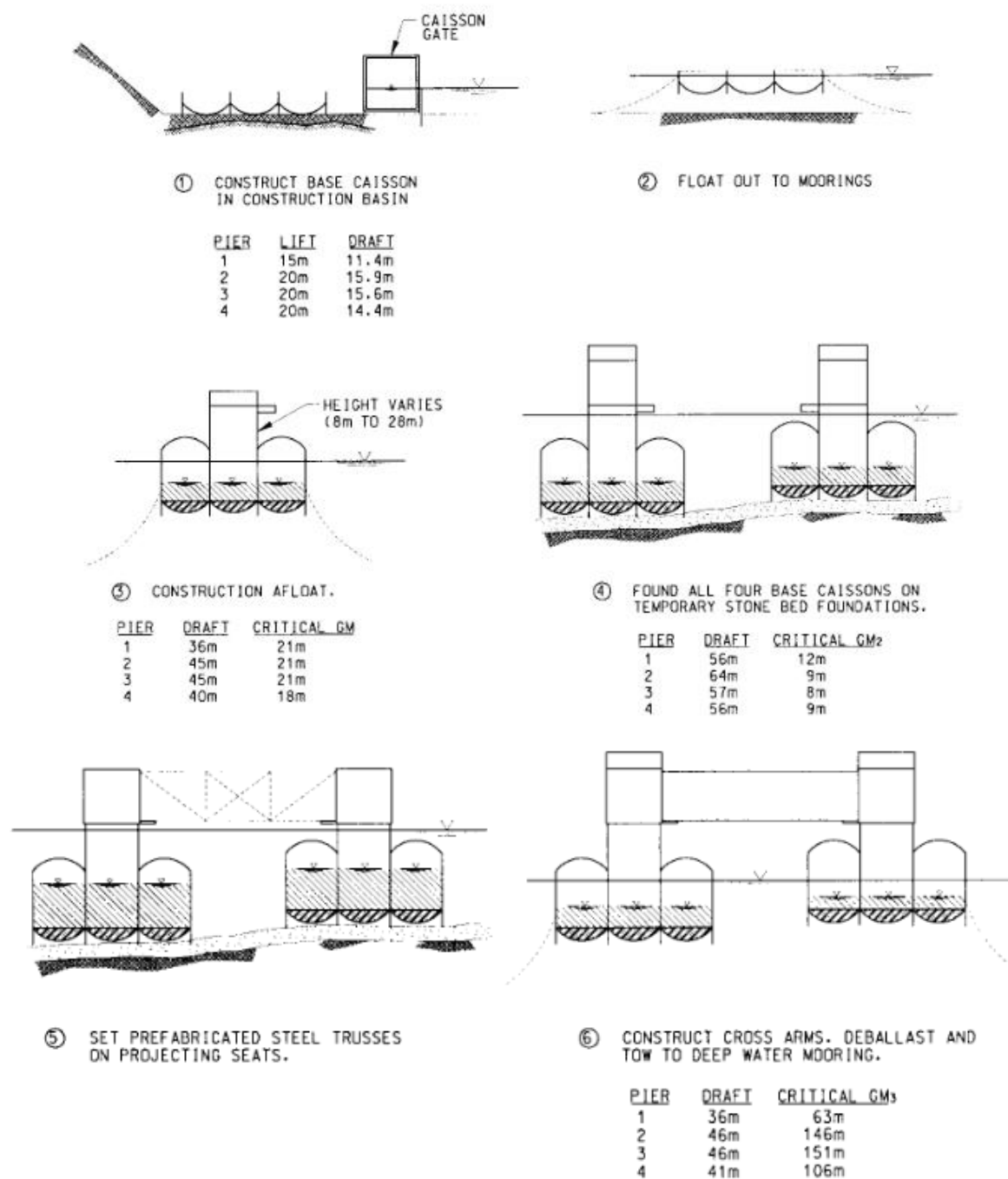
Yang paling spektakuler dari semua pilar jembatan yang diusulkan adalah yang dirancang dalam studi kelayakan awal untuk penyeberangan Selat Gibraltar. Kedalaman air berkisar dari 305 m untuk penyeberangan barat hingga 470 m untuk penyeberangan timur yang lebih pendek. Tanah dasar laut sangat tidak beraturan dan terdiri dari batupasir yang relatif lemah yang secara lokal dikenal sebagai flysch. Arus kuat dan bervariasi. Paparan gelombang dan ombak sangat signifikan. Untuk kedalaman ini, hanya teknologi platform lepas pantai yang tampaknya tepat.



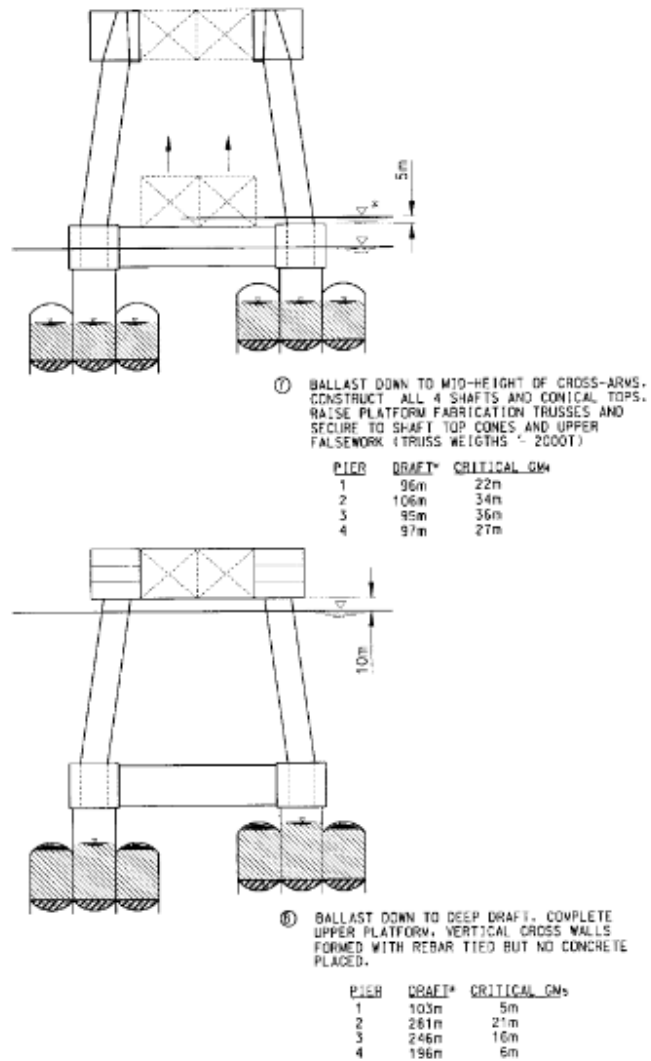
Gambar 3.34 Konsep Persiapan Dasar Laut untuk Dermaga Kotak Pracetak

Baik struktur jaket baja dengan tiang pancang pin maupun struktur lepas pantai beton telah diteliti. Di antara kriteria lain yang terbukti sangat menuntut adalah potensi tabrakan oleh kapal tanker minyak mentah besar dan, di bawah air, oleh kapal selam nuklir.

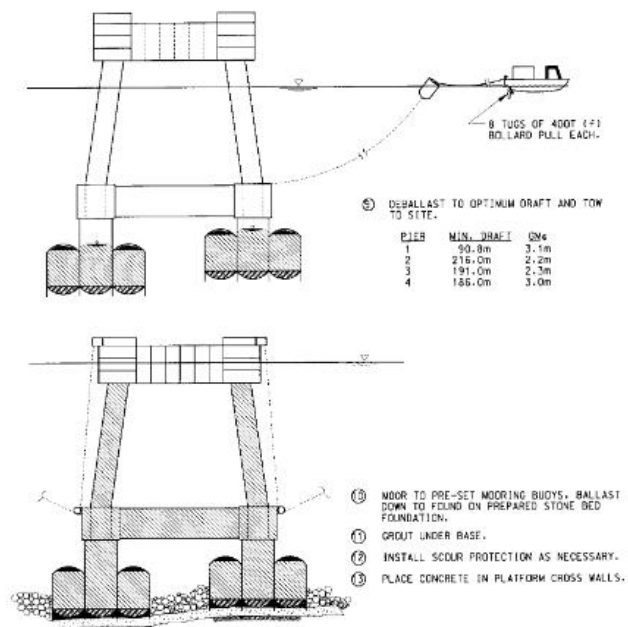
Studi ini menyimpulkan bahwa konsep platform lepas pantai beton merupakan perluasan yang masuk akal dan praktis dari teknologi platform lepas pantai saat ini. Perataan dan persiapan fondasi yang sesuai adalah tantangan terbesar dan membutuhkan integrasi dan perluasan sistem pengerukan saat ini jauh melampaui keadaan terkini (Gambar 3.34). Sistem konseptual untuk struktur ini telah dikembangkan yang menunjukkan bahwa dermaga yang direncanakan layak dibangun dengan menerapkan perluasan konsep yang telah berhasil diterapkan untuk platform beton lepas pantai di Laut Utara (Gambar 3.35).



Gambar 3.35 (a,b,c) Konsep fabrikasi dan instalasi dermaga di kedalaman air 300 m untuk penyeberangan Selat Gibraltar.



Gambar 3.35 (lanjutan)



Gambar 3.35 (lanjutan)

BAB 4

INSPEKSI KONSTRUKSI JEMBATAN

4.1 PENDAHULUAN

Inspeksi konstruksi jembatan memberikan jaminan kualitas untuk pembangunan jembatan dan memainkan peran yang sangat penting dalam industri jembatan. Konstruksi jembatan melibatkan dua jenis struktur: struktur permanen dan sementara. Struktur permanen, termasuk fondasi, abutmen, pilar, kolom, dinding sayap, superstruktur, dan pelat pendekatan, adalah struktur yang menjalankan fungsi struktural jembatan selama masa pakainya. Struktur sementara, seperti sistem penyangga, sistem penahan, bekisting dan perancah, adalah struktur yang mendukung struktur permanen selama pemasangan dan konstruksinya.

Bab ini membahas prinsip-prinsip inspeksi, diikuti oleh pedoman untuk memeriksa material, operasi konstruksi, konstruksi komponen, dan struktur sementara. Bab ini juga membahas pertimbangan keselamatan dan dokumentasi.

4.2 TUJUAN DAN TANGGUNG JAWAB INSPEKSI

Tujuan

Tujuan inspeksi konstruksi adalah untuk memastikan bahwa pekerjaan dilakukan sesuai dengan rencana proyek, spesifikasi, dan kode yang sesuai termasuk AASHTO, AWS [3,4] sebagaimana dipersyaratkan oleh proyek. Spesifikasi menjelaskan kualitas material yang diharapkan; metode kerja standar; metode dan frekuensi pengujian; dan variasi atau toleransi yang diizinkan. Desain dan konstruksi struktur sementara juga harus memenuhi persyaratan manual konstruksi.

Tanggung Jawab Inspektur

Tanggung jawab utama inspektur adalah untuk memastikan bahwa struktur permanen dibangun sesuai dengan rencana dan spesifikasi proyek dan untuk memastikan bahwa operasi dan/atau produk memenuhi standar kualitas. Inspektur juga bertanggung jawab untuk menentukan kecukupan desain struktur sementara yang diusulkan untuk digunakan oleh kontraktor. Inspektur yang berkualifikasi harus memiliki pengetahuan yang mendalam tentang spesifikasi dan harus menggunakan penilaian yang baik. Inspektur harus membuat catatan harian terperinci tentang pengamatan harian, khususnya mencatat semua peringatan dan instruksi yang diberikan kepada kontraktor. Inspektur harus menjaga komunikasi berkelanjutan dengan kontraktor dan menyelesaikan masalah sebelum menjadi masalah yang lebih besar.

4.3 INSPEKSI MATERIAL

Beton

Pada awal proyek, kontraktor harus mengusulkan serangkaian desain campuran beton untuk digunakan dalam proyek. Desain campuran ini didasarkan pada persyaratan spesifikasi,

kemampuan kerja campuran yang diinginkan, dan ketersediaan sumber daya lokal. Desain campuran beton yang diusulkan harus ditinjau dan disetujui oleh inspektur.

Metode dan frekuensi pengambilan sampel dan pengujian beton tercakup dalam spesifikasi. Silinder beton diambil sampelnya, diawetkan, dan diuji untuk menentukan kekuatan tekannya. Tes berikut dilakukan untuk memeriksa beberapa sifat beton lainnya termasuk:

- Kandungan semen;
- Nilai kebersihan agregat kasar;
- Kesetaraan pasir agregat halus;
- Gradasi agregat halus, kasar, dan gabungan;
- Keseragaman beton.

Tulangan

Sifat dan fabrikasi baja tulangan harus sesuai dengan spesifikasi. Sertifikat Kepatuhan dan salinan laporan uji pabrik untuk setiap jenis dan ukuran baja tulangan harus diberikan kepada inspektur. Laporan ini harus menunjukkan analisis fisik dan kimia dari batang tulangan.

Batang tidak boleh dibengkokkan dengan cara yang merusak material. Periksa adanya retakan pada baja tulangan Grade 60 di mana radius kait telah dibengkokkan terlalu kencang. Batang dengan lekukan atau tekukan yang tidak tepat tidak boleh digunakan dalam proyek. Kait dan tekukan harus sesuai dengan spesifikasi.

Untuk batang tulangan berlapis epoksi, Sertifikat Kepatuhan yang sesuai dengan spesifikasi harus diberikan untuk setiap pengiriman. Bahan pelapis epoksi harus diuji untuk kesesuaian spesifikasi. Batang diuji untuk ketebalan lapisan dan untuk persyaratan adhesi. Kerusakan apa pun pada lapisan yang disebabkan oleh pengiriman dan/atau pemasangan harus diperbaiki dengan bahan penambal yang kompatibel dengan bahan pelapis.

Baja Struktural

Kontraktor memberikan kepada inspektur salinan semua pesanan pabrik, laporan uji pabrik bersertifikat, dan Sertifikat Kepatuhan untuk semua baja struktural fabrikasi yang akan digunakan dalam pekerjaan. Selain itu, laporan uji untuk baja dengan nilai dampak tertentu mencakup hasil uji dampak Charpy V-notch. Baja struktural yang digunakan untuk membuat anggota kritis patahan harus memenuhi persyaratan Charpy V-notch yang lebih ketat.

4.4 INSPEKSI OPERASIONAL

Tata Letak dan Kemiringan

Inspektur jembatan menghabiskan sebagian besar waktu mereka untuk memastikan bahwa struktur dibangun di lokasi dan elevasi yang benar seperti yang ditunjukkan pada rencana proyek. Garis dan kemiringan disediakan di titik referensi oleh surveyor. Berdasarkan titik referensi ini, kontraktor menetapkan garis dan kemiringan untuk membangun struktur. Penyelarasan horizontal biasanya terdiri dari serangkaian kurva melingkar yang dihubungkan dengan garis singgung. Penyelarasan vertikal biasanya terdiri dari serangkaian kurva parabola yang juga dihubungkan dengan garis singgung. Ketika sebuah jembatan berada pada kurva horizontal, penampangnya dibuat miring untuk melawan gaya sentrifugal. Kemiringan ini

disebut superelevasi. Oleh karena itu, inspektur menggunakan titik referensi dan prinsip-prinsip geometris dasar untuk kurva horizontal dan vertikal untuk memeriksa geometri jembatan. Tata letak dan kemiringan berikut harus diperiksa di lapangan:

1. Lokasi tiang pancang dan elevasi pemotongan;
2. Lokasi dan kemiringan pondasi;
3. Kemiringan pengecoran kolom;
4. Kemiringan pengecoran abutmen dan dinding sayap;
5. Titik kemiringan perancah;
6. Titik kemiringan dek yang hilang;
7. Dongkrak overhang dan tepi dek.

Lembar kontur dek (DCS) adalah rencana topografi berskala yang menunjukkan elevasi bagian atas dek jembatan. Dengan beberapa manipulasi, DCS memberikan elevasi untuk berbagai komponen dan tahapan konstruksi jembatan, termasuk abutmen, kolom, perancah, dek yang hilang, dan tepi dek. Pengendalian ketat terhadap keselarasan dan kemiringan dengan DCS akan menghasilkan kenyamanan berkendara yang baik dan jembatan yang estetik.

Kemiringan perancah (FW) disesuaikan untuk memenuhi elevasi bagian bawah jembatan. Titik-titik FW harus ditempatkan di lokasi di mana FW akan disesuaikan, dan dapat diukur pada setiap tahap. Misalnya, titik-titik FW tidak boleh ditempatkan pada garis tengah balok jembatan balok kotak prategang cor di tempat; jika tidak, titik-titik tersebut akan tertutup oleh saluran prategang.

Pasak dek yang hilang (LDD) adalah titik kontrol untuk membangun dek atas jembatan. Tata letak lapangan yang akurat dan tata letak DCS dari titik-titik LDD sangat penting. Sebelum pengecoran bagian bawah dan batang jembatan, kontraktor menempatkan LDD pada titik-titik yang telah ditentukan. Setelah pengecoran balok, inspektur mengukur elevasi LDD dan membandingkannya dengan yang diambil dari DCS; kemudian jumlah penyesuaian yang dibutuhkan untuk kemiringan dek dihitung.

Inspeksi kemiringan tepi dek (EOD) sangat penting untuk pengendalian dan kelancaran pengoperasian alat-alat penyelesaian dek. Selain itu, EOD mengontrol ketebalan pelat beton. Disarankan untuk menempatkan titik kemiringan EOD pada titik-titik penyesuaian bekisting. Tiang pancang FW didirikan pada ketinggian yang lebih tinggi daripada kemiringan teoritis untuk mengimbangi penurunan FW yang diantisipasi. Untuk FW yang digunakan untuk membangun jembatan beton cor di tempat, strip camber biasanya ditempatkan di atas balok FW untuk mengimbangi (1) defleksi balok FW akibat beratnya sendiri dan beban aktual yang dikenakan, (2) perbedaan antara profil balok dan kemiringan profil jembatan, dan (3) perbedaan antara profil balok dan camber permanen apa pun.

Girder pelat baja dibuat dengan camber ke atas yang terintegrasi untuk mengimbangi defleksi vertikal akibat berat girder dan beban mati lainnya seperti dek dan penghalang, defleksi yang disebabkan oleh creep beton, dan untuk memberikan kurva vertikal apa pun yang dibutuhkan oleh profil. Nilai total biasanya disebut camber web. Camber header adalah camber web dikurangi defleksi girder akibat beratnya sendiri. Jika tiang pancang FW diperlukan untuk mendirikan sambungan lapangan untuk girder baja, kemiringan tiang pancang FW harus

diatur ke ketinggian tanpa beban. Ketinggian tanpa beban sama dengan ketinggian rencana ditambah jumlah defleksi dikurangi kedalaman struktur atas.

Pengecoran Beton

Beton siap pakai biasanya dikirim ke lokasi proyek menggunakan truk beton. Setiap muatan beton siap pakai harus disertai dengan tiket yang menunjukkan volume beton, nomor campuran, waktu pencampuran, dan pembacaan penghitung putaran. Inspektur harus memastikan beton memenuhi persyaratan spesifikasi mengenai:

- Waktu pencampuran;
- Jumlah putaran drum;
- Suhu beton;
- Slump beton (penetrasi).

Penambahan air pada beton yang dikirim, di lokasi proyek, harus disetujui oleh inspektur dan harus mengikuti spesifikasi. Inspektur harus memastikan bahwa beton dipadatkan menggunakan vibrator dengan metode yang tidak akan menyebabkan segregasi agregat dan akan menghasilkan beton homogen yang padat dan bebas dari rongga dan kantong batuan. Vibrator tidak boleh diseret secara horizontal di atas permukaan beton. Perhatian khusus harus diberikan pada area yang bergetar di mana terdapat konsentrasi baja tulangan yang tinggi. Untuk mencegah segregasi beton yang disebabkan oleh jatuhnya bebas yang berlebihan, corong sabuk ganda atau belalai gajah harus digunakan untuk memandu penempatan beton untuk tiang pancang, fondasi, dan dinding.

Saat menempatkan beton ke dalam pondasi, pengecoran beton di satu lokasi dan penggunaan vibrator untuk menyebarkannya tidak boleh dilakukan karena menyebabkan segregasi agregat. Perhatian harus diberikan saat mengisi bagian atas pengecoran kolom hingga mencapai ketinggian yang tepat. Untuk jembatan balok kotak cor di tempat, kolom biasanya dicor 30 mm lebih tinggi dari ketinggian teoritis untuk membantu menyatukan kayu lapis bagian bawah dan menyembunyikan sambungan.

Saat menempatkan beton, ketebalan bagian bawah dan tinggi beton pada batang harus diperiksa. Beton pada penutup tiang harus ditempatkan pada ketinggian yang tepat untuk memberikan ruang bagi jarak minimum beton di atas tulangan atas penutup utama seperti yang ditunjukkan pada rencana proyek. Penutup beton tulangan yang tepat sangat penting untuk mencegah karat pada baja. Selama penempatan dek jembatan, bagian depan pengecoran tidak boleh melebihi 3 hingga 4 m di depan mesin finishing. Pengaplikasian bahan pengeras harus dilakukan dengan peralatan bertenaga listrik, dan harus mengikuti mesin finishing dengan cermat.

Penempatan Tulangan

Tulangan harus ditempatkan dengan benar seperti yang ditunjukkan pada rencana dalam hal mutu, ukuran, kuantitas, dan lokasi tulangan baja. Tulangan harus dipegang dengan kuat dan aman pada posisinya dengan kawat di persimpangan dan sambungan dengan pengikat kawat. "Ujung" pada pengikat kawat harus diratakan sehingga mempertahankan cakupan beton minimum dari permukaan yang dibentuk. Pelepasan karat dapat terjadi dari ujung yang memanjang ke permukaan beton.

Penempatan baja tulangan di dalam cetakan biasanya dilakukan dengan menggunakan blok mortar pracetak. Penggunaan kursi penyangga logam, plastik, dan kayu biasanya tidak diizinkan. Untuk plafon dan dek, blok harus cukup untuk menjaga matras agar tidak menyentuh kayu lapis dengan jarak yang sama dengan jarak bebas tulangan yang ditentukan. Untuk kolom dengan tinggi pendek hingga sedang, jarak bebas tulangan dapat diperiksa dari bagian atas cetakan dengan cermin atau senter. Untuk fondasi, balok penahan yang memadai harus disediakan untuk menahan matras bawah pada posisi yang tepat. Jika baja kolom bertumpu pada matras bawah, balok penahan tambahan mungkin diperlukan. Baja tulangan harus dilindungi dari zat-zat yang dapat merusak ikatan.

Penyambungan batang tulangan dapat dilakukan dengan cara tumpang tindih, pengelasan tumpul, sambungan tumpul mekanis, atau sambungan tumpang tindih mekanis. Untuk sambungan tumpang tindih pada baja tulangan A 615, panjang sambungan berikut direkomendasikan:

Untuk Grade 300:

- Batang No. 25 dan lebih kecil adalah 30D
- Batang No. 30 dan 35 adalah 45D

Untuk Grade 400:

- Batang No. 25 atau lebih kecil adalah 45D
- Batang No. 30 dan 35 adalah 60D

di mana D adalah diameter batang yang lebih kecil yang disambung.

Batang tulangan yang lebih besar dari No. 35 tidak boleh disambung dengan cara tumpang tindih. Untuk tulangan las, lasan harus berukuran tepat dan bebas dari retak, kurangnya fusi, undercutting, dan porositas. Pengelasan tumpul harus dilakukan dengan beberapa lintasan, sedangkan pengelasan melebar dapat dilakukan dalam satu lintasan. Untuk jaminan mutu, pemeriksaan radiografi dapat dilakukan pada sambungan las tumpul penetrasi penuh. Radiografi dapat dilakukan dengan sinar X atau sinar gamma.

Untuk sambungan tumpul mekanis, penyambungan harus dilakukan sesuai dengan rekomendasi pabrikan. Pengujian sampel sambungan harus dilakukan untuk jaminan mutu. Tulangan untuk abutmen dan dinding sayap harus diperiksa sebelum cetakan ditutup. Penempatan baja tulangan yang tepat di dek, terutama batang rangka, sangat penting, karena kapasitas menahan momen dek jembatan sangat sensitif terhadap kedalaman efektif penampang. Garis tali digunakan di antara titik-titik gradien untuk memeriksa jarak bebas baja dan ketebalan dek.

Pengelasan Baja Struktural

Inspektur bertanggung jawab atas inspeksi jaminan mutu (QAI) semua pengelasan. Inspektur harus memastikan bahwa peralatan, prosedur, dan teknik sesuai dengan spesifikasi. Spesifikasi kontrak biasanya mengacu pada kode pengelasan seperti AWS D1.5. Semua pengelasan harus dilakukan sesuai dengan prosedur pengelasan yang disetujui dan oleh tukang las bersertifikat. Semua bahan pengelasan seperti elektroda, fluks, dan gas pelindung harus dikemas, disimpan, dan dikeringkan dengan benar. Kualitas pengelasan sangat bergantung pada peralatan pengelasan.

Peralatan harus diperiksa untuk memastikan bahwa peralatan tersebut dalam kondisi kerja yang baik. Kecepatan gerak dan laju aliran gas pelindung harus dipantau. Masukan panas aktual tidak boleh melebihi masukan panas maksimum yang telah diuji dan disetujui. Spesifikasi suhu pemanasan awal dan antar-lintasan harus dipatuhi karena memengaruhi laju pendinginan dan masukan panas. Ketika pemanasan akhir ditentukan, suhu dan durasinya harus dipantau.

Logam dasar di area pengelasan (permukaan akar, permukaan alur) harus berada dalam toleransi kekasaran yang diizinkan. Semua kerak pabrik harus dihilangkan dari permukaan tempat pengelasan web girder ke flensa dilakukan. Inspektur harus memverifikasi bahwa semua pengujian non-destruktif (NDT) telah dilakukan dan lulus persyaratan yang ditentukan. Inspektur harus mencatat semua lokasi area yang diperiksa beserta laporan dan temuan NDT, bersama dengan metode perbaikan dan hasil uji NDT dari perbaikan las.

Profil las fillet harus sesuai dengan persyaratan dimensi akhir untuk ukuran kaki dan tenggorokan serta kontur permukaan. Tonjolan dan kawah akibat mulai dan berhenti, pengelasan yang terlipat, dan kaki serta tenggorokan yang tidak memadai harus dihaluskan dan diperbaiki hingga mencapai hasil akhir yang dapat diterima.

Baut Kekuatan Tinggi

Permukaan kontak semua sambungan baut kekuatan tinggi harus dibersihkan secara menyeluruh dari karat, kerak pabrik, kotoran, lemak, cat, pernis, atau bahan lainnya. Sebelum pemasangan pengencang, inspektur harus memeriksa penandaan, kondisi permukaan baut, mur, dan ring untuk memastikan kesesuaian dengan spesifikasi. Mur dan baut yang tidak digalvanis harus bersih dan kering atau dilumasi sedikit. Mur untuk baut galvanis kekuatan tinggi harus diulir ulang setelah digalvanis, dan kemudian diberi pelumas.

Baut kekuatan tinggi dapat dikencangkan dengan menggunakan kunci pas daya yang dikalibrasi, kunci torsi manual, metode putaran mur, atau dengan mengencangkan dan menggunakan indikator tegangan langsung. Inspektur harus mengamati prosedur kalibrasi dan pengujian yang diperlukan untuk memastikan bahwa prosedur yang dipilih diterapkan dengan benar dan tegangan yang diperlukan diberikan. Inspektur harus memantau instalasi dalam pekerjaan untuk memastikan bahwa prosedur yang dipilih, seperti yang ditunjukkan dalam pengujian, diterapkan dengan benar secara rutin.

Untuk memeriksa sambungan yang telah selesai, prosedur berikut direkomendasikan. Sampel baut yang representatif dari diameter, panjang, dan mutu baut yang digunakan dalam pekerjaan harus dikencangkan pada alat pengukur tegangan dengan cara apa pun yang sesuai hingga kondisi awal yang sama dengan sekitar 15% dari tegangan pengikat yang dibutuhkan dan kemudian hingga tegangan minimum yang ditentukan. Pengencangan melebihi kondisi awal tidak boleh menghasilkan rotasi mur yang lebih besar dari 1,5 kali yang diizinkan dalam spesifikasi. Kunci inspeksi harus diterapkan pada baut yang dikencangkan dan torsi yang diperlukan untuk memutar mur atau kepala 5° harus ditentukan.

Indikator beban Coronet (CLI) adalah alat bantu yang sederhana dan akurat untuk mengencangkan dan memeriksa baut berkekuatan tinggi. CLI adalah ring bundar yang dikeraskan dengan tonjolan di satu sisi. Saat baut dan mur dikencangkan, gaya penjepit

meratakan tonjolan, yang ditempatkan di bagian bawah kepala baut. Mur harus dikencangkan hingga celah berkurang menjadi 0,38 mm. Persyaratan ini berlaku untuk baut A325 dan A490. Setelah celah berkurang hingga dimensi yang dibutuhkan, baut dan mur dikencangkan dengan benar. Inspeksi celah secara visual biasanya cukup dengan membandingkannya dengan celah yang diperiksa dengan feeler gauge. Semua CLI untuk A325 berbentuk bulat. CLI untuk A490 memiliki tiga telinga atau huruf V yang dicap di tiga tempat.

Penggunaan kembali baut ASTM A490 dan baut galvanis ASTM A325 tidak diperbolehkan. Penggunaan kembali baut ASTM A325 dapat diperbolehkan jika disetujui oleh inspektur. Penggunaan kembali tidak termasuk pengencangan ulang baut yang mungkin telah dilinggarkan oleh pengencangan baut yang berdekatan.

4.5 INSPEKSI KOMPONEN

Pondasi

Pondasi jembatan konvensional dapat diklasifikasikan menjadi tiga jenis: (1) pondasi telapak lebar, (2) pondasi tiang pancang, (3) pondasi kasus khusus seperti poros tiang pancang, pengikat, paku tanah, dan pengikat. Dua jenis pondasi pertama lebih umum, dan oleh karena itu, inspeksinya akan dibahas. Masalah yang mungkin ditemui selama konstruksi pondasi harus didiskusikan dengan perancang dan ahli geologi teknik yang melakukan studi pondasi.



Gambar 4.1 Cetakan pondasi.

Pondasi Tapak Sebar

Pondasi tapak sebar menopang beban dengan bertumpu langsung pada lapisan pondasi. Kesesuaian material pondasi dengan log pengeboran uji harus diperiksa. Selain itu, permukaan tumpuan harus bebas dari material yang terganggu dan dipadatkan jika perlu. Pondasi dicor menggunakan cetakan (Gambar 4.1) atau menggunakan tanah sebagai cetakan dalam metode penggalian garis lurus. Pemeriksaan cetakan dibahas di Bagian 4.6.4. Metode penggalian "garis lurus" biasanya dilakukan untuk pondasi kolom dan dinding penahan. Ujung dinding penahan harus ditempatkan pada material yang tidak terganggu. Kedalaman dan dimensi pondasi perlu diperiksa.

Air yang menggenang dan semua material longsoran dalam penggalian harus dihilangkan sebelum pengecoran beton ke dalam pondasi. Material pondasi harus dibasahi tetapi tidak jenuh. Pondasi dengan dimensi vertikal lebih dari 760 mm, dan dengan lapisan tulangan di bagian atas, harus dipadatkan kembali dengan vibrator hingga kedalaman 300 mm. Pemadatan kembali harus dilakukan tidak kurang dari 15 menit setelah perataan awal bagian atas pondasi selesai. Senyawa pengawet biasanya akan digunakan di atas pondasi. Jika sambungan konstruksi di-sandblasting sebelum periode pengawetan selesai, area yang terpapar harus diawetkan menggunakan metode alternatif untuk sisa waktu.

Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang mentransmisikan beban desain ke tanah di sekitarnya melalui gesekan tiang, daya dukung ujung, atau keduanya. Puncak tiang pancang tidak pernah tepat. Tentukan tiang pancang dengan elevasi tertinggi dan blok tulangan baja matras bawah hingga horizontal sesuai dengan itu. Tiang pancang tertinggi mungkin harus dipotong jika kemiringannya tidak masuk akal. Ada dua jenis utama tiang pancang: tiang pancang cor di lubang bor dan tiang pancang yang dipancangkan.

Tiang Pancang Beton Cor di Lubang Bor

Untuk tiang pancang beton cor di lubang bor, inspektur harus memeriksa hal-hal berikut:

- Diameter, kedalaman, dan kelurusan lubang bor;
- Kebersihan dasar lubang dari air dan material lepas.

Material yang ditemukan selama pengeboran harus dibandingkan dengan yang tercantum dalam catatan pengeboran uji. Jika terdapat perbedaan yang signifikan, perancang harus diberitahu. Untuk tiang pancang berdiameter 400 mm, bagian atas beton sepanjang 4500 mm harus digetarkan; untuk tiang pancang berdiameter lebih besar, seluruh panjangnya harus digetarkan.

Penggunaan selubung baja merupakan salah satu metode untuk mencegah longsor tanah dan intrusi air tanah. Selubung ditarik saat pengecoran beton dengan menjaga bagian bawahnya tetap di bawah permukaan beton. Menunggu terlalu lama untuk menarik selubung dapat menyebabkan beton mengeras dan dapat menyebabkan masalah berikut:

- Beton ikut terangkat bersama selubung.
- Selubung tidak dapat dilepas.
- Beton mungkin tidak mengisi rongga yang ditinggalkan oleh selubung.

Penggunaan campuran beton dengan fluiditas pada batas atas kisaran yang diizinkan akan membantu mengurangi masalah ini. Metode perpindahan lumpur dapat digunakan untuk mencegah longsor tanah yang tidak stabil dan intrusi air tanah ke dalam lubang bor. Lumpur pengeboran tetap berada di dalam lubang bor sampai digantikan oleh beton. Beton ditempatkan menggunakan sistem pengiriman dengan tabung tremie kaku atau tabung pompa kaku, dimulai dari bagian bawah lubang bor. Pengambilan sampel dan pengujian bubur pengeboran merupakan persyaratan pengendalian mutu yang penting. Sifat-sifat bubur pengeboran berikut harus dipantau: kepadatan, kandungan pasir, nilai pH, dan viskositas.

Tabung inspeksi dipasang di dalam tulangan spiral atau melingkar dalam penyelarasan lurus untuk memfasilitasi pengujian tiang pancang. Tabung inspeksi memungkinkan penyisipan

probe pengujian yang mengukur kepadatan beton tiang pancang. Teknik radiografi, yang biasa disebut hamburan sinar gamma, digunakan untuk mengukur kepadatan. Jika tiang pancang diterima, tabung inspeksi dibersihkan dan diisi dengan grout.

Tiang Pancang, Sebelum memulai operasi pemancangan tiang, inspektur harus memeriksa jenis palu dan ukuran tiang pancang. Tiang pancang harus ditandai untuk pencatatan. Selama operasi pemancangan tiang, inspektur harus memantau kelurusan atau kemiringan tiang pancang, dan mencatat penetrasi tiang pancang.

Grafik kurva kalibrasi dikembangkan untuk kapasitas tiang pancang dan palu yang berbeda. Dengan menggunakan teori energi, grafik penetrasi per pukulan yang sesuai dengan kapasitas tiang pancang yang ditentukan dapat dikembangkan. Salah satu rumus yang umum digunakan untuk menentukan daya dukung tiang pancang adalah rumus ENR:

$$p = \frac{E}{6(s + 2.54)} q \quad (4.1)$$

di mana

p = beban aman dalam kilonewton

E = peringat pabrikan untuk energi yang dihasilkan oleh palu dalam joule

s = penetrasi rata-rata per pukulan dalam milimeter

Pada struktur besar yang memerlukan tiang pancang panjang untuk memenuhi persyaratan daya dukung beban desain, uji pemantauan dapat dilakukan untuk menentukan grafik pemancangan tiang.

Untuk tiang pancang pipa baja, tiang pancang harus memiliki diameter, panjang, dan ketebalan dinding yang ditentukan seperti yang ditunjukkan pada rencana proyek. Jika tiang pancang akan disambung, pengelasan harus dilakukan oleh tukang las bersertifikat dan kualitas sambungan las harus diperiksa. Metode penyambungan pipa harus sesuai dengan rencana proyek dan persyaratan spesifikasi. Cangkang baja dapat dipancang dengan ujung terbuka atau tertutup. Untuk cangkang yang dipancarkan dengan ujung terbuka, tanah harus digali, dan tiang pancang harus dibersihkan sebelum diisi dengan beton.

Untuk tiang pancang beton pracetak, hal-hal berikut harus diperiksa:

- Tiang pancang bebas dari kerusakan atau retakan;
- Ukuran dan panjang tiang pancang;
- Umur tiang pancang, minimal 14 hari sebelum diizinkan untuk dipancarkan.



Gambar 4.2 Penahan Sangkar Kolom dengan Derek

Jika tiang pancang dipancangkan melalui tanggul baru yang lebih besar dari 1500 mm, pengeboran awal diperlukan. Masalah dengan operasi pemancangan dapat dikategorikan menjadi tiga jenis:

1. Pemancangan keras terjadi jika tanah terlalu padat atau palu tidak memiliki energi yang cukup untuk memancarkan tiang pancang. Masalah ini dapat diatasi dengan pengeboran awal, penyemprotan, atau menggunakan palu berkecepatan rendah yang lebih besar. Jika tiang pancang mengalami pemancangan keras dan tiba-tiba mengalami pergerakan besar, ini dapat mengindikasikan retakan tiang pancang di bawah tanah. Dalam hal ini, tiang pancang harus diekstraksi dan diganti atau tiang pancang pengganti harus dipancangkan di sebelahnya.
2. Tiang pancang lunak terjadi ketika tiang pancang dipancangkan hingga elevasi ujung yang ditentukan tetapi belum mencapai kapasitas daya dukung yang ditentukan. Tiang pancang ini dipasang minimal selama 12 jam, kemudian dibor ulang. Jika tiang pancang yang dibor ulang tidak mencapai kapasitas daya dukung, maka kontraktor harus menyediakan tiang pancang yang lebih panjang.
3. Penyelarasan tiang pancang: jika tiang pancang mulai bergeser dari posisi tegak lurus, koreksi harus dilakukan. Tiang pancang mungkin harus ditarik dan dipancangkan ulang.

Kolom Beton dan Poros Tiang Pancang

Untuk kolom berukuran sedang hingga panjang, sangkar kolom harus ditahan di bagian atas dengan derek sampai beton pondasi mengeras sebagai jaminan untuk sistem penahan (Gambar 4.2). Untuk kolom yang sangat tinggi, derek menahan sangkar sampai kolom dicor.

Untuk kolom tetap, pastikan pengikat ke matras bawah ditempatkan sesuai dengan rencana proyek untuk mencegah sangkar bergerak selama pengecoran beton ke dalam pondasi. Untuk kolom berengsel, periksa detail kunci dan verifikasi bahwa balok penahan yang memadai disediakan untuk menopang sangkar baja pada ketinggian yang tepat di atas kunci. Periksa urutan pemasangan dan pelepasan sistem penahan untuk memastikan semuanya dilakukan sesuai dengan rencana yang telah disetujui. Lokasi utilitas harus diperiksa sebelum membentuk kolom.



Gambar 4.3 Konstruksi dinding sayap dan abutmen.

Cetakan kolom biasanya dilepas beberapa hari setelah pengecoran beton. Kolom harus ditutup dengan plastik pembungkus sampai mengering (Gambar 4.2). Poros tiang pancang ditemukan di material batuan dasar biasanya dekat ngarai atau daerah lereng bukit dengan ruang terbatas untuk pondasi alas. Poros tiang pancang ini terutama berupa pondasi cor di lubang bor dengan penggalian garis batas. Kolom memiliki ukuran ekstensi yang sama dengan poros tiang pancang atau bagian yang sedikit lebih kecil. Penopang diperlukan di area yang bukan batuan padat dan setiap penggalian di luar area garis batas harus diisi dengan beton. Karena peledakan adalah metode penggalian yang paling umum, kehati-hatian yang ekstrem diperlukan untuk melindungi pekerja dan masyarakat.

Abutmen dan Dinding Sayap

Abutmen dan dinding sayap biasanya dibentuk dan dicor pada waktu yang bersamaan untuk abutmen tipe dudukan (Gambar 4.3). Untuk abutmen diafragma pada balok kotak beton prategang cor di tempat, dinding sayap harus dipasang setelah penegangan. Bukaan utilitas pada dinding sayap dan/atau abutmen harus diperiksa sesuai dengan rencana proyek. Tata letak bantalan dan kunci internal biasanya diperiksa setelah strip pengecoran terpasang.

Struktur Atas

Berikut ini adalah ringkasan inspeksi konstruksi untuk balok kotak beton dan pelat baja yang umum digunakan untuk membangun jembatan berukuran pendek hingga menengah.

Balok Kotak Beton Cor di Tempat

Balok kotak beton dibangun dalam dua tahap. Pertama, dinding depan (FW) didirikan dan batang serta bagian bawah dibentuk dan dicor (Gambar 4.4). Kedua, dek jembatan dibangun dan kemudian beton untuk dek jembatan dicor (Gambar 4.5). Untuk beton prategang, setelah dek jembatan mengering, rangka diberi prategang, dan kemudian dinding depan (FW) dilepas. Pemasangan batang dan bagian bawah jembatan akan dibahas di sini, dan prategangan jembatan serta pemasangan dek akan dibahas di bagian selanjutnya.



Gambar 4.4 Bekisting batang dan bagian bawah jembatan untuk balok kotak beton.

Hal-hal berikut perlu diperiksa selama konstruksi bagian bawah jembatan dan batang:

- Ukuran strip lengkung yang ditempatkan di atas balok penopang dinding penahan (FW);
- Lokasi lubang akses utilitas dan/atau bagian bawah jembatan dan detail penguatan yang sesuai;
- Lokasi dan elevasi lubang untuk pipa drainase dek;
- Ukuran dan profil saluran prategangan;
- Kelancaran sambungan saluran ke pelebaran pada pelat bantalan untuk penyelarasan profil garis (Gambar 4.6);
- Pembacaan indikator; pembacaan yang melebihi yang diantisipasi harus diselidiki untuk menentukan apakah disebabkan oleh kegagalan dinding penahan atau karena penurunan tanah yang berlebihan; tindakan korektif harus diambil sesuai dengan itu.



Gambar 4.5 Tulangan dek jembatan dengan mesin finishing bidwell.



Gambar 4.6 Tulangan langit-langit dan balok jembatan dengan profil saluran prategang.

Inspektur harus memastikan bahwa:

- Terompet terpasang dengan benar pada pelat penahan;
- Saluran dan ventilasi perantara terpasang dengan aman;
- Jarak yang tepat dipertahankan antara pengikat jepret dan saluran untuk mencegah kerusakan pada saluran prategang;
- Bukaan tendon disegel untuk mencegah masuknya air atau puing-puing;
- Ukuran dan lokasi pelat penahan prategang pada diafragma abutmen atau engsel sesuai dengan gambar kerja prategang yang disetujui;
- Bantalan penahan elastomer dipasang dengan benar pada abutmen dan sisa area dudukan abutmen ditutupi dengan polistirena yang diperluas dengan ketebalan yang sama dengan bantalan dan sambungan disegel dengan pita untuk mencegah kebocoran adukan;
- Senyawa pengawet diaplikasikan dengan tepat dan tepat waktu.

Karena besarnya gaya yang terlibat dalam prategangan jembatan beton, operasi ini harus dipertimbangkan dengan cermat. Kehati-hatian harus dilakukan di sekitar dongkrak prategangan selama operasi penegangan dan di sekitar saluran saat belum diisi dengan adukan semen (Gambar 4.7).

Sebelum pemasangan tendon di saluran prategangan, hal-hal berikut harus diverifikasi:

- Saluran tidak terhalang dan bebas dari air dan puing-puing;
- Untaian bebas dari karat.

Sebelum penegangan, kontraktor harus menyerahkan kurva kalibrasi yang diperlukan untuk kombinasi dongkrak/pengukur tertentu. Merupakan tanggung jawab inspektur untuk menentukan:

- Bahwa tendon dipasang sesuai dengan rencana
- Apakah penegangan harus dilakukan dari satu ujung atau dua ujung
- Bahwa urutan penegangan dilakukan sesuai dengan rencana



Gambar 4.7 Untaian prategang dan set angkur.

Selama penegangan, untai dicat di kedua ujungnya untuk memeriksa selip. Kurva kalibrasi prategangan diplot, dan perpanjangan terukur dibandingkan dengan perpanjangan terhitung menggunakan luas dan modulus elastisitas sebenarnya.

Selama pengisian grouting tendon, hal-hal berikut perlu diperiksa:

- Rasio air/semen;
- Waktu keluarnya grouting;
- Bahwa grouting terus diaduk.

Balok Baja

Baja struktural biasanya diperiksa di lokasi fabrikasi. Di lapangan, balok harus diperiksa kerusakan yang mungkin terjadi selama pengangkutan ke lokasi kerja. Semua rakitan penahan beban harus dipasang rata dan sesuai dengan elevasi yang ditunjukkan pada denah. Penahan beban penuh pada beton harus diperoleh di bawah rakitan penahan beban (Gambar 4.8).

Anggota kritis retak (FCM) adalah anggota tarik atau komponen tarik dari anggota lentur, yang kegagalannya dapat mengakibatkan runtuhnya jembatan. FCM biasanya diidentifikasi pada denah atau dijelaskan dalam dokumen kontrak. FCM tunduk pada ketentuan tambahan Bagian 12 dari AASHTO/AWS D1.5. Semua pengelasan pada FCM dianggap kritis terhadap fraktur dan harus sesuai dengan persyaratan rencana pengendalian fraktur.

Semua permukaan baja struktural yang akan dicat harus dibersihkan dengan sandblasting untuk menghasilkan permukaan yang padat dan seragam dengan pola jangkar sudut. Pada hari yang sama dengan pembersihan sandblasting dilakukan, struktur harus dicat dengan lapisan dasar sebelum didirikan. Permukaan baja yang tidak dapat diakses untuk pengecatan setelah didirikan harus dicat sepenuhnya sebelum didirikan. Area baja di mana cat telah rusak karena pendirian harus dibersihkan dan dicat dengan lapisan dasar sebelum aplikasi cat berikutnya. Pengecatan berikutnya tidak boleh dilakukan sampai permukaan yang dibersihkan kering. Aplikasi cat berikutnya harus memiliki warna yang kontras dengan cat yang ditutupi. Ketebalan cat diukur dengan pengukur ketebalan yang dikalibrasi oleh film magnetik.

Balok Prategang Pracetak

Seperti balok baja, balok prategang pracetak diperiksa di lokasi pabrikasi. Elemen beton pracetak biasanya diawetkan dengan metode air atau uap. Setelah tiba di lokasi proyek, balok harus diperiksa untuk mengetahui kerusakan yang mungkin terjadi selama pengangkutan ke lokasi proyek.

Balok pracetak harus ditangani, diangkut, dan didirikan dengan sangat hati-hati untuk menghindari puntiran, pergeseran, atau distorsi lain yang akan mengakibatkan retak atau kerusakan. Balok ditempatkan di atas bantalan elastomer di lokasi tertentu yang ditunjukkan dalam rencana. Balok ditopang dan disatukan oleh balok kayu sementara.

Elevasi bagian atas balok ditentukan dengan memprofilkan setiap balok. Tingkat profil akan menentukan lokasi tingkat akhir pelat atas dan lokasi bekisting pelat. Setelah balok diprofilkan dan tingkat akhir telah ditentukan, pemasangan bekisting untuk pelat atas dapat dimulai. Panel beton prategang adalah jenis bekisting pelat yang dibiarkan di tempatnya dan menjadi bagian bawah pelat beton. Panel ini biasanya setebal 100 mm, berbentuk persegi panjang, dan bervariasi lebar dan panjangnya.



Gambar 4.8 Rakitan bantalan balok pelat baja.

Dek Beton

Dek atas jembatan mungkin merupakan bagian paling penting dalam hal kelancaran lalu lintas kendaraan dan estetika jembatan. Kehalusan permukaan jembatan dan pelat pendekatan harus diuji dengan profilograf jembatan. Dua profil akan diperoleh di setiap jalur. Permukaan yang tidak sesuai dengan toleransi kehalusan harus digerinda hingga toleransi tersebut tercapai. Penggerindaan tidak boleh mengurangi selimut beton pada baja tulangan hingga kurang dari 40 mm. Hal-hal berikut perlu diperiksa selama pembangunan dek jembatan:

1. Kecukupan sandblasting di atas balok jembatan beton cor di tempat;
2. Bagian atas balok bebas debu;
3. Lubang untuk rakitan segel sambungan;
4. Chamfer overhang dan pipa screed memiliki garis yang halus;

5. Jarak bebas roller mesin finishing ke matras baja (lihat Gambar 4.5), dan tinggi saluran masuk drainase dek dalam kaitannya dengan roller mesin finishing;
6. Pelapor untuk tambahan penurunan FW;
7. Karpet pengeringan secara berkala untuk kelembapan setelah penyelesaian pengecoran dek.

Inspektur harus memastikan bahwa:

1. Ventilasi soffit, lubang akses, saluran pembuangan, dan sistem pendukungnya bebas dari tulangan baja dan terletak sesuai dengan rencana proyek;
2. Penggunaan karpet atau tikar dimulai dalam waktu 4 jam setelah penyelesaian finishing dek, dan paling lambat pagi berikutnya (Gambar 4.9);
3. Sebelum prategangan atau pelepasan FW, permukaan dek diperiksa intensitas retaknya untuk memastikan bahwa itu memenuhi toleransi yang diizinkan yang ditetapkan dalam spesifikasi.



Gambar 4.9 Dek jembatan sedang dirawat dengan karpet basah.

4.6 STRUKTUR SEMENTARA

Perancah

FW digunakan untuk memberikan dukungan sementara pada struktur atas selama konstruksi. Untuk membangun jembatan beton cor di tempat, diperlukan sistem FW lengkap. Sistem tersebut terdiri dari fondasi FW, rangka, balok memanjang, balok penyangga, dan cetakan (Gambar 4.10). Untuk mendirikan balok baja, sistem FW sederhana mungkin diperlukan. Sistem tersebut terdiri dari rangka dan fondasi FW.

FW dirancang oleh kontraktor dan disetujui oleh inspektur. FW dirancang untuk menahan beban vertikal, serta beban horizontal memanjang dan melintang. Inspektur perlu memiliki pemahaman dasar tentang desain elemen kayu, elemen baja, kabel, dan terbiasa dengan penerapan manual FW untuk memeriksa perhitungan dan rencana yang diajukan.

Penyangga sementara atau cara lain diperlukan untuk menahan FW dalam kondisi stabil selama pemasangan dan pembongkaran. FW tipikal meliputi bantalan kayu, konsol, sel baja, tiang kayu atau baja, penutup bengkok FW baja atau kayu, balok baja, dan balok kayu. Kabel biasanya digunakan untuk menahan beban lateral dalam arah memanjang. Penyangga

kayu, kabel, atau batang baja digunakan untuk menahan beban lateral dalam arah melintang. Bekisting ditempatkan di atas balok.

Ketika pondasi bantalan FW digunakan, kapasitas daya dukung tanah dapat diperkirakan berdasarkan klasifikasi tanah yang diamati atau dengan melakukan uji beban tanah. Bantalan FW harus ditempatkan pada material yang rata dan kokoh. Pondasi bantalan harus dilindungi dari banjir dan dari penggerusan oleh limpasan permukaan. Bantalan kontinu harus diperiksa untuk memastikan sambungan bantalan terletak sesuai dengan rencana FW yang disetujui.



Gambar 4.10 Sistem FW untuk jembatan beton cor di tempat.

Material FW kayu harus diperiksa untuk mengetahui adanya cacat. Baut dan/atau paku dapat digunakan untuk menghubungkan rangka kayu. Inspektur harus memeriksa jarak tepi, jarak ujung, dan jarak minimum seperti yang dipersyaratkan oleh manual FW. Untuk sambungan yang dipaku atau dipaku, pastikan bahwa penetrasi yang memadai telah disediakan. Jika tingkatan FW yang dibengkokkan disesuaikan di bagian bawah tiang, periksa penguat diagonal dan sambungannya untuk mengetahui adanya distorsi yang disebabkan oleh pergerakan diferensial. Pengganjal mungkin diperlukan untuk memastikan daya dukung penuh pada permukaan kontak.

Penggunaan kabel yang aus atau bengkok tidak boleh diizinkan. Kabel harus dililitkan di sekitar bidal dengan diameter minimum yang sesuai dengan diameter kabel. Pemasangan klip yang tepat sangat penting dan harus diperiksa dengan cermat. Periksa pramuat kabel yang digunakan untuk penguat internal. Pramuat kabel dalam rangka harus dilakukan secara bersamaan untuk mencegah distorsi.

FW dengan bukaan lalu lintas harus sesuai dengan rencana dan spesifikasi FW yang disetujui. Selain itu, kecukupan jarak bebas vertikal dan horizontal seperti yang ditunjukkan pada rencana FW dan seperti yang ditentukan dalam spesifikasi proyek harus diperiksa. Periksa sistem penerangan FW untuk memastikan bahwa sistem tersebut dirinci sesuai dengan rencana penerangan FW yang disetujui. Selama pengecoran beton, periksa FW untuk hal-hal

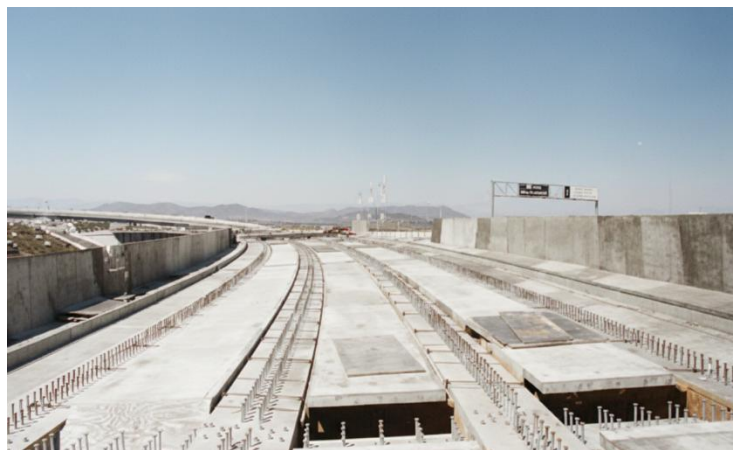
berikut: penurunan yang berlebihan, hancurnya baji, dan defleksi penyangga atau distorsi sambungannya.

Penyangga, Kemiringan, dan Pembuatan Teras

Penyangga, kemiringan, dan pembuatan teras adalah metode untuk mencegah longsor akibat penggalian. Penerapan metode ini bergantung pada jenis tanah, kedalaman, dan ukuran penggalian.

Sistem penyangga digunakan untuk menopang sisi penggalian agar tidak longsor. Anggota baja, anggota kayu, atau kombinasi keduanya digunakan untuk membangun sistem penyangga. Penggalian parit mirip dengan penyangga, tetapi penggaliannya sempit relatif terhadap panjangnya; lebar di bagian bawah kurang dari 5 m. Selama penggalian, pastikan bahwa sifat tanah sama dengan yang diantisipasi dalam desain.

Pastikan bahwa elemen penyangga memiliki ukuran dan jarak seperti yang ditunjukkan dalam rencana yang disetujui. Jika sistem pengikat digunakan, kabel harus diberi beban terlebih dahulu. Inspeksi harus dilakukan setelah badai hujan atau kondisi berbahaya lainnya. Inspektur harus memastikan bahwa tangga, landasan, atau sarana aman lainnya disediakan di area penggalian untuk memberikan akses yang aman.



Gambar 4.11 Bekisting dek sementara untuk jembatan baja.

Sistem Penyangga

Sistem penyangga adalah struktur sementara yang digunakan untuk menstabilkan rangka kolom selama konstruksi. Sistem penyangga biasanya terdiri dari serangkaian kabel yang menghubungkan rangka atau bekisting ke beban berat seperti penahan beban atau rel K. Sistem ini dirancang untuk menahan beban angin yang diasumsikan diterapkan pada rangka. Inspektur harus memeriksa perhitungan sistem penyangga yang diajukan oleh kontraktor untuk memastikan kecukupan sistem dan juga untuk memastikan bahwa urutan pemasangan dan pelepasan penyangga untuk memasang bekisting dilakukan sesuai dengan rencana yang disetujui.

Bekisting Beton

Bekisting beton harus kedap mortar dan memiliki kekuatan yang cukup untuk mencegah defleksi berlebihan selama pengecoran beton. Bekisting digunakan untuk menahan

beton dalam keadaan plastis hingga mengeras. Bekisting harus dibersihkan dari semua kotoran, mortar, puing-puing, paku, dan kawat. Bekisting yang nantinya akan dilepas harus dilapisi secara menyeluruh dengan minyak bekisting sebelum digunakan (Gambar 4.11). Cetakan harus dibasahi sebelum pengecoran beton.

Untuk pondasi, perhatian harus diberikan pada penyangga cetakan untuk mencegah pergerakan selama pengecoran beton. Bagian bawah cetakan harus diperiksa untuk celah yang dapat menyebabkan kebocoran beton yang berlebihan.

4.7 KESELAMATAN LINGKUNGAN KERJA

Tanggung jawab utama inspektur adalah untuk memastikan bahwa lingkungan kerja dan praktik yang aman dipertahankan di lokasi proyek. Mereka harus memberi contoh dengan mengikuti kode praktik keselamatan dan juga dengan menggunakan peralatan keselamatan pribadi termasuk helm, sarung tangan, dan pakaian pelindung. Selain itu, mereka harus menegakkan masalah keselamatan sebagaimana ditentukan dalam spesifikasi kontrak. Ini mungkin melibatkan pemantauan pengoperasian peralatan dan peralatan konstruksi lainnya termasuk barikade, lampu peringatan, dan reflektor untuk memastikan bahwa semuanya dipasang sesuai dengan rencana dan spesifikasi.

Sebelum memasuki area yang ditinggikan atau digali, inspektur harus memastikan bahwa akses yang aman telah disediakan dan perlindungan pekerja yang tepat telah diterapkan.

4.8 PENCATATAN DAN RENCANA AS-BUILT

Selain inspeksi konstruksi, inspektur juga bertanggung jawab untuk memelihara catatan yang akurat dan lengkap tentang pekerjaan yang dilakukan oleh kontraktor. Catatan dan laporan proyek diperlukan untuk menentukan bahwa persyaratan kontrak telah dipenuhi sehingga pembayaran dapat dilakukan kepada kontraktor. Catatan proyek harus selalu diperbarui, lengkap, akurat, dan harus diserahkan tepat waktu.

Sangat penting bagi inspektur untuk menyimpan catatan tertulis tentang kegiatan yang terjadi di lapangan. Catatan tersebut harus berisi informasi mengenai pekerjaan yang sedang diperiksa, termasuk insiden yang tidak biasa dan percakapan penting. Informasi ini dapat menjadi sangat penting jika terjadi tindakan hukum untuk litigasi yang melibatkan klaim konstruksi atau kegagalan pekerjaan.

Rencana as-built harus mencerminkan setiap penyimpangan yang mungkin ada antara rencana proyek dan apa yang dibangun di lapangan. Rencana as-built yang akurat dan lengkap sangat penting dan berguna untuk pemeliharaan jembatan, dan pekerjaan di masa mendatang pada jembatan tersebut. Gambar hasil pembangunan juga memberikan masukan dan informasi untuk perbaikan struktur tahan gempa jembatan di masa mendatang.

Ringkasan

Bab ini membahas inspeksi konstruksi jembatan baru. Bab ini memberikan pedoman untuk memeriksa material utama yang umum digunakan dalam pembangunan jembatan dan



operasi konstruksi utama. Meskipun lebih banyak penekanan diberikan pada jembatan pendek hingga menengah, prinsip yang sama diterapkan pada jenis jembatan lainnya.

BAB 5

INSPEKSI DAN PENILAIAN PEMELIHARAAN

5.1 PENDAHULUAN

Sebelum tahun 1960-an, sedikit penekanan diberikan pada inspeksi dan pemeliharaan jembatan di Amerika Serikat. Setelah runtuhnya Jembatan Silver di Point Pleasant, Virginia Barat pada tahun 1967, minat nasional terhadap inspeksi dan pemeliharaan meningkat pesat. Kongres AS mengesahkan Undang-Undang Jalan Raya Federal tahun 1968 yang menghasilkan pembentukan Standar Inspeksi Jembatan Nasional (NBIS). NBIS menetapkan kebijakan nasional mengenai prosedur inspeksi jembatan, frekuensi inspeksi, kualifikasi inspektur, format pelaporan, dan prosedur penilaian.

Selain pembentukan NBIS, tiga manual — Manual Pelatihan Inspektur Jembatan FHWA 70, Manual AASHTO untuk Inspeksi Pemeliharaan Jembatan, dan Panduan Pencatatan dan Pengkodean FHWA untuk Inventarisasi dan Penilaian Struktur Jembatan Nasional — telah dikembangkan dan diperbarui sejak tahun 1970-an. Manual-manual ini bersama dengan NBIS memberikan pedoman definitif untuk inspeksi jembatan. Selama tiga dekade terakhir, program inspeksi jembatan telah berkembang menjadi salah satu sistem manajemen jembatan yang paling canggih. Bab ini hanya akan berfokus pada persyaratan dasar dan fundamental untuk inspeksi dan penilaian pemeliharaan.

5.2 DOKUMENTASI PEMELIHARAAN

Setiap dokumen jembatan perlu memuat item seperti informasi struktur, data dan riwayat struktur, deskripsi di atas dan di bawah struktur, informasi lalu lintas, peringkat beban, peringkat kondisi dan penilaian, dan temuan inspeksi. Temuan inspeksi harus memiliki tanda tangan ketua tim inspeksi.

Semua negara bagian di Amerika Serikat didorong, tetapi tidak diwajibkan, untuk menggunakan kode dan instruksi yang diberikan dalam Panduan Pencatatan dan Pengkodean saat mendokumentasikan inventaris jembatan. Untuk menjaga inventaris jembatan nasional, FHWA meminta semua badan negara bagian untuk mengirimkan data pada Lembar Inventaris dan Penilaian Struktur (SI&A). Lembar SI&A adalah tabulasi informasi penting tentang jembatan individual. Informasi pada lembar SI&A merupakan bantuan berharga untuk menetapkan prioritas pemeliharaan dan penggantian serta untuk menentukan biaya pemeliharaan jembatan nasional.

5.3 DASAR-DASAR INSPEKSI JEMBATAN

Kualifikasi dan Tanggung Jawab Inspektur Jembatan

Tujuan utama inspeksi jembatan adalah untuk menjaga keselamatan publik, kepercayaan, dan investasi pada jembatan. Memastikan keselamatan publik dan keputusan investasi membutuhkan inspeksi jembatan yang komprehensif. Untuk tujuan ini, seorang inspektur jembatan harus berpengetahuan tentang perilaku material dan struktural, desain

jembatan, dan praktik konstruksi tipikal. Selain itu, inspektur harus memiliki fisik yang kuat karena inspeksi terkadang memerlukan pendakian di medan yang kasar, curam, dan licin, bekerja di ketinggian, atau bekerja selama sehari-hari.

Beberapa tanggung jawab utama seorang inspektur jembatan adalah sebagai berikut:

- Mengidentifikasi masalah kecil yang dapat diperbaiki sebelum berkembang menjadi perbaikan besar;
- Mengidentifikasi komponen jembatan yang memerlukan perbaikan untuk menghindari penggantian total;
- Mengidentifikasi kondisi yang tidak aman;
- Menyiapkan catatan inspeksi, dokumen, dan rekomendasi tindakan korektif yang akurat; dan
- Memberikan dukungan program inspeksi jembatan.

Di Amerika Serikat, NBIS mensyaratkan seorang pemimpin lapangan untuk tim inspeksi jembatan jalan raya. Pemimpin tim lapangan haruslah seorang insinyur profesional atau inspektur jembatan bersertifikat negara bagian, atau inspektur jembatan Level III yang bersertifikat melalui National Institute for Certification of Engineering Technologies. Merupakan tanggung jawab pemimpin tim inspeksi untuk menentukan kemampuan masing-masing anggota tim dan mendelegasikan tanggung jawab mereka sesuai dengan kemampuan tersebut. Selain itu, ketua tim bertanggung jawab atas keselamatan tim inspeksi dan menetapkan frekuensi inspeksi jembatan.

Frekuensi Inspeksi

NBIS mensyaratkan bahwa setiap jembatan yang dibuka untuk umum harus diperiksa secara berkala dengan interval tidak melebihi 2 tahun. Komponen bawah air yang tidak dapat dievaluasi secara visual selama periode aliran rendah atau diperiksa dengan meraba kondisi fisiknya harus diperiksa dengan interval tidak melebihi 5 tahun.

Frekuensi, cakupan, dan kedalaman inspeksi jembatan umumnya bergantung pada beberapa parameter seperti usia, karakteristik lalu lintas, kondisi pemeliharaan, detail yang rentan terhadap kelelahan, tingkat pemasangan rambu batas berat, dan kekurangan yang diketahui. Pemilik jembatan dapat menetapkan frekuensi inspeksi spesifik berdasarkan faktor-faktor di atas.

Alat untuk Inspeksi

Untuk melakukan inspeksi yang akurat dan komprehensif, alat yang tepat harus tersedia. Minimal, seorang inspektur perlu memiliki pita ukur saku 2 m (6 kaki), pita ukur 30 m (100 kaki), palu pahat, pengikis, obeng pipih, pisau saku, sikat kawat, krayon penanda lapangan, senter, bandul, teropong, termometer, sabuk perkakas dengan kantong perkakas, dan tas jinjing. Alat-alat berguna lainnya adalah sekop, jangka sorong atau jangka rahang, kaca pembesar dengan lampu, cermin inspeksi, penetran pewarna, level tukang kayu 1 m (4 kaki), pengukur retak optik, pengukur lapisan cat, dan kotak P3K. Alat inspeksi khusus tambahan adalah peralatan survei, pengujian non-destruktif, dan peralatan inspeksi bawah air.

Inspeksi jembatan memunculkan beberapa tantangan unik bagi inspektur jembatan. Salah satu tantangan bagi inspektur adalah aksesibilitas komponen jembatan. Sebagian besar

jembatan yang lebih kecil dapat diakses dari bawah tanpa banyak usaha, tetapi jembatan yang lebih besar membutuhkan bantuan peralatan dan kendaraan akses. Peralatan akses umum adalah tangga, tali-temali, perahu atau tongkang, pelampung, dan perancah.

Kendaraan akses umum adalah lift manusia, snooper, keranjang udara, dan alat pelindung lalu lintas. Jika memungkinkan, disarankan untuk mengakses jembatan dari bawah karena ini menghilangkan kebutuhan akan pengendalian lalu lintas di jembatan. Pengaturan lalu lintas dapat menimbulkan beberapa masalah, seperti ketidaknyamanan bagi masyarakat, biaya inspeksi, dan keselamatan masyarakat serta inspektur.

Keselamatan Selama Inspeksi

Selama inspeksi jembatan, keselamatan inspektur dan masyarakat yang menggunakan jembatan atau melewati bawah jembatan harus diutamakan. Kecelakaan apa pun dapat menyebabkan rasa sakit, penderitaan, cacat permanen, kesulitan keluarga, dan bahkan kematian. Oleh karena itu, selama inspeksi, inspektur didorong untuk mengikuti pedoman keselamatan standar dengan ketat.

Ketua tim inspeksi bertanggung jawab untuk menciptakan lingkungan yang aman bagi inspektur dan masyarakat. Inspektur selalu didorong untuk bekerja berpasangan. Minimal, inspektur harus mengenakan rompi keselamatan, helm pengaman, sarung tangan kerja, sepatu bot berujung baja, kemeja lengan panjang, dan celana panjang untuk memastikan keselamatan pribadi mereka. Peralatan keselamatan lainnya adalah kacamata keselamatan, jaket pelampung, respirator, sarung tangan, dan sabuk pengaman. Beberapa perlengkapan keselamatan lainnya termasuk walkie-talkie, detektor karbon monoksida, dan radio genggam.

Pakaian lapangan harus sesuai dengan iklim dan lingkungan lokasi inspeksi. Saat bekerja di area berhutan, pakaian yang sesuai harus dikenakan untuk melindungi dari tanaman beracun, ular, dan kutu pembawa penyakit. Inspektur juga harus selalu waspada terhadap potensi lingkungan berbahaya di sekitar lokasi inspeksi. Saat memasuki ruang tertutup di dalam kotak jembatan, udara perlu diperiksa keberadaan oksigen dan gas beracun atau mudah meledak. Selain itu, perlu berhati-hati saat menggunakan tangga dan jalan setapak yang ada karena anak tangga mungkin berkarat atau patah. Saat menggunakan kendaraan akses seperti snooper, boom, atau rigging, penggunaan peralatan ini yang aman harus ditinjau sebelum pekerjaan dimulai.

Laporan Inspeksi

Laporan inspeksi diperlukan untuk membuat dan memelihara arsip riwayat jembatan. Laporan ini berguna dalam mengidentifikasi dan menilai kebutuhan perbaikan dan pemeliharaan jembatan. NBIS mensyaratkan bahwa temuan dan hasil inspeksi jembatan dicatat pada formulir inspeksi standar. Catatan lapangan aktual dan kondisi numerik serta peringkat penilaian harus disertakan dalam formulir inspeksi standar. Penting juga untuk menyadari bahwa laporan inspeksi ini adalah dokumen hukum dan dapat digunakan dalam litigasi di masa mendatang.

Deskripsi dalam laporan inspeksi harus spesifik, detail, kuantitatif, dan lengkap. Deskripsi naratif tentang semua tanda kerusakan, kegagalan, atau cacat dengan akurasi yang cukup harus dicatat sehingga inspektur lain dapat membandingkan kondisi atau tingkat

kerusakan di masa mendatang. Salah satu contoh deskripsi yang buruk adalah, “Dek dalam kondisi buruk.”

Deskripsi yang lebih baik adalah, “Dek dalam kondisi buruk dengan beberapa retakan sedang hingga besar dan banyak pengelupasan.” Tingkat keseriusan dan jumlah semua kekurangan harus dinyatakan dengan jelas dalam laporan inspeksi. Selain temuan inspeksi tentang berbagai komponen jembatan, hal-hal penting lain yang harus disertakan dalam laporan adalah pembatasan beban, kecepatan, atau lalu lintas di jembatan; beban yang tidak biasa; tanda air tinggi; diagram jarak bebas; profil saluran; dan pekerjaan atau perbaikan yang dilakukan pada jembatan sejak inspeksi terakhir.

Ketika beberapa pekerjaan perbaikan atau pemeliharaan mengubah dimensi struktur, dimensi baru harus diperoleh dan dilaporkan. Jika rencana struktur tidak ada dalam file riwayat, mungkin perlu untuk menyiapkan rencana menggunakan pengukuran lapangan. Pengukuran ini nantinya akan digunakan untuk melakukan analisis peringkat struktur. Foto dan sketsa adalah cara paling efektif untuk menggambarkan cacat atau kondisi elemen struktural. Oleh karena itu, disarankan untuk menyertakan sketsa dan/atau foto untuk menggambarkan atau mengilustrasikan cacat pada elemen struktural. Setidaknya dua foto untuk setiap jembatan untuk arsip disarankan.

Tips lain tentang foto adalah:

- Tempatkan beberapa item yang mudah dikenali yang memungkinkan penilai untuk memvisualisasikan skala detail;
- Sertakan unting-unting untuk menunjukkan garis vertikal; dan
- Sertakan detail di sekitarnya sehingga seseorang dapat menghubungkan detail lain dengan detail spesifik tersebut.

Setelah memeriksa jembatan, inspektur harus sampai pada kesimpulan yang masuk akal. Ketika inspektur tidak dapat menafsirkan temuan inspeksi dan menentukan penyebab temuan spesifik (cacat), saran dari personel yang lebih berpengalaman harus dicari. Berdasarkan kesimpulan tersebut, inspektur mungkin perlu membuat rekomendasi praktis untuk memperbaiki atau mencegah kerusakan atau kekurangan jembatan. Semua instruksi untuk pekerjaan pemeliharaan, analisis tegangan, pemasangan rambu, inspeksi lebih lanjut, dan perbaikan harus disertakan dalam rekomendasi. Setiap kali rekomendasi meminta perbaikan jembatan, inspektur harus dengan cermat menjelaskan jenis perbaikan, cakupan pekerjaan, dan perkiraan jumlah material.

5.4 PEDOMAN INSPEKSI

Anggota Kayu

Kerusakan umum pada anggota kayu disebabkan oleh jamur, parasit, dan serangan kimia. Kerusakan kayu juga dapat disebabkan oleh kebakaran, benturan atau tabrakan, abrasi atau keausan mekanis, tegangan berlebihan, dan pelapukan atau pembengkakan.

Anggota kayu dapat diperiksa baik secara visual maupun fisik. Pemeriksaan visual dapat mendeteksi hal-hal berikut: pembusukan jamur, kerusakan akibat parasit, defleksi berlebihan, retakan, belahan, keretakan, dan sambungan yang longgar. Setelah kerusakan terdeteksi

secara visual, inspektur harus menyelidiki tingkat setiap kerusakan dan mendokumentasikannya dengan benar dalam laporan inspeksi. Kerusakan kayu juga dapat dideteksi menggunakan metode pendeteksian suara — metode pengujian non-destruktif.

Mengetuk permukaan luar bagian kayu dengan palu akan mendeteksi area berongga, yang menunjukkan pembusukan internal. Tersedia beberapa teknik non-destruktif dan destruktif tingkat lanjut. Dua pengujian destruktif yang umum digunakan adalah pengeboran dan pemeriksaan. Dan, dua pengujian non-destruktif adalah Pol-Tek dan pengujian ultrasonik. Metode Pol-Tek digunakan untuk mendeteksi daerah dengan kepadatan rendah dan pengujian ultrasonik digunakan untuk mengukur ukuran retak dan cacat.

Elemen Beton

Cacat umum pada elemen beton meliputi retak, pengelupasan, delaminasi, spalling, efflorescence, popout, keausan atau abrasi, kerusakan akibat benturan, erosi, dan kelebihan beban. Deskripsi singkat tentang kerusakan umum diberikan pada bagian ini. Retak pada beton biasanya cukup besar untuk dilihat dengan mata telanjang, tetapi disarankan untuk menggunakan alat pengukur retak untuk mengukur dan mengklasifikasikan retakan. Retak diklasifikasikan sebagai retak halus, sedang, atau lebar. Retak halus tidak dapat diukur dengan cara sederhana seperti penggaris saku, tetapi cara sederhana dapat digunakan untuk retak sedang dan lebar. Retak halus biasanya tidak signifikan terhadap kapasitas struktur, tetapi disarankan untuk mendokumentasikannya.

Retak sedang dan lebar signifikan terhadap kapasitas struktural dan harus dicatat dan dipantau dalam laporan inspeksi. Retak juga dapat dikelompokkan menjadi dua jenis: retak struktural dan retak non-struktural. Retak struktural disebabkan oleh tegangan beban mati dan beban hidup. Retak struktural membutuhkan perhatian segera, karena memengaruhi keselamatan jembatan. Retakan nonstruktural biasanya disebabkan oleh ekspansi dan penyusutan termal beton. Retakan ini tidak signifikan terhadap kapasitas, tetapi dapat menyebabkan masalah perawatan yang serius. Misalnya, retakan termal pada permukaan dek dapat memungkinkan air masuk ke dalam beton dek dan menyebabkan korosi pada baja tulangan.

Pengelupasan adalah hilangnya mortar dan agregat permukaan secara bertahap dan terus-menerus di suatu area. Pengelupasan diklasifikasikan menjadi empat kategori: ringan, sedang, berat, dan parah. Delaminasi terjadi ketika lapisan beton terpisah pada atau di dekat lapisan atas atau terluar baja tulangan. Penyebab utama delaminasi adalah ekspansi atau korosi baja tulangan karena masuknya klorida atau garam. Area yang mengalami delaminasi mengeluarkan suara hampa ketika diketuk dengan palu. Ketika area yang mengalami delaminasi benar-benar terpisah dari elemen, akan terbentuk cekungan yang kira-kira berbentuk lingkaran atau oval, yang disebut spall, pada beton.

Inspeksi beton harus mencakup pemeriksaan visual dan fisik. Dua kerusakan utama yang dicatat oleh inspeksi visual adalah retakan dan noda karat. Inspektur harus menyadari bahwa tidak semua retakan memiliki tingkat kepentingan yang sama. Misalnya, retakan pada balok beton prategang, yang memungkinkan air masuk ke dalam balok, jauh lebih serius daripada retakan vertikal di dinding belakang. Noda karat pada elemen beton merupakan salah

satu tanda korosi baja tulangan pada elemen beton. Baja tulangan yang berkorosi menyebabkan hilangnya kekuatan beton karena pengurangan penampang baja tulangan, dan hilangnya ikatan antara beton dan baja tulangan. Panjang, arah, lokasi, dan luas retakan dan noda karat harus diukur dan dilaporkan dalam catatan inspeksi.

Beberapa jenis pemeriksaan fisik yang umum adalah penabuhan dengan palu dan penarikan rantai. Penabuhan dengan palu digunakan untuk mendeteksi area beton yang tidak sehat dan biasanya digunakan untuk mendeteksi delaminasi. Mengetuk permukaan elemen beton dengan palu menghasilkan suara resonansi yang dapat digunakan untuk menunjukkan integritas beton. Area delaminasi dapat ditentukan dengan mendengarkan suara berongga. Metode penabuhan dengan palu tidak praktis untuk evaluasi area permukaan yang lebih besar. Untuk area permukaan yang lebih besar, penarikan rantai dapat digunakan untuk mengevaluasi integritas beton dengan akurasi yang wajar. Survei penarikan rantai pada dek tidak sepenuhnya akurat, tetapi cepat dan murah.

Tersedia teknik canggih lainnya — destruktif dan non-destruktif — untuk inspeksi beton. Pengambilan sampel inti adalah salah satu teknik destruktif inspeksi beton. Beberapa teknik inspeksi non-destruktif adalah:

- Mesin deteksi delaminasi untuk mengidentifikasi permukaan dek yang mengalami delaminasi;
- Elektroda tembaga sulfat, metode nuklir untuk menentukan aktivitas korosi;
- Radar penembus tanah, termografi inframerah untuk mendeteksi kerusakan dek;
- Pachometer untuk menentukan posisi tulangan; dan
- Metode pantulan dan penetrasi untuk memprediksi kekuatan beton.

Anggota Baja dan Besi

Cacat umum pada anggota baja dan besi meliputi korosi, retak, kerusakan akibat benturan, dan tegangan berlebih. Retak biasanya dimulai pada detail sambungan, pada ujung las, atau pada lokasi yang berkorosi pada suatu anggota dan kemudian menyebar melintasi penampang hingga anggota tersebut patah. Karena semua retakan dapat menyebabkan kegagalan, inspektur jembatan perlu memeriksa setiap lokasi retakan potensial ini dengan cermat. Kotoran dan serpihan biasanya terbentuk di permukaan baja dan menutupi cacat pada permukaan baja dari pandangan mata telanjang. Oleh karena itu, inspektur harus membersihkan semua kotoran dan serpihan dari permukaan logam, terutama dari permukaan detail yang kritis terhadap patahan, selama inspeksi cacat.

Jenis kerusakan baja yang paling mudah dikenali adalah korosi. Penyebab, lokasi, dan luas korosi perlu dicatat. Informasi ini dapat digunakan untuk analisis peringkat anggota dan untuk mengambil tindakan pencegahan guna meminimalkan kerusakan lebih lanjut. Kehilangan penampang akibat korosi dapat dilaporkan sebagai persentase dari penampang asli suatu komponen. Kehilangan penampang akibat korosi dihitung dengan mengalikan lebar elemen dan kedalaman cacat. Kedalaman cacat dapat diukur menggunakan penggaris lurus atau jangka sorong.

Salah satu jenis kerusakan penting pada elemen baja adalah retak kelelahan. Retak kelelahan berkembang pada struktur jembatan karena pembebanan berulang. Karena jenis

retak ini dapat menyebabkan kegagalan mendadak dan dahsyat, inspektur jembatan harus mengidentifikasi detail yang rentan terhadap kelelahan dan harus melakukan inspeksi menyeluruh pada detail tersebut. Untuk struktur yang dicat, retakan pada cat yang disertai dengan noda karat menunjukkan kemungkinan adanya retak kelelahan. Jika retak dicurigai, area tersebut harus dibersihkan dan diperiksa secara visual dari dekat. Selain itu, pengujian lebih lanjut seperti penetrasi pewarna dapat dilakukan untuk mengidentifikasi retak dan menentukan luasnya. Jika retak kelelahan ditemukan, inspeksi semua detail kelelahan serupa direkomendasikan.

Jenis kerusakan lain dapat terjadi karena tegangan berlebih, tabrakan kendaraan, dan kebakaran. Gejala kerusakan akibat tegangan berlebih adalah pemanjangan inelastis (pelelehan) atau penurunan penampang (penyempitan) pada elemen tarik, dan tekuk pada elemen tekan. Penyebab tegangan berlebih harus diselidiki. Tegangan berlebih pada suatu elemen dapat disebabkan oleh beberapa faktor seperti hilangnya aksi komposit, hilangnya penguat, hilangnya jalur pembawa beban yang tepat, dan kegagalan atau penurunan detail bantalan.

Kerusakan akibat tabrakan kendaraan meliputi hilangnya penampang, retak, dan distorsi bentuk. Jenis kerusakan ini harus didokumentasikan dengan cermat dan proses perbaikan harus dimulai. Hingga pekerjaan perbaikan selesai, pembatasan lalu lintas kendaraan berdasarkan hasil analisis peringkat direkomendasikan. Mirip dengan elemen kayu dan beton, terdapat teknik destruktif dan non-destruktif canggih yang tersedia untuk inspeksi baja. Beberapa teknik non-destruktif yang digunakan pada jembatan baja adalah:

- Pengujian emisi akustik untuk mengidentifikasi retakan yang tumbuh;
- Tomografi komputer untuk menampilkan cacat internal;
- Penetrasi pewarna untuk menentukan ukuran cacat permukaan; dan
- Pengujian ultrasonik untuk mendeteksi retakan pada elemen datar dan halus.

Elemen Kritis Fraktur

Elemen kritis fraktur (FCM) atau komponen elemen didefinisikan sebagai komponen tarik dari elemen yang kegagalannya diperkirakan akan mengakibatkan runtuhnya sebagian jembatan atau seluruh jembatan. Jembatan baja redundan yang memiliki beberapa mekanisme penahan beban jarang dikategorikan sebagai jembatan kritis fraktur.

Karena kegagalan untuk menemukan cacat pada FCM tepat waktu dapat menyebabkan kegagalan katastrofik jembatan, penting untuk memastikan bahwa FCM diperiksa secara menyeluruh. Keterlibatan langsung pemimpin tim diperlukan untuk mempertahankan tingkat inspeksi yang tepat dan untuk melakukan pemeriksaan independen terhadap penilaian kondisi. Selain itu, waktu yang cukup untuk melakukan inspeksi menyeluruh harus dialokasikan oleh pemimpin tim. Masalah serius pada FCM harus segera ditangani dengan membatasi lalu lintas di jembatan dan memperbaiki cacat di bawah kontrak darurat. Masalah yang kurang serius yang memerlukan perbaikan atau modifikasi sebaiknya dimasukkan ke dalam pekerjaan perbaikan terprogram agar dapat dimasukkan ke dalam jadwal pemeliharaan.

Inspektur jembatan perlu mengidentifikasi FCM (Fracture Critical Members/Titik Kritis Fraktur) menggunakan pedoman yang diberikan dalam Inspeksi Anggota Jembatan Kritis

Fraktur. Terdapat beberapa lokasi kritis fraktur yang rentan pada jembatan. Beberapa lokasi yang jelas adalah las lapangan, las tidak seragam, las dengan profil yang tidak biasa, dan las terputus-putus di sepanjang girder. Lokasi lain yang mungkin adalah titik terminasi pelat sisipan, sambungan balok lantai ke girder, pelat sambungan diafragma, penguat web, area yang rentan terhadap korosi, lokasi las yang berpotongan, perubahan mendadak pada penampang, dan bagian yang dipotong. Deskripsi rinci dari setiap detail kritis fraktur ini tercantum dalam Inspeksi Anggota Jembatan Kritis Fraktur.

Setelah FCM diidentifikasi dalam struktur jembatan, informasi seperti lokasi, komponen anggota, kemungkinan kerusakan akibat kelelahan atau korosi, perlu dikumpulkan. Informasi yang dikumpulkan pada anggota tersebut harus menjadi catatan permanen dan kondisi anggota harus diperbarui pada setiap inspeksi berikutnya. FCM dapat diperiksa baik secara visual maupun fisik. Selama inspeksi visual, inspektur melakukan inspeksi langsung dari dekat menggunakan alat-alat standar yang mudah didapat. Selama pemeriksaan fisik, inspektur menggunakan metode pengujian non-destruktif yang paling canggih. Beberapa FCM mungkin memiliki detail yang rentan terhadap retak kelelahan dan yang lainnya mungkin dalam kondisi buruk karena korosi.

Jembatan yang Rentan terhadap Erosi

Jembatan yang membentang di atas perairan, terutama sungai dan aliran air, terkadang menimbulkan tantangan pemeliharaan yang besar. Jembatan-jembatan ini rentan terhadap erosi dasar sungai. Ketika elevasi dasar sungai yang tererosi turun di bawah bagian atas pondasi, jembatan tersebut disebut sebagai jembatan yang rentan terhadap erosi.

Sungai, baik kecil maupun besar, dapat secara signifikan mengubah ukurannya selama masa pakai jembatan. Dasar sungai dapat diubah dengan beberapa cara dan dengan demikian membahayakan stabilitas jembatan. Beberapa jenis perubahan dasar sungai yang mungkin terjadi adalah erosi, pembukaan hidrolis, ketidaksejajaran saluran, dan erosi tebing. Erosi di sekitar struktur bawah jembatan menimbulkan potensi masalah stabilitas struktural. Erosi pada jembatan bergantung pada fitur hidrolis di hulu dan hilir, sedimen dasar sungai, profil penampang struktur bawah, vegetasi garis pantai, kecepatan aliran, dan potensi puing-puing. Estimasi kedalaman erosi keseluruhan akan digunakan untuk mengidentifikasi jembatan yang rawan erosi dan jembatan yang rentan terhadap erosi. Panduan untuk proses evaluasi gerusan disediakan dalam Evaluasi Gerusan di Jembatan.

Proses evaluasi gerusan yang umum terdiri dari dua fase: fase inventarisasi dan fase evaluasi. Tujuan utama fase inventarisasi adalah untuk mengidentifikasi jembatan-jembatan yang rentan terhadap gerusan (jembatan rawan gerusan). Evaluasi selama fase ini dilakukan dengan menggunakan catatan jembatan yang tersedia, catatan inspeksi, sejarah jembatan, lokasi aliran sungai asli, bukti gerusan, pengendapan puing, geologi, dan stabilitas umum dasar sungai. Setelah jembatan rawan gerusan diidentifikasi, fase evaluasi perlu dilakukan. Fase evaluasi gerusan membutuhkan tinjauan lapangan mendalam untuk menghasilkan data untuk estimasi hidraulika dan kedalaman gerusan.

Prosedur estimasi gerusan diuraikan dalam Evaluasi Gerusan di Jembatan. Kedalaman gerusan kemudian dibandingkan dengan kondisi pondasi yang ada. Ketika kedalaman gerusan

berada di atas bagian atas pondasi, jembatan tidak memerlukan tindakan apa pun. Namun, jika kedalaman gerusan berada dalam batas pondasi atau tiang pancang, analisis stabilitas struktural diperlukan. Jika kedalaman gerusan berada di bawah ujung tiang pancang atau dasar pondasi bentang, pemantauan jembatan diperlukan. Hasil yang diperoleh dari proses evaluasi gerusan ini dimasukkan ke dalam inventaris jembatan.

Komponen Bawah Air

Komponen bawah air sebagian besar merupakan anggota substruktur. Karena aksesibilitas anggota ini sulit, peralatan khusus diperlukan untuk memeriksa komponen bawah air ini. Selain itu, visibilitas selama inspeksi bawah air umumnya buruk, dan oleh karena itu inspeksi menyeluruh terhadap anggota tidak akan mungkin dilakukan. Inspeksi bawah air diklasifikasikan sebagai visual (Level 1), detail (Level 2), dan komprehensif (Level 3) untuk menentukan tingkat upaya inspeksi. Detail dari berbagai tingkat inspeksi ini dibahas dalam Manual untuk Inspeksi Pemeliharaan Jembatan dan Evaluasi Erosi pada Jembatan.

Komponen struktur baja bawah air rentan terhadap korosi, terutama di zona air rendah hingga tinggi. Beberapa cacat yang diamati pada tiang kayu bawah air adalah retak, pembusukan atau pelapukan, penggerek laut, pembusukan kayu pada sambungan, dan korosi pada konektor. Penting untuk menyadari bahwa tiang kayu mungkin tampak baik di bagian luar tetapi rusak parah di bagian dalamnya. Beberapa cacat yang paling umum pada tiang beton bawah air adalah retak, pengelupasan, tulangan yang terbuka, serangan sulfat, rongga, dan pengelupasan lapisan. Ketika retak, pengelupasan, dan tulangan yang terbuka terdeteksi, analisis struktural mungkin diperlukan untuk memastikan keamanan jembatan.

Dek

Bahan-bahan yang biasanya digunakan dalam struktur jembatan adalah beton, kayu, dan baja. Bagian ini membahas beberapa cacat yang terkait dengan masing-masing bahan ini. Pada bagian ini, kerusakan yang paling mungkin terjadi pada dek jembatan dibahas. Cacat umum pada dek baja adalah lasan yang retak, pengencang yang patah, korosi, dan sambungan yang putus. Dalam sistem lantai baja bergelombang, kehilangan bagian akibat korosi dapat memengaruhi kapasitas daya dukung dek dan dengan demikian jumlah sebenarnya dari bahan yang tersisa perlu dievaluasi dan didokumentasikan.

Cacat umum pada dek kayu adalah hancurnya dek kayu pada sistem lantai pendukung, kerusakan lentur seperti pecah, melorot, dan retak di area tegangan, dan pembusukan dek akibat organisme biologis, terutama di area yang terpapar drainase. Cacat umum pada dek beton adalah keausan, pengelupasan, delaminasi, pengelupasan, retakan lentur memanjang, retakan lentur melintang di daerah momen negatif, korosi tulangan dek, retakan akibat agregat reaktif, dan kerusakan akibat kontaminasi kimia. Pentingnya retakan bervariasi tergantung pada jenis dek beton. Retakan besar hingga sedang pada dek non-komposit mungkin tidak memengaruhi kapasitas daya dukung beban anggota penahan beban utama. Di sisi lain, beberapa retakan pada dek komposit akan memengaruhi kapasitas struktural. Dengan demikian, seorang inspektur harus mampu mengidentifikasi fungsi dek saat memeriksanya.

Terkadang lapisan beton aspal (AC) akan ditempatkan untuk memberikan permukaan jalan dan permukaan yang aus. Diperlukan perhatian ekstra selama inspeksi, karena lapisan AC

menghalangi kemampuan inspektur untuk memeriksa permukaan atas dek secara visual untuk melihat kerusakan.

Segel Sambungan

Kerusakan pada segel sambungan disebabkan oleh benturan kendaraan, suhu ekstrem, dan penumpukan kotoran dan puing-puing. Kerusakan akibat puing-puing dan kendaraan seperti bajak salju dapat menyebabkan segel sambungan robek, terlepas dari jangkar, atau terlepas sama sekali. Kerusakan akibat suhu ekstrem dapat memutus ikatan antara segel sambungan dan dek dan akibatnya menyebabkan segel sambungan terlepas sama sekali.

Fungsi utama sambungan dek adalah untuk mengakomodasi pemuaian dan penyusutan struktur atas jembatan. Sambungan dek ini juga memberikan transisi yang mulus dari jalan pendekatan ke dek jembatan. Sambungan dek ditempatkan pada engsel antara dua dek struktur yang berdekatan, dan antara bagian dek dan dinding belakang abutmen.

Segel sambungan yang digunakan dalam industri jembatan dapat dibagi menjadi dua kelompok: sambungan terbuka dan sambungan tertutup. Sambungan terbuka memungkinkan air dan puing-puing melewati sambungan. Air yang menetes melalui sambungan terbuka biasanya merusak detail bantalan. Sambungan tertutup tidak memungkinkan air dan kotoran melewatinya. Beberapa jenis sambungan tertutup adalah sambungan kompresi, sambungan tuang, sambungan pelat geser, sambungan papan, sambungan lembaran, dan sambungan strip.

Dalam kasus sambungan tertutup, kerusakan pada material sambungan akan menyebabkan air menetes ke dudukan bantalan dan akibatnya merusak bantalan. Akumulasi kotoran dan puing-puing dapat mencegah ekspansi dan kontraksi termal normal, yang pada gilirannya dapat menyebabkan retak pada dek, dinding belakang, atau keduanya. Retak pada dek dapat memengaruhi kualitas perjalanan jembatan, dapat menghasilkan beban benturan yang lebih besar dari kendaraan, dan dapat mengurangi kapasitas daya dukung beban hidup jembatan.

Bantalan

Bantalan yang digunakan dalam struktur jembatan dapat dikategorikan menjadi dua kelompok: logam dan elastomer. Bantalan logam terkadang menjadi tidak berfungsi (kadang-kadang disebut sebagai "beku") karena korosi, pengikatan mekanis, penumpukan puing, atau gangguan lainnya. Bantalan beku dapat mengakibatkan pembengkokan, tekuk, dan ketidaksejajaran anggota. Jenis kerusakan lainnya adalah pengencang yang hilang, lasan yang retak, korosi pada permukaan geser, pelat dasar hanya bertumpu pada sebagian pelat pasangan bata, dan pengikatan kunci geser lateral.

Kerusakan pada bantalan elastomer adalah pembengkakan yang berlebihan, pecah atau sobek, geser, dan kegagalan ikatan antara pelat dasar dan pelat pasangan bata. Pembengkakan yang berlebihan menunjukkan bahwa bantalan mungkin terlalu tinggi. Ketika bantalan berada di bawah tekanan berlebihan untuk jangka waktu yang lama, bantalan akan mengalami kegagalan geser. Inspektur perlu menilai kondisi pasti dari detail bantalan dan merekomendasikan tindakan korektif yang memungkinkan detail bantalan berfungsi dengan

baik. Karena kerusakan pada bantalan akan memengaruhi komponen struktural lainnya seiring waktu, perbaikan kerusakan bantalan perlu dipertimbangkan sebagai tindakan pencegahan.

5.5 DASAR-DASAR PENILAIAN JEMBATAN

Pendahuluan

Setelah jembatan dibangun, jembatan tersebut menjadi milik pemilik atau instansi. Evaluasi atau penilaian jembatan yang ada merupakan kegiatan berkelanjutan dari instansi untuk memastikan keselamatan publik. Evaluasi tersebut memberikan informasi yang diperlukan untuk memperbaiki, merehabilitasi, memasang rambu, menutup, atau mengganti jembatan yang ada.

Di Amerika Serikat, karena jembatan jalan raya dirancang untuk kendaraan desain AASHTO, sebagian besar insinyur AS cenderung percaya bahwa jembatan tersebut akan memiliki kapasitas yang memadai untuk menangani lalu lintas aktual saat ini. Keyakinan ini umumnya benar jika jembatan dibangun dan dipelihara seperti yang ditunjukkan dalam rencana desain. Namun, perubahan beberapa detail selama fase konstruksi, kegagalan untuk mencapai kekuatan beton yang direkomendasikan, penurunan pondasi yang tidak terduga setelah konstruksi, dan kerusakan yang tidak terduga pada suatu elemen dapat memengaruhi kapasitas jembatan.

Selain itu, jembatan lama mungkin telah dirancang untuk kendaraan yang lebih ringan daripada yang digunakan saat ini, atau kode desain yang berbeda. Selain itu, kapasitas daya dukung beban hidup struktur jembatan mungkin telah berubah akibat kerusakan, kerusakan pada elemen-elemennya, penuaan, penambahan beban mati, penurunan tiang penyangga, atau modifikasi pada elemen struktural.

Terkadang, suatu industri ingin mengangkut mesin berat mereka dari satu lokasi ke lokasi lain. Kendaraan-kendaraan ini akan memiliki berat yang jauh lebih besar daripada kendaraan desain dan oleh karena itu pemilik jembatan mungkin perlu menentukan kapasitas daya dukung beban hidup jembatan saat ini. Pada bagian-bagian berikut, penetapan kapasitas daya dukung beban hidup dan peringkat jembatan akan dibahas.

Prinsip Peringkat

Secara umum, resistensi elemen struktural (R) harus lebih besar daripada permintaan (Q) sebagai berikut:

$$R \geq Q_d + Q_i + \sum_i Q_i \quad (5.1)$$

di mana Q_d adalah efek beban mati, Q_i adalah efek beban hidup, dan Q_i adalah efek beban i . Persamaan (5.1) berlaku untuk desain maupun evaluasi. Dalam proses evaluasi jembatan, beban hidup maksimum yang diizinkan perlu ditentukan. Setelah menyusun ulang persamaan di atas, beban hidup maksimum yang diizinkan akan menjadi

$$Q_l \leq R - \left(Q_d + \sum_i Q_i \right) \quad (5.2)$$

Insinyur pemeliharaan selalu mempertanyakan apakah kendaraan bermuatan penuh (kendaraan penentu kapasitas) dapat diizinkan di jembatan dan, jika tidak, berapa bagian dari kendaraan penentu kapasitas yang dapat diizinkan di jembatan. Bagian dari kendaraan penentu kapasitas akan ditentukan oleh rasio antara kapasitas yang tersedia untuk efek beban hidup dan efek dari kendaraan penentu kapasitas tersebut. Rasio ini disebut faktor penentu kapasitas (RF).

$$RF = \frac{\text{Kapasitas yang tersedia untuk efek beban hidup}}{\text{Menilai kebutuhan beban kendaraan}} = \frac{R - (Q_d + \sum_i Q_i)}{Q_i} \quad (5.3)$$

Ketika faktor rating sama dengan atau melebihi satu, jembatan mampu menahan beban kendaraan rating. Sebaliknya, ketika faktor rating kurang dari satu, jembatan mungkin mengalami tegangan berlebih saat menahan beban kendaraan rating.

Kapasitas suatu elemen biasanya tidak bergantung pada permintaan beban hidup. Dengan demikian, Persamaan (5.3) umumnya merupakan ekspresi linier. Namun, ada kasus di mana kapasitas suatu elemen bergantung pada gaya beban hidup. Misalnya, kapasitas momen yang tersedia bergantung pada total beban aksial pada elemen lentur biaxial. Pada elemen yang dibebani biaxial, Persamaan (5.3) akan menjadi ekspresi orde kedua.

Beban termal, angin, dan hidrolik dapat diabaikan dalam proses evaluasi karena kemungkinan terjadinya nilai ekstrem selama pembebanan beban hidup yang relatif singkat kecil. Dengan demikian, efek beban mati dan beban hidup adalah satu-satunya dua beban yang dipertimbangkan dalam proses evaluasi.

Filosofi Rating

Selama proses evaluasi struktur, lokasi dan jenis mode kegagalan kritis diidentifikasi terlebih dahulu; Persamaan (5.3). (5.3) kemudian diselesaikan untuk setiap potensi kegagalan ini. Meskipun konsep evaluasinya sama, hubungan matematis dari persamaan dasar ini untuk desain tegangan yang diizinkan (ASD), desain faktor beban (LFD), dan desain faktor beban dan resistensi (LRFD) berbeda.

Karena efek resistensi dan beban tidak pernah dapat ditetapkan dengan pasti, para insinyur menggunakan faktor keamanan untuk memberikan jaminan yang memadai terhadap kegagalan. ASD mencakup faktor keamanan dalam bentuk tegangan yang diizinkan dari material. LFD mempertimbangkan faktor keamanan dalam bentuk faktor beban untuk memperhitungkan ketidakpastian pembebanan dan faktor resistensi untuk memperhitungkan ketidakpastian respons struktural. LRFD memperlakukan faktor keamanan dalam bentuk faktor beban dan resistensi yang didasarkan pada probabilitas pembebanan dan resistensi. Untuk ASD, ekspresi faktor penilaian Persamaan (5.3) dapat ditulis sebagai

$$RF = \frac{R - (\sum D + \sum_i L_i(1 + I))}{L(1 + I)} \quad (5.4)$$

Untuk LFD, ekspresi faktor peringkat Persamaan (5.3) dapat ditulis sebagai

$$RF = \frac{\phi R_n - \sum \gamma_D D - \sum_{i=1}^n \gamma_{L_i} L_i(1 + I)}{\gamma_L L(1 + I)} \quad (5.5)$$

Untuk LRFD, ekspresi faktor peringkat Persamaan (5.3) dapat ditulis sebagai

$$RF = \frac{\phi R_n - \sum \gamma_D D - \sum_{i=1}^n \gamma_{L_i} L_i(1 + I)}{\gamma_L L(1 + I)} \quad (5.6)$$

di mana R adalah tegangan yang diizinkan untuk elemen struktur; ϕR_n adalah resistensi nominal; D adalah efek beban mati; L_i adalah efek beban hidup untuk beban i selain kendaraan penilai; L adalah efek beban hidup nominal dari kendaraan penilai; I adalah faktor dampak untuk efek beban hidup; γ_D , γ_{L_i} , dan γ_L masing-masing adalah faktor beban mati dan beban hidup.

Para peneliti saat ini sedang membahas metode LRFD, dan dengan demikian pendekatan LRFD mungkin akan direvisi dalam waktu dekat. Karena metode LRFD sedang dikembangkan saat ini, metode LRFD tidak dibahas lebih lanjut dalam bab ini. Untuk menggunakan persamaan di atas (Persamaan 5.4 hingga 5.6) dalam menentukan faktor penilai, seseorang perlu memperkirakan efek dari masing-masing kendaraan beban hidup. Efek dari masing-masing kendaraan beban hidup pada elemen struktur hanya dapat diperoleh dengan menganalisis jembatan menggunakan analisis tiga dimensi. Dengan demikian, memperoleh faktor penilai menggunakan ekspresi di atas sangat sulit dan memakan waktu.

Untuk menyederhanakan persamaan di atas, diasumsikan bahwa kendaraan dengan peringkat serupa akan menempati semua lajur yang memungkinkan untuk menghasilkan efek maksimum pada struktur. Asumsi ini memungkinkan kita untuk menggunakan pendekatan faktor distribusi beban hidup AASHTO untuk memperkirakan permintaan beban hidup dan menghilangkan kebutuhan akan analisis tiga dimensi. Dan persamaan faktor peringkat yang disederhanakan menjadi sebagai berikut:

$$\text{For ASD: } RF = \frac{R - D}{L(1 + I)} \quad (5.7)$$

$$\text{For LFD: } RF = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1 + I)} \quad (5.8)$$

$$\text{For LRFD: } RF = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1 + I)} \quad (5.9)$$

Dalam penurunan persamaan di atas (Persamaan 5.7 hingga 5.9), diasumsikan bahwa resistensi elemen tidak bergantung pada beban. Beberapa pengecualian terhadap asumsi ini adalah elemen balok-kolom dan balok dengan momen dan geser yang tinggi. Pada elemen balok-kolom, kapasitas aksial atau kapasitas momen bergantung pada momen yang diterapkan atau beban aksial yang diterapkan pada elemen tersebut. Dengan demikian, seiring dengan peningkatan gaya beban hidup pada elemen, kapasitas elemen akan menurun. Dengan kata lain, pembilang dari persamaan di atas (kapasitas beban hidup yang tersedia) akan menurun seiring dengan peningkatan beban hidup. Dengan demikian, faktor peringkat tidak lagi bernilai konstan, dan akan menjadi fungsi dari beban hidup.

Tingkat Peringkat

Terdapat dua tingkat peringkat untuk jembatan: inventaris dan operasional. Peringkat yang mencerminkan beban maksimum absolut yang diizinkan yang dapat ditanggung dengan aman oleh jembatan disebut peringkat operasional. Beban yang dapat ditanggung dengan aman oleh jembatan untuk jangka waktu yang tidak terbatas disebut peringkat inventaris.

Umur jembatan bergantung pada umur kelelahan atau batas kemampuan layanan material jembatan. Beban dan pelepasan beban yang lebih sering dapat memengaruhi umur kelelahan atau kemampuan layanan komponen jembatan dan dengan demikian umur jembatan. Oleh karena itu, untuk mempertahankan jembatan dalam jangka waktu yang tidak terbatas, kapasitas beban hidup yang tersedia untuk kendaraan yang sering lewat perlu diperkirakan pada saat layanan. Proses ini disebut sebagai penilaian inventaris.

Kendaraan yang kurang sering lewat mungkin tidak memengaruhi umur kelelahan atau kemampuan layanan jembatan, dan dengan demikian kapasitas beban hidup yang tersedia untuk kendaraan yang kurang sering lewat tidak perlu diperkirakan menggunakan kriteria kemampuan layanan. Selain itu, karena kendaraan yang kurang sering lewat tidak merusak struktur jembatan, struktur jembatan dapat diizinkan untuk menahan beban yang lebih tinggi. Proses ini disebut sebagai penilaian operasional.

Mode Kegagalan Struktural

Dalam pendekatan ASD, ketika sebagian dari elemen struktural mengalami tegangan melebihi tegangan yang diizinkan, struktur tersebut dianggap gagal. Selain itu, karena setiap bagian dari material elemen struktural tidak pernah mencapai titik lelehnya, defleksi atau getaran akan selalu terpenuhi. Dengan demikian, kemampuan layanan jembatan terjamin ketika metode tegangan izin digunakan untuk memeriksa elemen jembatan. Dengan kata lain, dalam pendekatan ASD, kriteria kemampuan layanan dan kekuatan terpenuhi secara otomatis. Inventarisasi dan tegangan izin operasi untuk berbagai jenis mode kegagalan diberikan dalam Manual AASHTO untuk Evaluasi Kondisi Jembatan 1994 (Manual Peringkat).

Dalam pendekatan LFD, kegagalan dapat terjadi pada dua kondisi batas yang berbeda: kemampuan layanan dan kekuatan. Ketika beban pada suatu elemen mencapai kapasitas maksimum elemen tersebut, struktur dianggap gagal pada kondisi batas kekuatan maksimumnya. Ketika struktur mencapai batas kemampuan layanan maksimum yang diizinkan, struktur dianggap gagal pada kondisi batas kemampuan layanannya. Dalam pendekatan LFD, terpenuhinya salah satu kondisi batas tidak secara otomatis menjamin

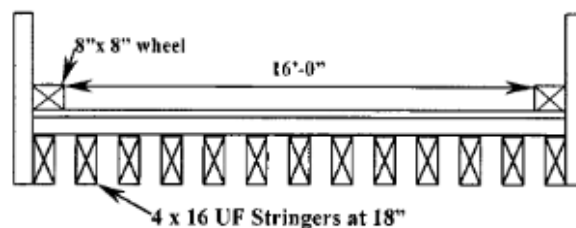
terpenuhinya kondisi batas lainnya. Dengan demikian, baik kriteria kemampuan layanan maupun kekuatan perlu diperiksa dalam metode LFD. Namun, ketika peringkat operasi diperkirakan, batas kemampuan layanan tidak perlu diperiksa.

5.6 CONTOH PENILAIAN STRUKTUR ATAS

Pada bagian ini, beberapa masalah diilustrasikan untuk menunjukkan prosedur penilaian jembatan. Dalam contoh berikut, Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya, edisi ke-16 disebut sebagai Spesifikasi Desain dan Manual AASHTO untuk Evaluasi Kondisi Jembatan 1994 disebut sebagai Manual Penilaian. Semua notasi yang digunakan dalam contoh ini didefinisikan dalam Spesifikasi Desain atau Manual Penilaian.

Jembatan Kayu dengan Penopang Sederhana

Diberikan, Penampang melintang tipikal jembatan kayu bentang sederhana sepanjang 16 kaki (4,88 m) ditunjukkan pada Gambar 5.1. Balok kayu $13,4 \times 16$ inci ($101,6 \times 406,4$ mm) ditempatkan dengan jarak 18 inci (457 mm). 4×12 inci



Gambar 5.1 Detail penampang melintang tipikal dari contoh jembatan kayu yang ditopang sederhana.

Papan kayu ($101,6 \times 305$ mm) digunakan sebagai dek. Kayu 8×8 inci (203×203 mm) digunakan sebagai pelindung roda. Rel pembatas (10 lb/ft atau $0,1$ N/mm) ditempatkan di kedua sisi jembatan. Lebar jalur lalu lintas jembatan adalah 16 kaki (4,88 m). Asumsikan bahwa tegangan yang diizinkan pada tingkat operasi adalah sebagai berikut: F_b untuk balok penyangga sebesar 1600 psi (11 MPa) dan F_v pada tingkat balok penyangga sebesar 115 psi (0,79 MPa).

Persyaratan

Tentukan faktor peringkat kritis untuk balok penyangga interior untuk kendaraan HS20 menggunakan pendekatan ASD.

Solusi

Untuk jembatan yang ditopang sederhana ini, lokasi kritis untuk peringkat adalah lokasi di mana geser dan momen lebih tinggi. Menurut Spesifikasi Desain Geser perlu diperiksa pada jarak (s) $3d$ atau $0,25L$ dari lokasi bantalan untuk beban hidup kendaraan; dengan demikian,

$$s = 3d = 3 \times 16 \text{ in.} \frac{1}{12} = 4.0 \text{ ft or}$$

$$= 0.25L = 0.25 \times 16 \text{ ft} = 4.0 \text{ ft. Thus, } s \text{ is taken as } 4.0 \text{ ft (1.22 m).}$$

Geser beban mati dan beban hidup maksimum akan terjadi pada titik ini dan oleh karena itu dalam perhitungan berikut, geser diperkirakan pada lokasi kritis ini.

1. Perhitungan Beban Mati

$$\text{Berat sendiri dari balok penopang} = 0.05 \times 4 \times 16 \times \frac{1}{144} = 0.022 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$\text{Berat dek (menggunakan luas penampang)} = 1.5 \times 4 \times 12 \times \frac{1}{144} \times 0.05 = 0.025 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$\text{Berat AC 1,5 inci di atas dek.} = 1.5 \times \frac{1.5}{12} \times 0.144 = 0.027 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$\begin{aligned} \text{Pembatas rel dan trotoar} &= \left(10 + 50 \times \frac{8 \times 8}{144} \right) \times \frac{2}{13 \times 1000} \\ &= 0.004 \frac{\text{kips}}{\text{ft}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati seragam total pada balok penopang} &= 0.022 + 0.025 + 0.027 + 0.004 \\ &= \underline{0.078 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen beban mati maksimum di tengah bentang} &= \frac{wl^2}{8} = \frac{0.078 \times 16^2}{8} = 2.5 \text{ kips} - \\ &\text{ft (3390 N-m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban geser mati maksimum pada titik kritis ini} &= w \times (0.5L - s) \\ &= 0.078 \times (0.5 \times 16 - 4) \\ &= 0.31 \text{ kips (1.38 kN)} \end{aligned}$$

2. Perhitungan Beban Hidup

Lebar jalur kurang dari 18 kaki. Dengan demikian, jembatan ini perlu dinilai untuk satu lajur lalu lintas.

$$\text{Jumlah roda pada balok penyangga} = \frac{S}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.38$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimum akibat beban HS20} &= (64) (0.38) \\ &= 24.32 \text{ kip-ft (33.000 N-m)} \end{aligned}$$

Untuk memperkirakan geser beban hidup, kita perlu memperkirakan geser akibat beban HS20 yang tidak terdistribusi dan terdistribusi.

Gaya geser akibat beban HS20 yang tidak terdistribusi = $16 \times 12/16 = 12$ kips (9.4 kN)
 $= V_{LU}$

Geser akibat pembebanan HS20 terdistribusi = $V_{LD} = 16 \times 12/16 \times (0.38)$
 $= 4.56$ kips (20.3 kN)

Dengan demikian, gaya geser akibat beban hidup HS20 = $0.5(0.6V_{LU} + V_{LD}) = 5.88$ kips (26.1 kN)

3. Perhitungan Kapasitas

a. Kapasitas momen di tengah bentang:

Kapasitas momen balok kayu pada tingkat Operasi =

$$F_b S_x = 1600 \times \frac{1}{6} \times 4 \times 16^2 \times \frac{1}{12,000} = 22.8 \text{ kip-ft} (30,900 \text{ N-m})$$

Tegangan tingkat operasi balok kayu dapat dianggap sebagai 1,33 kali tegangan tingkat inventaris. Dengan demikian, kapasitas momen balok kayu pada tingkat Inventaris

$$= 22,8/1,33$$

$$= 17,1 \text{ kip-ft} (23.200 \text{ N-m})$$

a. Kapasitas geser pada tumpuan:

Kapasitas geser penampang kayu (dikendalikan oleh geser horizontal) = $(\frac{2}{3})bdf_v$:

$$V_c \text{ pada tingkat operasional} = \left(\frac{2}{3}\right) \times 4 \times 16 \times 115 \text{ psi} \times \frac{1}{1000}$$

$$= 4.91 \text{ kips} (21.8 \text{ kN})$$

$$V_c \text{ pada tingkat persediaan} = \frac{14.91}{1.33} = 3.69 \text{ kips} (16.4 \text{ kN})$$

4. Perhitungan Peringkat

$$\text{Faktor penilaian berdasarkan metode ASD} = RF = \frac{R - D}{L(1 + I)}$$

Dengan mengganti nilai yang sesuai, faktor pemeringkatan dapat ditentukan.

a. Berdasarkan momen di tengah bentang:

$$\text{Faktor peringkat inventaris } RF_{INV-MOM} = \frac{17.1 - 2.5}{24.32} = 0.600$$

$$\text{Faktor peringkat pengoperasian } RF_{OPR-MOM} = \frac{22.8 - 2.5}{24.32} = 0.835$$

b. Berdasarkan gaya geser pada tumpuan:

$$\text{Faktor peringkat inventaris } RF_{INV-MOM} = \frac{3.69 - 0.31}{5.88} = 0.575$$
$$\text{Faktor peringkat pengoperasian } RF_{OPR-MOM} = \frac{4.69 - 0.31}{5.88} = 0.782$$

5. Ringkasan

Ditemukan bahwa faktor peringkat kritis dikendalikan oleh geser pada balok memanjang. Inventaris kritis dan peringkat operasional jembatan masing-masing adalah 0,575 dan 0,782.

Jembatan Beton Balok T yang Ditopang Sederhana

Diberikan

Sebuah jembatan, yang dibangun pada tahun 1929, terdiri dari tiga balok T beton bertulang bentang sederhana di atas rangka dan abutmen beton. Panjang bentangnya adalah 16 kaki (4,88 m), 50 kaki (15,24 m), dan 10 kaki (3,05 m). Penampang melintang dan detail balok tipikal ditunjukkan pada Gambar 5.2. Catatan umum yang diberikan dalam rencana menunjukkan bahwa $f_c = 1000$ psi (6,9 MPa) dan $f_s = 18.000$ psi (124,1 MPa). Asumsikan berat setiap rel pembatas adalah 250 lb/ft (3,6 N/mm).

Persyaratan

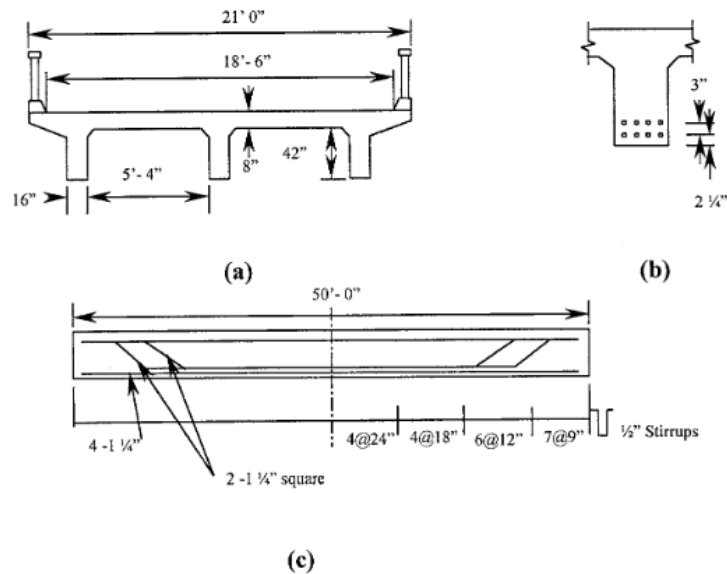
Tentukan faktor rating kritis dari balok interior bentang kedua (50 ft. atau 15,24 m) untuk kendaraan HS20 dengan asumsi tidak terjadi kerusakan material.

Solusi

1. Perhitungan Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= (3,5) (1,333) (0,15) &&= 0,700 \text{ kips/ft (4} \times \text{4 inci)} \\ \text{Fillet (4} \times \text{4 inci) antara balok dan pelat} &= 2(1/2) (4/12) (4/12) &&= 0,017 \text{ kips/ft} \\ &(0,15) \\ \text{Berat pelat (berdasarkan area pengaruh)} &= (6,667)(8/12) (0,15) &&= 0,667 \text{ kips/ft} \\ \text{Kontribusi dari rel pembatas (didistribusikan secara merata di} &= 0,167 \text{ kips/ft} \\ \text{antara balok)} &= 2 (0,25/3)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Dengan demikian, beban merata total pada} &= \underline{1.551 \text{ kips ft} \left(\frac{22.6 \text{ N}}{\text{mm}} \right)} \\ \text{balok bagian dalam} & \\ \text{Momen beban mati di tengah bentang} &= 484.6 \frac{\text{kips}}{\text{ft} \left(0.657 \frac{\text{MN}}{\text{m}} \right)} \\ \text{Beban mati geser pada jarak d dari tumpuan} &= \underline{\underline{32.31 \text{ kips (143.7 kN)}}}\end{aligned}$$



Gambar 5.2 Detail contoh jembatan beton balok T yang ditopang sederhana. (a) Penampang melintang tipikal; (b) lokasi tulangan; (c) detail balok T.

2. Perhitungan Beban Hidup

Lebar lajur lalu lintas jembatan ini adalah 18,5 kaki. Menurut Spesifikasi Desain, setiap jembatan dengan lebar lajur lalu lintas minimum 18 kaki perlu menampung dua lajur. Oleh karena itu, jumlah roda beban hidup akan didasarkan pada dua lajur lalu lintas. Spesifikasi Desain untuk dua lajur lalu lintas untuk balok T diberikan oleh S/6.0

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah jalur roda beban hidup} &= 6.667/6.0 = \underline{1.111} \\
 \text{Faktor dampak standar AASHTO untuk momen} &= 50/(125 + 50) = \underline{0.286} \\
 \text{AASHTO standard impact factor for shear at support} &= 50/(125 + 50) = \underline{0.286}
 \end{aligned}$$

Tabel momen beban hidup dan gaya geser yang tercantum dalam Manual Penilaian digunakan untuk menentukan kebutuhan beban hidup.

Dengan demikian, momen HS20 dengan benturan di tengah bentang.

$$= (1.286)(1.111)(298.0) = \underline{425.7 \text{ kips} - \text{ft} (0.58 \text{ MN} - \text{m})}$$

Gaya geser maksimum HS20 pada jarak d dari garis penyangga/roda.

$$\begin{aligned}
 \text{Dengan demikian, geser maksimum HS20} &= (1.286)(1.111)(28.32) \\
 &= \underline{40.46 \text{ kips} (180.0 \text{ kN})}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Kapasitas

Kekuatan beton dan tulangan ditentukan terlebih dahulu:

$$f'_c = \frac{f_c}{0.4} \text{ thus } f'_c = 2500 \text{ psi}$$

and $f = 18,000 \text{ psi}$ and thus $f = 33,000 \text{ psi}$.

a. Kapasitas momen di tengah bentang:

Luas total baja (perhatikan bahwa batang ini = (8) (1,25) (1,25) = 12,5 in.²
adalah batang persegi 1¼)

Titik berat tulangan dari dek atas = 42 + 8 – 3,75 = 46,250 in.

Lebar efektif dek b_{eff} = minimum dari 12 t_s + b_w = 112 in.

Bentang/4 = 150 in.

Jarak antar tulangan = 80 in. (Kontrol)

b. Kapasitas geser pada tumpuan:

Menurut spesifikasi AASHTO, geser pada jarak d (50 inci) dari tumpuan perlu dirancang. Dengan demikian, balok dinilai pada jarak d dari tumpuan. Dari detail balok, diperkirakan bahwa sengkang ½ inci. $\square$ ditempatkan dengan jarak 12 inci dan dua batang persegi 1¼ inci dibengkokkan. Pengaruh batang yang dibengkokkan ini diabaikan dalam perhitungan kapasitas geser.

Kapasitas geser akibat penampang beton:

$${}_cV = 2\sqrt{f'_c}b_wd = 2\sqrt{2500} \times 16 \times 2.25 \times \left(\frac{1}{1000}\right) = 74 \text{ kips (329 kN)}$$

Kapasitas geser akibat tulangan geser:

$$V_s = 2A_v \frac{F_y d_s}{S} = 2 \times 0.20 \times \frac{33 \times 2.25}{12} = 6.88 \text{ kips (226 kN)}$$

Kapasitas geser total:

$$V_u = \phi(V_s + V_c) = 0.85(74.0 + 6.88) = 106.2 \text{ kips (472 kN)}$$

4. Perhitungan Peringkat

$$\text{Faktor peringkat} = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L \beta_L L(1 + I)}$$

Tabel 5.1 Perhitungan Peringkat Contoh Jembatan Beton Balok T yang Ditopang Sederhana

Lokasi	Deskripsi	Peringkat Inventori	Peringkat Operasional
Tengah bentang	Momen	$\frac{1393.3 - 1.3 \times 484.6}{1.3 \times 1.67 \times 425.7} = 0.852$	$\frac{1393.3 - 1.3 \times 484.6}{1.3 \times 425.7} = 1.38$

Pada tumpuan	Geser	$\frac{106.2 - 1.3 \times 32.31}{1.3 \times 1.67 \times 40.46} = 0.731$	$\frac{106.2 - 1.3 \times 32.31}{1.3 \times 40.46} = 1.22$

Menurut Manual Penilaian, γ_D adalah 1,3, γ_L adalah 1,3, dan β_L adalah 1,67 dan 1,0 untuk faktor inventaris dan operasi, masing-masing. Dengan mensubstitusikan nilai-nilai ini dan nilai efek beban yang sesuai, nilai momen dan geser dapat diperkirakan. Perhitungan dan hasilnya diberikan pada Tabel 5.1.

5. Ringkasan

Nilai kritis balok interior kemudian akan menjadi 0,731 pada tingkat inventaris dan 1,22 pada tingkat nilai operasi untuk kendaraan HS20.

Jembatan Balok Baja Kontinu Dua Bentang

Diberikan, Penampang tipikal jembatan balok baja kontinu dua bentang, yang dibangun pada tahun 1967, ditunjukkan pada Gambar 5.3a. Profil balok baja diberikan pada Gambar 5.3b. Rencana umum menyatakan bahwa $f_s = 20.000$ psi (137,9 MPa) dan $f_c = 1200$ psi (8,28 MPa). Asumsikan bahwa (a) setiap rel pembatas memiliki berat 250 lb/ft (3,6 N/mm); (b) balok tidak ditopang sementara selama pengecoran beton; (c) balok terbuat dari komposit untuk beban hidup; (d) balok diberi penguat setiap 15 ft dan berat penguat per balok adalah 330 lb.

Persyaratan, Tentukan faktor rating balok interior menggunakan metode ASD. Solusi

1. Perhitungan Beban Mati

$$\text{Deck weight (tributary area approach)} = (6.625/12) (6.625) = 0.549 \text{ kips/ft} \quad (0.15)$$

$$\text{Average uniform self-weight for the analysis} = 1431 \text{ kips/90 ft} = 0.159 \text{ kips/ft}$$

$$\text{Average diaphragm load (uniformly distributed)} = (0.33) (4/90) = 0.015 \text{ kips/ft}$$

$$\text{Thus, total uniform dead load on the girder} = 0.723 \cdot \text{kips/ft} \left(10.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right)$$

$$\text{Barrier rail load (equally distributed among all girders)} = \frac{(2)(250)}{14} = 0.0358 \text{ kips/ft}$$

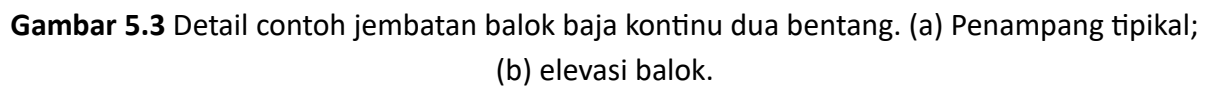
$$\text{Thus, total additional dead load on the girder} = 0.0358 \frac{\text{kips}}{\text{ft}} \left(0.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \right)$$

2. Perhitungan Beban Hidup

$$\text{Jumlah roda per balok (untuk dua lajur atau lebih)} = \frac{S}{5.5} = \frac{6.625}{5.5} = 1.206$$

Hasil Analisis: Analisis dilakukan menggunakan program dua dimensi dan momen serta gaya geser pada lokasi kritis tercantum dalam Tabel 5.2.

Sifat penampang pada titik ke-0,4 dan ke-1,0 diperkirakan dan hasilnya diberikan dalam Tabel 5.3.



Deskripsi	Titik 0.4 (36.1 kaki)	Pada Tumpuan (90 kaki)
Momen beban mati (kip-ft)	410.0	-732.0
Gaya geser beban mati (kips)	-1.7	-40.7
Momen beban mati tambahan (kip-ft)	22.0	-39.0
Gaya geser beban mati tambahan (kips)	-0.1	-2.2
Momen positif maksimum HS20 (kip-ft)	807.0	0.0
Momen negatif maksimum HS20 (kip-ft)	-177.0	-714.0
Gaya geser positif maks. HS20 (kips)	21.8	0.0
Gaya geser negatif maks. HS20 (kips)	-19.3	-5.9

	$I_{gg}(\text{in. 4})$	$Y_b(\text{in.})$	$Y_t(\text{in.})$	$S_{xb}(\text{in.}^3)$	$S_{xt}(\text{in.}^3)$
Penampang pada Titik 0.4					
Untuk beban mati	9.613,9	12,94	21,94	743,11	438,24
Untuk beban mati tambahan	17.406,5	19,69	15,19	884,18	1.146,10
Untuk beban hidup	24.782,7	26,02	8,86	952,59	2.797,50
Penampang pada Titik 1.0					
Untuk beban mati	17.852,1	17,70	19,05	1.008,50	937,20
Untuk beban mati tambahan	17.852,1	17,70	19,05	1.008,50	937,20
Untuk beban hidup	17.852,1	17,70	19,05	1.008,50	937,20

3. Perhitungan Tegangan yang Diizinkan

Kekuatan beton dan tulangan ditentukan terlebih dahulu:

$$f'_c = \frac{f_c}{0.4} \text{ and, thus } f'_c = 3000 \text{ psi}$$

dan $f_s = 20.000 \text{ psi}$ sehingga $F_y = 36.000 \text{ psi}$.

a. *Tegangan tekan dan tarik pada titik ke-0,4:*

Perhatikan bahwa penampang sepenuhnya ditopang pada lokasi ini.

- Tegangan tekan yang diizinkan pada tingkat persediaan = $0,55 F_y = 20 \text{ ksi}$ (137,9 MPa)
- Tegangan tekan yang diizinkan pada tingkat operasi = $0,75 F_y = 27 \text{ ksi}$ (186,2 MPa)
- Tegangan tarik yang diizinkan pada tingkat persediaan = $0,55 F_y = 20 \text{ ksi}$ (137,9 MPa)

b. *Tegangan tekan dan tarik pada titik ke-1,0:*

- Tegangan tarik yang diizinkan pada tingkat persediaan = $0,55 F_y = 20 \text{ ksi}$ (137,9 MPa)
- Tegangan tekan yang diizinkan pada tingkat persediaan:

Balok ditopang 15 kaki dari penyangga sehingga $L_b = 15 \times 12 = 180 \text{ in.}$

Dapat ditunjukkan bahwa $S_{xc} = 1008,3 \text{ in}^3$; $d = 36,75 \text{ in.}$; $J = 108,63 \text{ in.}^4$; $I_{yc} = 360 \text{ in.}^4$

Kemudian tegangan yang diizinkan pada tingkat persediaan (Tabel 6.6.2.1-1 dari Manual Penilaian):

$$\begin{aligned} F_b &= \frac{91 \times 10^6 C_b}{1.82 \times S_{xc}} \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{J}{I_{yc}} \right) + 9.87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2} \\ &= \frac{91 \times 10^6 (1.00)}{1.82 \times 1008.3} \left(\frac{360}{180} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{108.63}{360} \right) + 9.87 \left(\frac{36.75}{180} \right)^2} \left(\frac{1}{1000} \right) \\ 79.5 &> 0.55 F_y = 20 \text{ ksi (Note that } C_b \text{ is conservatively assumed as 1.0.)} \end{aligned}$$

Dengan demikian, $F_b = 20 \text{ ksi}$ (137,9 MPa)

- Tegangan tekan yang diizinkan pada tingkat operasi: Tegangan yang diizinkan pada tingkat operasi diberikan:

$$F_b = \frac{91 \times 10^6 C_b}{1.34 \times S_{xc}} \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{J}{I_{yc}} \right) + 9.87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2}$$

(Table 6.6.2.1-2, Rating Manual)

$$= 108.0 > 0.75 F_y = 27 \text{ ksi}$$

Thus, $F_b = 27 \text{ ksi}$ (186.2 MPa)

c. *Tegangan geser persediaan yang diizinkan pada titik ke-0,4 dan ke-1,0:*

$$\frac{D}{t_w} = \frac{32}{0.375} = 85.33$$

Balok tersebut tidak diperkuat sehingga $k = 5$;

$$\frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} = 70.71 < \frac{D}{t_w} < \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} = 88.3$$

Tabel 5.4 Estimasi Kebutuhan Tegangan untuk Contoh Jembatan Balok Baja

Deskripsi Beban	Titik 0.4	Titik 1.0	Lokasi Serat
Momen DL	-6.62	8.71	Serat Bawah
Momen ADL	-0.30	0.463	Serat Bawah
Momen $LL + I$	-10.16	8.49	Serat Bawah
Momen DL	11.23	-9.37	Serat Atas
Momen ADL	0.23	-0.49	Serat Atas
Momen $LL + I$	3.46	-9.14	Serat Atas
Geser DL	0.129	2.95	Tegangan Geser
Geser ADL	0.007	0.15	Tegangan Geser
Geser $LL + I$	1.667	3.62	Tegangan Geser

Dengan demikian,

$$C = \frac{6000\sqrt{k}}{\left(\frac{D}{t_w}\right)\sqrt{F_y}} = 0.828$$

$$F_v = 0.45F_y \left(C + \frac{0.87(1 - C)}{\left(\sqrt{1 + \frac{d_o}{D}}\right)^2} \right) = 11.76 \text{ ksi (81.1 MPa)}$$

- d. Tegangan geser operasi yang diizinkan pada titik ke-0,4 dan ke-1,0:

$$F_v = 0.45F_y \left(C + \frac{0.87(1 - C)}{\left(\sqrt{1 + \frac{d_o}{D}}\right)^2} \right) = 15.88 \text{ ksi (109.5 MPa)}$$

4. Perhitungan Tegangan Beban

Perhitungan tegangan lentur dilakukan dengan menggunakan modulus penampang dan momen yang sesuai. Hasilnya dilaporkan dalam Tabel 5.4. Konvensi tanda yang digunakan dalam Tabel 5.4 adalah sebagai berikut: tegangan tekan positif dan tegangan tarik negatif. Selain itu, perkiraan tegangan geser diberikan dalam Tabel 5.4.

5. Perhitungan Peringkat

Faktor peringkat dalam pendekatan ASD diberikan oleh

$$\frac{R - D}{L(1 + I)}$$

dan perhitungan peringkat dibuat dan diberikan dalam Tabel 5.5.

6. Ringkasan

Faktor peringkat kritis balok dikendalikan oleh tegangan tarik pada serat atas di titik ke-1,0. Faktor peringkat inventaris dan operasi kritis masing-masing adalah 1,11 dan 1,87.

Tabel 5.5 Perhitungan Peringkat Menggunakan Metode ASD untuk Contoh Jembatan Balok Baja

Lokasi	Deskripsi	Peringkat Inventori	Peringkat Operasional
Titik 0.4	Geser	$\frac{11.76 - (0.129 + 0.007)}{1.667} = 6.97$	$\frac{15.88 - (0.129 + 0.007)}{1.667} = 9.44$
	Tegangan Serat Atas	$\frac{20 - (11.23 + 0.23)}{3.46} = 2.46$	$\frac{27 - (11.23 + 0.23)}{3.46} = 4.49$
	Tegangan Serat Bawah	$\frac{20 - (6.62 + 0.30)}{10.16} = 1.28$	$\frac{27 - (6.62 + 0.30)}{10.16} = 1.97$
Titik 1.0	Geser	$\frac{11.76 - (2.95 + 0.150)}{3.62} = 2.39$	$\frac{15.88 - (2.95 + 0.15)}{3.62} = 3.53$
	Tegangan Serat Atas	$\frac{20 - (9.37 + 0.50)}{9.14} = 1.11$	$\frac{27 - (9.37 + 0.50)}{9.14} = 1.87$
	Tegangan Serat Bawah	$\frac{20 - (8.71 + 0.463)}{8.49} = 1.28$	$\frac{27 - (8.71 + 0.463)}{8.49} = 2.10$

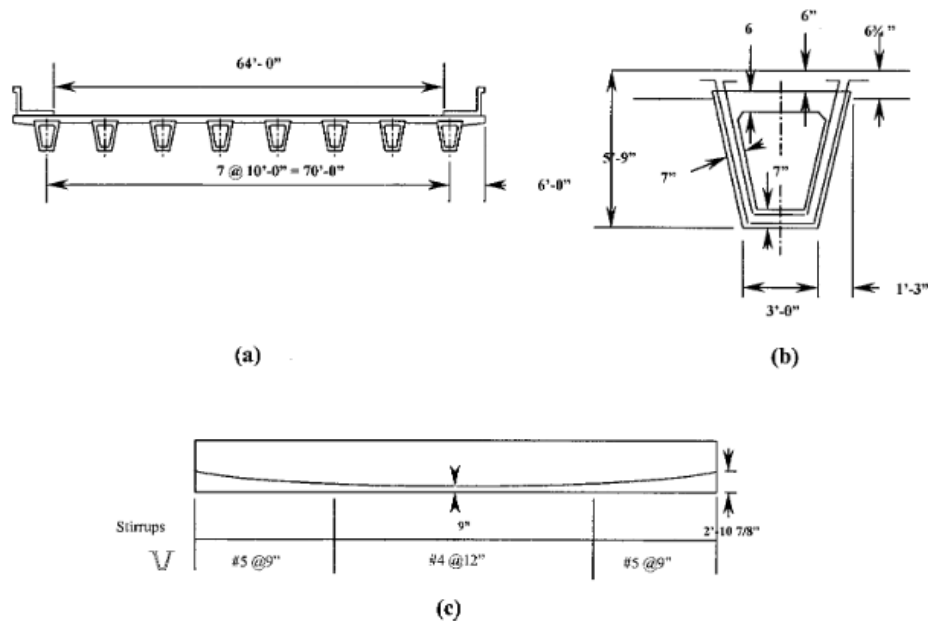
5.6.4 Jembatan Balok Kotak Beton Prategang Pracetak Dua Bentang Kontinu

Diberikan, Penampang dan elevasi tipikal dari jembatan balok kotak pracetak prategang tiga bentang kontinu ditunjukkan pada Gambar 5.4. Panjang bentang masing-masing bentang adalah 120 kaki (36,5 m), 133 kaki (40,6 m), dan 121 kaki (36,9 m). Lebar total jembatan adalah 82 kaki (25 m) dan sejumlah balok kotak pracetak prategang ditempatkan dengan jarak 10 kaki (3,1 m). Penampang melintang balok kotak dan profil tendon balok ditunjukkan pada Gambar 5.4. Setiap rel pembatas memiliki berat 1268 lb/ft (18,5 N/mm). Informasi yang dikumpulkan dari rencana adalah (a) f'_c dari balok dan pelat masing-masing adalah 5500 dan 3500 psi; (b) gaya kerja (gaya total yang tersisa setelah kehilangan termasuk rangkai) = 2020 kips; (c) x di tengah bentang = 9 in. Asumsikan bahwa (1) jembatan dibuat menerus untuk beban hidup; (2) tidak ada penyangga sementara yang digunakan selama pemasangan balok kotak pracetak; (3) sifat-sifat kotak pracetak adalah luas = 1375 in²; momen inersia = 30,84 ft⁴; $Y_t = 28,58$ in.; $Y_b = 34,4$ in.; (4) F_y baja tulangan adalah 40 ksi. Persyaratan Berikan nilai pada balok interior Bentang 2 untuk kendaraan HS20. Solusi

1. Perhitungan Beban Mati

Self-weight of the box beam = (1375/144) (0.15)	= 1.43 kips/ft
Weight of Slab (tributary area approach) = (6.75/12) (10) (0.15)	= 0.85 kips/ft
Total dead weight on the box beam	= 2.28 kips/ft (33.2 N/mm)
Contribution of barrier rail on box beam	= 2(1.268/8) = 0.318 kips/ft
Thus, total additional dead load on the box beam	= 0.318 kips/ft (4.6 N/mm)

Girder is simply supported for dead loads; thus maximum dead load moment = $(2.28) (133^2/8) = 4926 \frac{\text{kips}}{\text{ft} \left(6.68 \frac{\text{MN}}{\text{m}}\right)}$



Gambar 5.4 Detail contoh jembatan balok kotak prategang kontinu dua bentang. (a) Penampang tipikal; (b) detail penampang balok; (c) profil tendon prategang.

2. Perhitungan Beban Hidup

Menurut Pasal 3.28 Spesifikasi Desain, faktor distribusi (DF) untuk balok kotak bentang dalam diberikan oleh

$$DF = \left(\frac{2N_L}{N_B} \right) + k \left(\frac{S}{L} \right)$$

dengan N_L = jumlah lajur lalu lintas = $64/12 = 5$ (tanpa pecahan); N_B = Jumlah balok = 8; S = jarak antar balok = 8 kaki; L = panjang bentang = 133 kaki; W = lebar jalan = 64 kaki

$$k = 0.07 W - W N_L (0.10 N_L - 0.26) - 0.2 N_B - 0.12 = 1.56$$

$$\text{Thus, } DF = \left(\frac{2 \times 5}{8} \right) + 1.56 \left(\frac{10}{133} \right) = 1.37 \text{ wheels}$$

3. Beban yang Ditanggung Balok

Beban yang ditanggung diperkirakan menggunakan analisis dua dimensi, dan ringkasannya diberikan pada Tabel 5.6.

4. Perhitungan Sifat Penampang

Untuk memperkirakan tegangan pada balok kotak prategang, sifat penampang untuk balok komposit perlu diperkirakan. Perhitungan sifat balok komposit dilakukan secara terpisah dan hasil akhirnya tercantum di sini pada Tabel 5.7.

Tabel 5.6 Kebutuhan Beban untuk Contoh Jembatan Balok Kotak Pracetak Prategang

Deskripsi	0.5L	Pada Bent 2	Pada Bent 3
Momen beban mati (kip/ft)	4224	0	0
Momen beban mati tambahan (kip/ft)	194	-506	-513
Momen HS20 dengan dampak (kip/ft)	1142	-1313	-1322
Gaya geser beban mati (kips)	0.0	19.6	-19.6
Gaya geser beban mati tambahan (kips)	0.0	21.1	-21.2
Gaya geser positif HS20 (momen) ^a (kips)	24.8 [1104]	17.1 [-974]	7.1 [127]
Gaya geser negatif HS20 (momen) ^a (kips)	-24.8 [1104]	-7.1 [131]	-17.2 [-980]

Tabel 5.7 Sifat Penampang untuk Contoh Jembatan Balok Kotak Prategang Pracetak

Deskripsi	Luas Penampang ($in.^2$)	Momen Inersia (ft^4)	Y Bawah Gelagar ($in.$)	Y Atas Gelagar ($in.$)	Y Atas Pelat ($in.$)
Untuk beban mati	1375	30.84	34.42	28.58	N/A
Untuk beban mati tambahan	1578	39.22	38.55	24.45	30.45
Untuk beban hidup	1984	6.75	44.23	18.77	24.77

Tabel 5.8 Tegangan di Tengah Bentang untuk Contoh Jembatan Balok Kotak Prategang Pracetak

Deskripsi Muatan	Tegangan pada Balok Kotak (psi)			
	Lokasi = Tengah bentang		Tegangan pada Balok Kotak (psi)	
	Di Atas	Di Bawah	Serat Beton Pada Titik Pusat Komposit Balok Kotak Beton Serat	Di Prestress Urat daging
Beban mati (sendiri + pelat)	2265	-2728	777	20.15
Prategang $P_{eff} = 2020$ kips, $e = 25.24$ in	-1615	3443	-108	13.1
Beban mati tambahan (penghalang)	70	-110	16	0.845
Beban hidup	244	-575	0	4.59
Momen beban hidup untuk geser	236	-556	0	4.43

Tabel 5.9 Tegangan pada Tekukan 2 untuk Contoh Jembatan Balok Kotak Prategang Pracetak

Lokasi = Bent 2	Tegangan pada Balok Kotak (psi)				
	Di Atas	Di Bawah	Serat Beton	Di Atas	Di Prestress
			Pada Titik Pusat Komposit		
Deskripsi Muatan	Serat Beton	Serat Beton	Balok Kotak Beton Serat	Serat Lempeng	Urut daging
Beban mati (sendiri + pelat)	0	0	0	0	0
Prategang $P_{eff} = 2020$ kips, $e = 12$ in	680	680	680	0	123.5
Beban mati tambahan (barrier)	-183	288	-4	-228	-0.3
Beban hidup	-281	662	0	-371	-1.47
Momen beban hidup geser positif	-208	491	0	-274	-1.08

5. Perhitungan Tegangan

Tegangan pada lokasi serat yang berbeda dihitung menggunakan

$$\left(\frac{P}{A}\right) + \left(\frac{Mc}{I}\right)$$

ekspresi. Ringkasan hasil di tengah bentang dan di lokasi Bent 2 diberikan pada Tabel 5.8 dan Tabel 5.9, masing-masing.

6. Perhitungan Kapasitas

a. Kapasitas momen di tengah bentang:

Luas baja sebenarnya hanya dapat diperoleh dari gambar kerja. Karena gambar kerja tidak mudah didapatkan, pendekatan berikut digunakan. Asumsikan total kehilangan termasuk kehilangan rambatan = 35 ksi (241,3 MPa).

$$\text{Thus, the area of prestressing steel} = \frac{\text{Working force}}{0.75 \times 270 - 35} = \frac{2020}{123.5} = 12.06 \text{ in.}^2 (7781 \text{ mm}^2)$$

$$b_{eff} = 120 \text{ in.}; t_s = 6.75 \text{ in.}; d_p = (5.75)(12) - 9 \text{ in.} = 60 \text{ in.}; b_w = 14 \text{ in.}$$

$$\rho^* = \frac{A_s^*}{bd} = \frac{12.06}{120 \times 60} = 0.001675$$

$$f_{su}^* = f_s \left(1 - \frac{0.5\rho^* f_s'}{f_c'}\right) = 270 \left(1 - \frac{0.5 \times 0.001675 \times 270}{5.5}\right) = 214.9 \text{ ksi (1785 Mpa)}$$

$$\text{Neutral axis location} = 1.4 d \rho^* \frac{f_{su}^*}{f_c'} = 1.4 \times 60 \times 0.001675 \times \frac{214.9}{5.5} = 6.62 \text{ in.} < t_s$$

$$= 6.75 \text{ in.}$$

Karena sumbu netral berada di dalam pelat, balok ini dapat diperlakukan sebagai penampang persegi panjang untuk perhitungan kapasitas momen.

$$R = \phi M_n = \phi A_s f_{su}^* d \left(1 - 0.6 \rho \frac{f_{su}^*}{f_c'} \right) \text{ dan } \phi = 1.00$$

$$\frac{14873.1 \cdot \frac{\text{kips}}{\text{ft}} \left(20.17 \frac{\text{MN}}{\text{m}} \right)}{}$$

b. Kapasitas momen pada permukaan tumpuan:

15 batang #11 digunakan di bagian atas rangka; sehingga, luas total baja = (15)(1,56) = 23,4 in.² Kedalaman baja tulangan dari bagian atas serat tekan = 69 – 1,5 – 1,41/2 = 66,795 in. (1696,6 mm). $F_y = 60$ ksi. Faktor reduksi resistensi $\phi = 0,90$. Maka, kapasitas momen

$$\phi M_n = 6547.2 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \cdot 8.88 \frac{\text{MN}}{\text{m}} \text{ (based on T section)}$$

c. Kapasitas geser di tengah bentang:

Bagian 9.20 Spesifikasi Desain membahas kapasitas geser suatu penampang. Kapasitas geser bergantung pada momen retak penampang. Ketika beban hidup menyebabkan tegangan pada serat bawah, momen retak harus dihitung berdasarkan tegangan serat bawah. Di sisi lain, ketika beban hidup menyebabkan tegangan pada serat atas balok, momen retak harus dihitung berdasarkan tegangan serat atas.

Di lokasi tengah bentang, momen yang dilaporkan dengan geser beban hidup maksimum adalah positif. Momen positif akan menimbulkan tegangan pada serat bawah dan dengan demikian momen retak harus didasarkan pada tegangan pada serat bawah.

$f_c' = 5500$ psi and from Table 5.10; f_{pc} at midspan bottom fiber = 3443 psi

f_d at bottom fiber = $-2738 - 110 = -2838$ psi; f_{pc} at centroid = $777 - 108 + 16 = 685$ psi

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) = \frac{6.75 \times 12^4}{44.23} (6\sqrt{5500} + 3443 - 2838) \left(\frac{1}{12,000} \right)$$

$$= 2081 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

Tabel 5.10 Perhitungan Peringkat Contoh Jembatan Balok Kotak Prategang, Pracetak

Lokasi	Deskripsi	Kapasitas Rutin		Kapasitas Maksimum	
Midspan	Momen	$14873.1 - 1.3 \times (4224 + 194)$	=3.69	$14873.1 - 1.3 \times (4224 + 194)$	=6.16
	Maksimum	$1.3 \times 1.67 \times 1142$		1.3×1142	
	Geser	$179 - 1.3 \times (0 + 0)$	=3.33	$179 - 1.3 \times (0 + 0)$	=5.56
	Maksimum	$1.3 \times 1.67 \times 24.8$		1.3×24.8	

Bent 2	Momen	$\frac{6544.2 - 1.3 \times (0 + 506)}{1.3 \times 1.67 \times 1313}$	=2.06	$\frac{6544.2 - 1.3 \times (0 + 506)}{1.3 \times 1313}$	=3.45
	Maksimum				
	Geser	$\frac{766 - 1.3 \times (19.6 + 21.1)}{1.3 \times 1.67 \times 17.1}$	=4.07	$\frac{766 - 1.3 \times (19.6 + 21.1)}{1.3 \times 17.1}$	=6.80
	Maksimum				

Momen total yang difaktorkan:

$$M_{max} = 1.3 M_D + (1.3)(1.67) M_{LL+I}$$

$$= 1.3 (4224 + 194) + 2.167(1104) = 8136 \text{ kips} - \text{ft}$$

Gaya geser total yang difaktorkan:

$$V_i = 1.3 (0 + 0) + 2.167 (24.8) = 9.7 \text{ kips}$$

$$V_d = 0 \text{ kips}; b_w = 14 \text{ in.}; d = 60 \text{ in.}; f_{pc} = 685 \text{ psi}$$

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{f'_c} b_w d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} = 0.6\sqrt{5500} \times 14 \times 60 \times \left(\frac{1}{1000}\right) + 0 + \frac{9.7 \times 2081}{8136}$$

$$= 7.2 \text{ kips (227.7 kN) (Controls — since smaller than } V_{cw})$$

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d + V_p = (3.5\sqrt{5500} + 0.3 \times 685) 14 \times 60 \times \left(\frac{1}{1000}\right) + 0$$

$$= 390 \text{ kips (1734 kN)}$$

$$V_c = 7.2 \text{ kips (227.7 kN) (smaller of } V_{ci} \text{ and } V_{cw})$$

$$V_s = 2A_v \frac{F_y d_s}{s} = 4 \times 0.20 \times \frac{40 \times 60}{12} = 160 \text{ kips (711.7 kN)}$$

Kapasitas geser di tengah bentang:

$$V_u = \phi(V_c + V) = 0.85((7.2 + 160) = 179 \text{ kips (796.1 kN)}$$

d. Kapasitas geser pada permukaan penyangga di Bent 2:

Geser negatif yang dilaporkan di lokasi ini sangat kecil sehingga peringkat tidak akan dikendalikan oleh geser negatif di Bent 2. Momen yang dilaporkan dengan geser positif adalah negatif, dan dengan demikian, perhitungan berikut didasarkan pada tegangan pada serat atas. Dari Tabel 5.11, f_d di bagian atas serat pelat = -228 psi, dan f_{pe} di bagian atas penyangga serat pelat (pelat dicor setelah prategang) = 0 psi.

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} (6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) = \frac{6.75 \times 12^2}{44.23} (6\sqrt{3500} + 0 - 228) = 252 \frac{\text{kips}}{\text{ft}}$$

$$V_d = 19.6 + 21.1 = 174.7 \text{ kips}; b_w = 14 \text{ in.}; d = 69 - 1.5 - \frac{1.41}{2} = 22.795 \text{ in.}; f_{pc}$$

$$= 676 \text{ psi}$$

Momen total yang difaktorkan:

$$M_{max} = 1.3 M_D + (1.3)(1.67) M_{LL+I}$$

$$= 1.3(0 + 506) + 2.167(-974) = -2769 \text{ kips} - \text{ft}$$

Gaya geser total yang difaktorkan:

$$V_i = 1.3 \times (19.6 + 21.1) + 2.167 \times (17.1) = 360 \text{ kips}$$

$$V_{ci} = 0.6\sqrt{5500} \times 14 \times 22.795 \left(\frac{1}{1000}\right) + 0 + \frac{360 \times 27.7}{2769} = 74.3 \text{ kips}$$

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd + V_p = (3.5\sqrt{5500} + 0.3 \times 676)14 \times 22.795 \left(\frac{1}{1000}\right) + 0 = 432 \text{ kips}$$

$$V_c = 74.3 \text{ kips (330.4 kN) (smaller of the } V_{cw} \text{ and } V_{ci})$$

$$V_s = 2A_v \frac{F_y d_s}{S} = 4 \times 0.31 \times \frac{60 \times 22.695}{6} = 827 \text{ kips (3678.5 kN)}$$

Kapasitas geser di Bent 2:

$$V_u = \phi(V_c + V_s = 0.85(74.3 + 827) = 766 \text{ kips (3408 kN)}$$

7. Perhitungan Peringkat

Seperti yang dibahas, perhitungan peringkat untuk metode faktor beban perlu dilakukan menggunakan kondisi batas kekuatan dan kemampuan layani. Peringkat tingkat kemampuan layani tidak perlu dilakukan pada tingkat operasi.

- a. Perhitungan peringkat berdasarkan kondisi batas kemampuan layani:
Kondisi kemampuan layani tercantum dalam Spesifikasi Desain AASHTO.
Kondisi ini diduplikasi dalam Manual Peringkat.
- i. Menggunakan tegangan tekan di bawah semua kombinasi beban:

$$\text{The general expression will be } RF_{INV-COMALL} = \frac{0.6f'_c - f_d - f_p + f_s}{f_t}$$

$$\text{At midspan } RF_{INV-COMALL} = \frac{0.6 \times 5500 - (2265 + 70) - (-1615) + 0}{244} = 10.57$$

$$\text{At Bent 2 support } RF_{INV-COMALL} = \frac{0.4 \times 5500 - (0 + 288) - 0.5(680) + 0.5(0)}{662} = 3.52$$

- ii. Dengan menggunakan tegangan tekan beban hidup, setengah dari prategang dan beban mati permanen:

$$\text{The general expression will be } RF_{INV-COMLIVE} = \frac{0.4f'_c - f_d - 0.5f_p + 0.5f_s}{f_t}$$

$$\text{At midspan } RF_{INV-COMLIVE} = \frac{0.4 \times 5500 - (2265 + 70) - 0.5(-1615) + 0.5(0)}{244} = 2.76$$

$$\begin{aligned} \text{At Bent 2 support } RF_{INV-COMLIVE} &= \frac{0.4 \times 5500 - (0 + 288) - 0.5(680) + 0.5(0)}{662} \\ &= 2.37 \end{aligned}$$

- iii. Menggunakan tegangan yang diizinkan pada beton:

$$\text{The general expression will be } RF_{INV-CONTEN} = \frac{6\sqrt{f'_c} - f_d - f_p - f_s}{f_t}$$

$$\text{At midspan } RF_{INV-CONTEN} = \frac{6\sqrt{5500} - (2728 + 110) - (-3443) - 0}{575} = 1.826$$

$$\text{At Bent 2 support } RF_{INV-CONTEN} = \frac{6\sqrt{5500} - (0 + 183) - (-680) - 0}{281} = 3.352$$

iv. Menggunakan tegangan baja prategang yang diizinkan pada tingkat layanan:

$$\text{The general expression will be } RF_{INV-PRETEEN} = \frac{0.8 f_d^* - f_d - f_p - f_s}{f_I}$$

$$\text{At midspan } RF_{INV-PRETEEN} = \frac{0.8 \times 270 - 20.99 - (13.1) - 0}{f_I 4.59} = 10.43$$

$$\text{At Bent 2 support } RF_{INV-PRETEEN} = \frac{0.8 \times 270 - (-3.08) - 123.5 - 0}{1.468} = 30.94$$

b. Perhitungan peringkat berdasarkan kondisi batas kekuatan:

$$\text{The general expression for Rating factor} = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L \beta_L L(1 + I)}$$

Menurut Manual Penilaian AASHTO, γ_D adalah 1,3, γ_L adalah 1,3, dan γ_L adalah 1,67 dan 1,0 untuk inventaris dan faktor operasi, masing-masing. Perhitungan penilaian dibuat dan diberikan dalam Tabel 5.10.

8. Ringkasan

Penilaian inventaris kritis dari balok interior dikendalikan oleh tegangan tarik pada beton di lokasi tengah bentang. Penilaian operasi kritis dari balok dikendalikan oleh momen di lokasi Bent 2.

Jembatan Tanpa Rencana

Ada beberapa jembatan tua yang masih beroperasi tanpa rencana. Menetapkan kapasitas beban hidup yang aman sangat penting untuk memiliki dokumen jembatan yang lengkap. Ketika seorang inspektur menemukan jembatan tanpa rencana, dimensi fisik lapangan yang cukup dari setiap elemen dan geometri jembatan secara keseluruhan harus diambil dan dicatat. Selain itu, informasi seperti tahun desain, kendaraan desain, perancang, riwayat beban hidup, dan kondisi lapangan jembatan perlu dikumpulkan dan dicatat. Informasi ini akan sangat membantu untuk menentukan kapasitas beban hidup yang aman. Selain itu, inspektur jembatan perlu menetapkan kekuatan material baik menggunakan tahun desain atau pengujian kupon.

Informasi kendaraan desain dapat ditetapkan berdasarkan perancang (lembaga negara bagian atau lokal) dan tahun desain. Misalnya, semua jembatan negara bagian telah dirancang menggunakan kendaraan HS20 sejak tahun 1944 dan semua jembatan lembaga lokal telah

dirancang menggunakan kendaraan H15 sejak tahun 196. Pada jembatan balok baja, sifat penampang anggota dapat ditentukan berdasarkan dimensi lapangan. Selama estimasi kapasitas momen, disarankan untuk mengasumsikan bahwa balok baja tidak komposit dengan pelat kecuali bukti substansial dikumpulkan untuk membuktikan sebaliknya.

Pada jembatan balok beton, dimensi lapangan membantu memperkirakan beban mati pada balok. Karena luas baja tulangan tidak diketahui atau sulit untuk ditetapkan, menentukan beban hidup yang aman menimbulkan tantangan bagi pemilik jembatan. Riwayat beban hidup dan kondisi lapangan jembatan dapat digunakan untuk menetapkan kapasitas beban aman jembatan. Misalnya, jika jembatan tertentu telah menampung beberapa kendaraan berat selama bertahun-tahun tanpa merusak jembatan, jembatan ini dapat dibiarkan terbuka untuk semua kendaraan yang diizinkan.

5.7 PEMASANGAN RAMBU PADA JEMBATAN

Inspeksi jembatan dan proses evaluasi kekuatan merupakan dua bagian integral dari pemasangan rambu pada jembatan. Tujuan inspeksi jembatan adalah untuk mendapatkan informasi yang diperlukan untuk mengevaluasi kapasitas jembatan dan kecukupan jembatan dengan benar. Ketika sebuah jembatan ditemukan memiliki kapasitas yang tidak memadai untuk kendaraan yang diizinkan, para insinyur perlu mempertimbangkan beberapa alternatif sebelum menutup jembatan untuk umum.

Beberapa alternatif yang mungkin adalah memberlakukan batas kecepatan, mengurangi lalu lintas kendaraan, membatasi atau memasang rambu untuk berat kendaraan, membatasi kendaraan ke jalur tertentu, merekomendasikan perbaikan kecil yang mungkin untuk mengurangi masalah. Selain itu, ketika evaluasi menunjukkan bahwa struktur tersebut sedikit tidak memadai, inspeksi berkala untuk memantau kondisi fisik jembatan dan arus lalu lintas dapat direkomendasikan. Metode evaluasi standar yang dijelaskan dalam Bagian 5.5 mungkin terlalu konservatif. Ketika jawaban yang lebih akurat diperlukan, analisis yang lebih rinci, seperti analisis tiga dimensi atau pengujian beban fisik dapat dilakukan.

Berat dan konfigurasi gandar kendaraan yang diizinkan menggunakan jalan raya tanpa izin khusus diatur oleh hukum perundang-undangan. Dengan demikian, beban lalu lintas yang digunakan untuk tujuan pemasangan rambu harus mewakili kendaraan sebenarnya yang menggunakan jembatan. Kendaraan representatif bervariasi di setiap negara bagian di Amerika Serikat. Beberapa negara bagian menggunakan tiga konfigurasi kendaraan legal hipotetis yang diberikan dalam Manual Penilaian.

Sedangkan beberapa negara bagian menggunakan konfigurasi truk legal yang dikembangkan khusus, truk desain AASHTO H atau HS, atau beberapa kombinasi jenis truk. NBIS mensyaratkan bahwa pemasangan rambu pada jembatan harus dilakukan ketika peringkat operasi untuk tiga kendaraan legal hipotetis yang tercantum dalam Manual Penilaian kurang dari satu. Lebih lanjut, persyaratan NBIS memungkinkan pemilik jembatan untuk memasang rambu pada jembatan untuk batas berat antara tingkat inventaris dan tingkat operasi. Karena persyaratan NBIS yang fleksibel ini, terdapat variasi yang cukup besar dalam praktik pemasangan rambu di berbagai yurisdiksi negara bagian dan lokal.



Meskipun para insinyur dapat merekomendasikan satu atau kombinasi dari alternatif yang dijelaskan di atas, pemiliklah, bukan insinyur, yang pada akhirnya membuat keputusan. Seringkali, jembatan dipasang rambu batas berat karena alasan selain evaluasi struktural, seperti pemasangan rambu batas berat yang lebih rendah untuk membatasi lalu lintas kendaraan atau truk, atau pemasangan rambu batas berat yang lebih tinggi ketika pemilik percaya bahwa pemasangan rambu batas berat yang lebih rendah tidak bijaksana dan bersedia menerima tingkat risiko yang lebih tinggi. Pemasangan rambu batas berat dapat menyebabkan ketidaknyamanan dan kesulitan bagi masyarakat. Untuk mengurangi ketidaknyamanan bagi masyarakat, pemilik perlu mempertimbangkan pemasangan rambu batas berat sebagai upaya terakhir. Selain itu, terkadang demi kepentingan publik untuk mengizinkan kendaraan tertentu yang kelebihan berat, seperti peralatan pemadam kebakaran dan peralatan pembersihan salju, melewati jembatan yang dipasang rambu batas berat. Hal ini biasanya dilakukan melalui penggunaan izin khusus.

BAB 6

PENGUATAN DAN REHABILITASI

6.1 PENDAHULUAN

Sekitar setengah dari sekitar 600.000 jembatan jalan raya di Amerika Serikat dibangun sebelum tahun 1940, dan banyak yang belum dipelihara dengan baik. Sebagian besar jembatan ini dirancang untuk volume lalu lintas yang lebih rendah, kendaraan yang lebih kecil, kecepatan yang lebih lambat, dan beban yang lebih ringan daripada yang umum saat ini. Selain itu, kerusakan yang disebabkan oleh faktor lingkungan merupakan masalah yang semakin meningkat. Menurut Administrasi Jalan Raya Federal (FHWA), hampir 40% jembatan di negara ini diklasifikasikan sebagai jembatan yang kurang memadai dan membutuhkan rehabilitasi atau penggantian. Banyak dari jembatan ini kurang memadai karena kapasitas daya dukungnya tidak memadai untuk lalu lintas saat ini. Penguatan seringkali dapat digunakan sebagai alternatif yang hemat biaya dibandingkan penggantian atau pemasangan rambu.

Kapasitas beban hidup berbagai jenis jembatan dapat ditingkatkan dengan menggunakan berbagai metode, seperti (1) menambahkan elemen, (2) menambahkan penyangga, (3) mengurangi beban mati, (4) memberikan kontinuitas, (5) memberikan aksi komposit, (6) menerapkan prategangan eksternal, (7) meningkatkan penampang elemen, (8) memodifikasi jalur beban, dan (9) menambahkan penyangga lateral atau penguat. Beberapa metode telah banyak digunakan, tetapi yang lain masih baru dan belum sepenuhnya dikembangkan.

Semua prosedur penguatan yang disajikan dalam bab ini berlaku untuk struktur atas jembatan. Meskipun panjang bentang jembatan bukanlah faktor pembatas dalam berbagai prosedur penguatan yang disajikan, sebagian besar teknik berlaku untuk jembatan bentang pendek dan bentang menengah. Namun, beberapa teknik penguatan sama efektifnya untuk jembatan bentang panjang. Tidak ada informasi yang disertakan tentang penguatan fondasi yang ada karena informasi tersebut bergantung pada jenis dan kondisi tanah, jenis fondasi, dan gaya yang terlibat.

Teknik yang digunakan untuk memperkuat, menajamkan, dan memperbaiki jembatan cenderung saling terkait sehingga, misalnya, pengakuan elemen struktural jembatan biasanya akan mengakibatkan penguatannya juga. Untuk meminimalkan salah tafsir makna penguatan, penajaman, dan perbaikan, definisi istilah-istilah ini dari penulis diberikan di bawah ini. Selain istilah-istilah ini, definisi pemeliharaan dan rehabilitasi, yang terkadang disalahgunakan, juga diberikan.

Pemeliharaan : Aspek teknis dari perawatan jembatan; bersifat preventif. Pemeliharaan adalah pekerjaan yang diperlukan untuk menjaga jembatan dalam kondisi saat ini dan untuk mengendalikan potensi kerusakan di masa mendatang.

Rehabilitasi : Proses mengembalikan jembatan ke tingkat layanan aslinya.

- Perbaikan** : Aspek teknis dari rehabilitasi; tindakan yang diambil untuk memperbaiki kerusakan atau penurunan kualitas pada struktur atau elemen untuk mengembalikannya ke kondisi aslinya.
- Penajaman** : Teknik apa pun yang meningkatkan kinerja layanan struktur yang ada dan dengan demikian menghilangkan kekurangan dalam kemampuan layanan (seperti defleksi yang berlebihan, retakan yang berlebihan, atau getaran yang tidak dapat diterima).
- Penguatan** : Peningkatan kapasitas daya dukung beban dari struktur yang ada dengan memberikan struktur tersebut tingkat layanan yang lebih tinggi daripada yang dimiliki struktur semula (kadang-kadang disebut sebagai peningkatan).

Dalam beberapa tahun terakhir, FHWA dan National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) telah mensponsori beberapa studi tentang perbaikan, rehabilitasi, dan peremajaan jembatan. Karena beberapa prosedur ini juga meningkatkan kekuatan jembatan tertentu, laporan akhir dari investigasi ini merupakan referensi yang sangat baik. Referensi ini, ditambah dengan pedoman penguatan yang disajikan dalam bab ini, akan memberikan informasi yang dapat digunakan oleh seorang insinyur untuk menyelesaikan sebagian besar masalah penguatan jembatan. Laporan akhir FHWA dan NCHRP yang terkait dengan investigasi ini adalah Referensi.

Empat dari referensi ini, sangat menarik dalam pekerjaan penguatan. Meskipun tidak dibahas dalam bab ini, kapasitas beban hidup jembatan tertentu seringkali dapat dievaluasi lebih akurat dengan menggunakan prosedur analisis yang lebih canggih. Jika metode analitis normal menunjukkan bahwa penguatan diperlukan, seringkali metode analitis yang lebih canggih (seperti analisis elemen hingga) dapat menghasilkan peningkatan kapasitas beban hidup dan dengan demikian menghilangkan kebutuhan untuk memperkuat atau secara signifikan mengurangi jumlah penguatan yang dibutuhkan.

Dengan pengujian beban jembatan, seseorang seringkali menentukan kapasitas beban hidup yang jauh lebih besar daripada yang akan ditentukan menggunakan prosedur analitis. Pengujian beban jembatan memungkinkan untuk memperhitungkan beberapa kontribusi (seperti pengekangan ujung pada bentang sederhana, kontribusi struktural pagar pengaman, dll.) yang tidak dapat dimasukkan secara analitis.

Dalam beberapa tahun terakhir, beberapa negara bagian telah mulai menggunakan pengujian beban untuk menetapkan kapasitas beban hidup jembatan mereka. Referensi yang sangat baik tentang prosedur ini adalah laporan akhir untuk Proyek NCHRP 12-28(13)A. Sebagian besar negara bagian AS memiliki beberapa jenis sistem manajemen jembatan (BMS). Sepengetahuan penulis, sangat sedikit negara bagian yang menggunakan BMS mereka untuk membuat keputusan penguatan jembatan. Saat ini, belum ada data dasar yang cukup (biaya awal, biaya siklus hidup, biaya berbagai prosedur penguatan, dll.) untuk membuat keputusan penguatan/penggantian.

Pemeriksaan catatan jembatan Inventaris Jembatan Nasional (NBI) menunjukkan bahwa jenis jembatan dengan potensi penguatan terbesar adalah jembatan balok baja, jembatan balok kayu, dan jembatan rangka baja. Jika rehabilitasi dan penguatan tidak dapat

digunakan untuk memperpanjang masa pakainya, banyak jembatan ini akan memerlukan penggantian dalam waktu dekat. Jenis jembatan lain yang juga berpotensi untuk diperkuat adalah jembatan pelat beton, jembatan T beton, jembatan balok beton, balok lantai baja, dan jembatan lengkung dek beton. Dalam bab ini, informasi diberikan tentang prosedur penguatan yang lebih umum digunakan serta beberapa prosedur baru yang saat ini sedang diteliti.

6.2 DEK RINGAN

Pendahuluan

Salah satu pendekatan yang lebih mendasar untuk meningkatkan kapasitas beban hidup jembatan adalah dengan mengurangi beban matinya. Pengurangan beban mati yang signifikan dapat diperoleh dengan menghilangkan dek beton yang lebih berat dan menggantinya dengan dek yang lebih ringan. Dalam beberapa kasus, pengurangan beban mati lebih lanjut dapat diperoleh dengan mengganti sistem pagar pengaman yang ada dengan pagar pengaman yang lebih ringan. Konsep penguatan dengan pengurangan beban mati telah digunakan terutama pada struktur baja, termasuk jenis jembatan berikut: jembatan balok baja dan multi-balok, jembatan gelagar dan balok lantai baja, jembatan rangka baja, jembatan lengkung baja, dan jembatan gantung baja; namun, teknik ini juga dapat digunakan pada jembatan yang dibangun dari bahan lain.

Penggantian dek ringan adalah teknik penguatan yang layak untuk jembatan dengan balok baja atau balok lantai yang secara struktural tidak memadai, tetapi masih kokoh. Namun, jika dek yang ada tidak perlu diganti atau diperbaiki secara ekstensif, penggantian dek ringan tidak akan layak secara ekonomi. Penggantian dek ringan dapat digunakan dengan mudah bersamaan dengan teknik penguatan lainnya. Setelah dek yang ada dilepas, elemen struktural dapat dengan mudah diperkuat, ditambahkan, atau diganti. Aksi komposit, yang dimungkinkan dengan beberapa jenis dek ringan, dapat lebih meningkatkan kapasitas beban hidup jembatan yang kurang memadai.

Jenis

Dek kisi baja adalah sistem lantai ringan yang diproduksi oleh beberapa perusahaan. Sistem ini terdiri dari panel kisi baja yang difabrikasi dan dilas atau dibaut ke struktur atas jembatan. Kisi baja dapat diisi dengan beton, sebagian diisi dengan beton, atau dibiarkan terbuka (Gambar 6.1).

Dek Baja Kisi Terbuka

Dek baja kisi terbuka ringan, biasanya berbobot 15 hingga 25 psf (720 hingga 1200 Pa) untuk bentang hingga 5 kaki (1,52 m). Dek yang lebih berat, mampu membentang hingga 9 kaki (2,74 m), juga tersedia; peningkatan persentase kapasitas beban hidup dimaksimalkan dengan penggunaan dek baja kisi terbuka. Pemasangan cepat dimungkinkan dengan panel dek kisi baja prefabrikasi. Dek baja kisi terbuka juga memiliki keuntungan memungkinkan salju, air, dan kotoran untuk mengalir melalui dek jembatan, sehingga menghilangkan kebutuhan akan sistem drainase khusus.

Kerugian dari kisi terbuka adalah membuat struktur atas terpapar cuaca dan bahan kimia korosif. Dek harus dirancang agar air dan puing-puing tidak terperangkap di dalam kisi

yang bertumpu pada balok penyangga. Masalah lain yang terkait dengan dek kisi baja terbuka termasuk kegagalan pengelasan dan ketahanan selip yang buruk. Kegagalan pengelasan antara batang penahan utama dek dan struktur pendukung telah menyebabkan masalah perawatan pada beberapa dek kisi terbuka. Jumlah kegagalan pengelasan dapat diminimalkan jika dek didirikan dengan benar.

Dalam upaya untuk meningkatkan ketahanan selip, sebagian besar dek kisi terbuka yang saat ini ada di pasaran memiliki batang bergerigi atau berlekuk di permukaan lalu lintas. Paku kecil yang dilas ke permukaan kisi baja juga telah digunakan untuk meningkatkan ketahanan selip. Meskipun fitur-fitur ini telah meningkatkan ketahanan selip, fitur-fitur ini belum sepenuhnya menghilangkan masalah. Dek kisi terbuka seringkali tidak dianggap baik oleh masyarakat umum karena kualitas berkendara yang buruk dan peningkatan kebisingan ban.

Dek Kisi Baja Berisi Beton

Dek kisi baja berisi beton memiliki bobot yang jauh lebih berat, tetapi memiliki beberapa keunggulan dibandingkan dek kisi baja terbuka, termasuk peningkatan kekuatan, peningkatan ketahanan selip, dan kualitas berkendara yang lebih baik. Kisi-kisi baja dapat diisi setengah atau seluruhnya dengan beton. Kisi-kisi baja setebal 5 inci (130 mm) yang diisi setengahnya memiliki berat 46 hingga 51 psf (2,20 hingga 2,44 kPa), kurang dari setengah berat dek beton bertulang dengan kekuatan yang sebanding.



Gambar 6.1 Variasi Dek Jembatan Kisi Baja

Berat tipikal untuk dek kisi-kisi baja setebal 5 inci (130 mm), yang diisi penuh dengan beton, berkisar antara 76 hingga 81 psf (3,64 hingga 3,88 kPa). Pengurangan berat mati yang dihasilkan dari penggantian dek kisi-kisi baja yang diisi beton saja hanya sedikit meningkatkan

kapasitas beban hidup; namun, kapasitas tersebut dapat ditingkatkan lebih lanjut dengan menyediakan aksi komposit antara dek dan balok penyangga. Panel kisi-kisi baja yang diisi atau diisi setengahnya dengan beton dapat dicetak terlebih dahulu sebelum pemasangan atau diisi dengan beton setelah penempatan. Dengan sistem pracetak, hanya kisi-kisi yang dibiarkan terbuka untuk memungkinkan pengelasan panel di lapangan yang harus diisi dengan beton setelah pemasangan. Sistem pracetak umumnya digunakan ketika waktu pemasangan harus diminimalkan.

Masalah yang terkait dengan dek kisi baja berisi beton, yang dibahas dalam sebuah studi oleh Timmer, adalah fenomena yang disebut pertumbuhan dek — peningkatan panjang dek kisi berisi yang disebabkan oleh karat pada web baja I-bar. Peningkatan ketebalan web akibat karat mengakibatkan tegangan komprehensif pada isian beton. Timmer mencatat bahwa pada tahap awal pertumbuhan dek, suatu titik tercapai ketika kompresi isian beton menutup rongga dan kapiler di dalam beton. Karena tindakan ini, jumlah kelembapan yang mencapai permukaan istirahat berkurang dan pertumbuhan dek sering kali melambat atau bahkan berhenti.

Namun, jika pertumbuhan dek berlanjut melampaui tahap ini, hal itu dapat menyebabkan pecahnya isian beton, kerusakan pada dek kisi baja, dan bahkan mungkin kerusakan pada struktur atas dan bawah jembatan. Temuan Timmer menunjukkan bahwa kondisi dek yang telah ditutupi dengan beberapa jenis permukaan aus lebih baik daripada yang dibiarkan tanpa permukaan. Permukaan yang aus juga direkomendasikan untuk mencegah keausan dan kemungkinan cekungan beton di antara kisi-kisi.

Dek Eksodermik

Dek eksodermik adalah sistem dek modular pracetak yang baru dikembangkan dan telah dipasarkan oleh produsen dek kisi baja utama. Aplikasi pertama dek eksodermik adalah pada tahun 1984 di Jembatan Driscoll yang terletak di New Jersey. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.2, sistem dek jembatan terdiri dari lapisan atas tipis, minimal 3 inci (76 mm), dari beton pracetak yang disambung ke lapisan bawah kisi baja. Dek tersebut memiliki berat 40 hingga 60 psf (1,92 hingga 2,87 kPa) dan mampu membentang hingga 16 kaki (4,88 m).

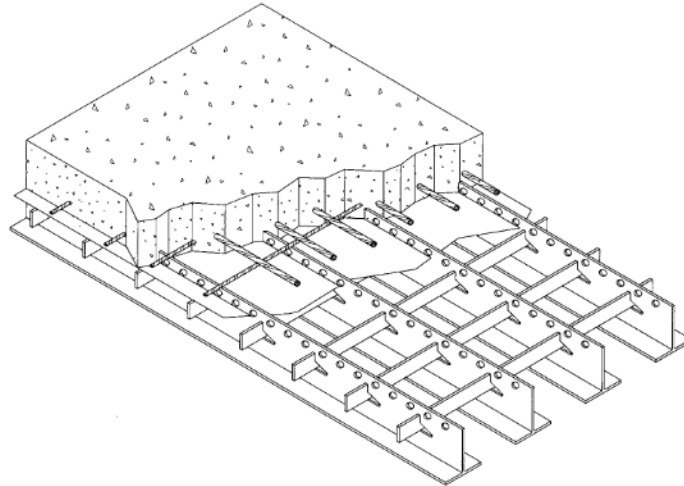
Dek eksodermik tidak menunjukkan masalah kelelahan yang terkait dengan dek kisi terbuka atau masalah pertumbuhan yang terkait dengan dek kisi berisi beton. Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 6.2, tidak ada pengisi beton dan karenanya tidak ada gaya korosi kisi. Fakta ini, ditambah dengan lokasi sumbu netral, meminimalkan tegangan pada permukaan atas grid.

Dek eksodermik dan dek grid baja setengah terisi memiliki peningkatan persentase tertinggi dalam kapasitas beban hidup di antara jenis dek ringan dengan permukaan beton. Sebagai sistem dek modular prefabrikasi, dek eksodermik dapat dipasang dengan cepat. Karena panel dibuat di lingkungan yang terkontrol, kontrol kualitas lebih mudah dipertahankan dan pembuatan panel tidak bergantung pada cuaca atau musim.

Dek Kayu Lapis

Dek kayu lapis terdiri dari kayu berdimensi 2 inci (51 mm) (nominal) yang dilaminasi secara vertikal. Laminasi tersebut direkatkan bersama dengan perekat struktural untuk

membentuk panel yang lebarnya sekitar 48 inci (1,22 m). Panel biasanya diorientasikan melintang terhadap struktur pendukung jembatan (Gambar 6.3). Di lapangan, panel yang berdekatan diamankan satu sama lain dengan pasak baja atau balok penguat untuk memungkinkan transfer beban dan untuk memberikan kontinuitas antar panel.



Gambar 6.2 Sistem dek Exodermic.

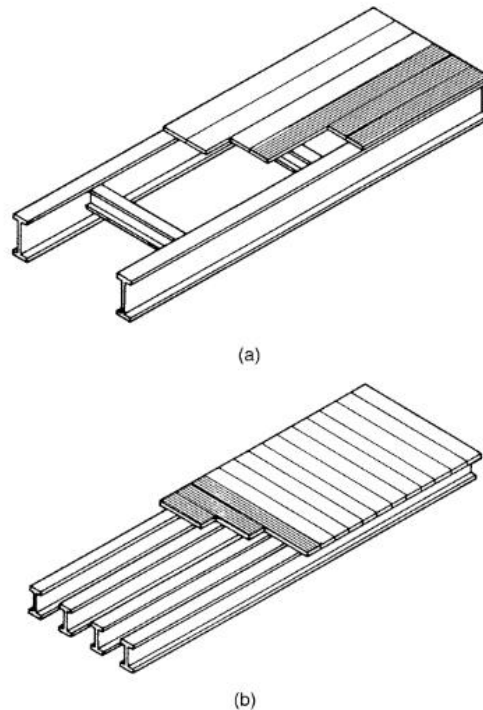
Dek komposit baja-kayu untuk laminasi yang berorientasi memanjang telah dikembangkan oleh Bakht dan Tharmabala. Laminasi individual diberi tegangan pasca-tarik melintang dengan cara yang dikembangkan oleh Csagoly dan Taylor. Penggunaan konektor geser memberikan aksi komposit parsial antara dek dan balok penyangga. Karena dek ditempatkan memanjang, diafragma yang dipasang rata dengan balok penyangga mungkin diperlukan untuk penyangga. Desain jenis dek kayu ini disajikan dalam Referensi. Dek kayu laminasi yang digunakan untuk penggantian dek ringan biasanya memiliki kedalaman antara $3\frac{1}{8}$ hingga $6\frac{3}{4}$ inci (79 hingga 171 mm) dan berat antara 10,4 hingga 22,5 psf (500 hingga 1075 Pa). Permukaan lapisan aspal direkomendasikan.

Kayu merupakan sumber daya terbarukan yang menawarkan beberapa keuntungan: kemudahan fabrikasi dan pemasangan, rasio kekuatan terhadap berat yang tinggi, dan ketebalan terhadap bahan kimia penghilang es. Dengan perlakuan yang tepat, elemen kayu berat juga memiliki insulasi termal dan ketahanan api yang sangat baik. Masalah yang paling umum terkait dengan kayu sebagai material struktural adalah kerentanannya terhadap pembusukan yang disebabkan oleh jamur hidup, serangga penggerek kayu, dan organisme laut. Namun, dengan penggunaan perlakuan tekanan pengawet modern, masa pakai dek kayu dapat diperpanjang hingga 50 tahun atau lebih.

Dek Beton Ringan

Beton ringan struktural, beton dengan berat satuan 115 pcf (1840 kg/m^3) atau kurang, dapat digunakan untuk memperkuat jembatan baja yang memiliki dek beton non-komposit dengan berat normal. Pertimbangan desain khusus diperlukan untuk beton ringan. Modulus elastisitas dan kekuatan gesernya lebih rendah daripada beton dengan berat normal, sedangkan efek rambatannya lebih besar. Daya tahan beton ringan telah menjadi masalah dalam beberapa aplikasi.

Beton ringan untuk penggantian dek dapat dicor di tempat atau dipasang dalam bentuk panel pracetak. Dek beton ringan yang dicor di tempat dapat dengan mudah dibuat agar berfungsi secara kompositif dengan balok penyangga. Kerugian utama dari dek beton yang dicor di tempat adalah lamanya waktu yang dibutuhkan untuk pengecoran dan pengeringan beton.



Gambar 6.3 Dek kayu laminasi. (a) Orientasi longitudinal; (b) orientasi transversal.

Panel pracetak ringan, yang dibuat dengan tulangan baja lunak atau prategang transversal, telah digunakan dalam proyek penggantian dek untuk membantu meminimalkan waktu pemasangan dan gangguan lalu lintas yang diakibatkannya. Panel pracetak memerlukan pemasangan yang cermat untuk mencegah kebocoran air dan retak pada sambungan panel. Aksi komposit dapat dicapai antara dek dan struktur atas; namun, beberapa perancang telah memilih untuk tidak mengandalkan aksi komposit saat merancang sistem dek pracetak.

Dek Pelat Ortotropik Aluminium

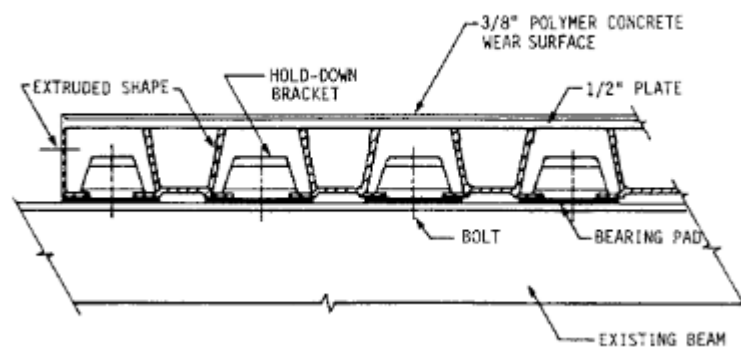
Dek ortotropik aluminium adalah dek ringan yang kuat secara struktural dengan berat 20 hingga 25 psf (958 hingga 1197 Pa). Sistem dek ortotropik aluminium milik perusahaan yang saat ini dipasarkan ditunjukkan pada Gambar 6.4. Dek tersebut dibuat dari pelat dan ekstrusi paduan aluminium yang sangat tahan korosi, yang dilapisi di pabrik dengan permukaan aus polimer yang tahan lama dan anti selip. Sambungan panel antara dek dan balok penyangga tidak hanya harus menahan gaya ke atas pada panel, tetapi juga memungkinkan pergerakan termal yang berbeda dari struktur atas aluminium dan baja. Untuk tujuan desain, sambungan yang direkomendasikan pabrikan tidak boleh dianggap memberikan aksi komposit.

Pelat ortotropik aluminium memiliki berat yang sebanding dengan dek baja kisi terbuka. Namun, sistem aluminium menghilangkan beberapa kekurangan yang terkait dengan

kisi terbuka: kemampuan berkendara dan akustik yang buruk, kegagalan pengelasan, dan korosi yang disebabkan oleh drainase tembus. Faktor distribusi beban roda belum dikembangkan untuk dek pelat ortotropik aluminium saat ini. Analisis elemen hingga telah digunakan oleh pabrikan untuk mendesain dek berdasarkan proyek demi proyek.

Pelat Dek Baja Ortotropik

Pelat dek baja ortotropik merupakan alternatif pengganti dek ringan, yang umumnya dirancang berdasarkan kasus per kasus, tanpa standarisasi yang tinggi. Dek ini seringkali memiliki beberapa fungsi selain menahan dan mendistribusikan beban hidup vertikal, dan oleh karena itu, perbandingan berat dek beton bertulang vs. dek baja ortotropik yang sederhana dapat menyesatkan. Awalnya, pelat dek baja ortotropik dikembangkan untuk meminimalkan penggunaan baja pada jembatan girder bentang 200 hingga 300 kaki (61 hingga 91 m).



Gambar 6.4 Pelat aluminium ortotropik.

Kemudian dek ini digunakan pada jembatan gantung dan jembatan kabel bentang yang lebih panjang di mana berat dek merupakan bagian signifikan dari total beban desain struktur atas. Meskipun pelat dek baja ortotropik dapat diterapkan untuk bentang sesingkat 80 hingga 120 kaki (24,4 hingga 36,6 m), kemungkinan besar tidak akan ada penghematan berat yang cukup pada bentang tersebut untuk membuatnya ekonomis untuk mengganti dek beton bertulang dengan pelat dek baja ortotropik. Pelat baja ortotropik lebih berat daripada pelat aluminium ortotropik dan biasanya memiliki berat dalam kisaran 45 hingga 130 psf (2,15 hingga 6,22 kPa).

Studi Kasus

Pelat Baja Berbentuk Kisi

Departemen Jalan Raya Virginia Barat adalah salah satu yang pertama mengembangkan rencana rehabilitasi jembatan di seluruh negara bagian menggunakan pelat baja berbentuk kisi terbuka. Pada tahun 1974, 25 jembatan telah direnovasi untuk memenuhi atau melampaui persyaratan AASHTO. Pelat beton yang rusak diganti dengan pelat baja berbentuk kisi sarang lebah yang ringan yang dibuat dari baja ASTM A588. Lantai jembatan baru diharapkan memiliki umur 50 tahun dan membutuhkan perawatan minimal.

Pada tahun 1981, Departemen Jalan Raya West Virginia meningkatkan batas beban hidup pada jembatan sepanjang 1794 kaki (546,8 m) di atas Sungai Ohio dari 3 ton (26,69 kN)

menjadi 13 ton (115,65 kN) dengan mengganti dek beton bertulang yang ada dengan dek kisi baja terbuka. Dek yang ada dilepas dan dek baru dipasang secara bertahap sehingga setengah dari jembatan dibiarkan terbuka untuk digunakan oleh pekerja, kendaraan konstruksi, dan peralatan, dan, jika diperlukan, kendaraan darurat.

Penguatan Jembatan Old York Road sepanjang 250 kaki (76,2 m) di New Jersey pada awal tahun 1980-an menggabungkan penggantian dek dengan penggantian semua anggota rangka utama dan modernisasi pilar dan abutmen. Dek yang ada diganti dengan dek baja kisi terbuka ASTM A588. Batas beban yang ditetapkan sebesar 10 ton (89 kN) ditingkatkan menjadi 36 ton (320 kN) dan jembatan diperlebar dari 18 kaki (5,49 m) menjadi 26 kaki (7,92 m).

Dek Eksodermik

Instalasi dek Eksodermik pertama kali dilakukan pada tahun 1984 di Jembatan Driscoll sepanjang 4400 kaki (1340 m) yang terletak di New Jersey. Dek tersebut, dengan berat 53 psf (2,54 kPa), terdiri dari lapisan atas beton bertulang pracetak setebal 3 inci (76 mm) yang disambungkan ke lapisan bawah berupa kisi-kisi baja. Sekitar 30.000 kaki persegi (2790 m²) dek diganti di lokasi ini.

Dek Eksodermik juga ditentukan untuk penggantian dek pada jembatan empat bentang yang melintasi New York State Thruway. Jembatan tersebut ditutup untuk lalu lintas selama pembongkaran dan penggantian dek. Setelah dek yang ada dibongkar, diperkirakan sekitar 7500 kaki persegi (697 m²) dek Eksodermik akan dipasang dalam 3 hari kerja.

Dek Beton Ringan

Beton ringan telah digunakan sejak tahun 1922 untuk konstruksi jembatan baru di Amerika Serikat. Selama bertahun-tahun, beton yang dibuat dengan agregat ringan yang baik umumnya berkinerja memuaskan; namun, beberapa masalah terkait daya tahan beton telah dialami. Departemen Transportasi Louisiana telah mengalami beberapa kegagalan dek pada jembatan yang dibangun dengan beton ringan pada akhir tahun 1950-an dan awal tahun 1960-an. Kegagalan dek biasanya terjadi pada jembatan dengan jumlah lalu lintas yang tinggi dan ditandai dengan runtuhnya bagian-bagian dek secara tiba-tiba dan tidak terduga. Dek beton ringan dapat dicetak di tempat atau dicetak di pabrik. Contoh penggunaan beton ringan untuk penggantian dek adalah sebagai berikut.

Beton Cor di Tempat

Otoritas negara bagian New York menggunakan beton ringan untuk mengganti dek pada bentang utara Jembatan Newburgh–Beacon. Dek yang ada diganti dengan beton ringan cor di tempat setebal 6½ inci (165 mm) yang dilapisi dengan lapisan beton modifikasi lateks setebal 1½ inci (38 mm). Penggunaan beton ringan memungkinkan jembatan diperlebar dari dua menjadi tiga lajur dengan modifikasi minimal pada substruktur. Pengurangan biaya yang signifikan untuk pelebaran jembatan arah utara disebabkan oleh pengurangan beban mati.

Panel Beton Pracetak

Konstruksi dek modular pracetak telah berhasil digunakan sejak tahun 1967 ketika sebuah studi bersama, yang dilakukan oleh Universitas Purdue dan Komisi Jalan Raya Negara Bagian Indiana, menemukan bahwa elemen dek pracetak dan prategang secara ekonomi dan struktural layak untuk penggantian dek jembatan. Panel pracetak, yang terbuat dari beton

ringan, 115 pcf (1840 kg/m^3), digunakan untuk mengganti dan memperlebar dek beton yang ada di Jembatan Woodrow Wilson, yang terletak di Interstate 95 di selatan Washington, D.C. Panel pracetak diberi prategang melintang dan prategang memanjang. Pelat bantalan baja geser khusus digunakan di antara panel dan baja struktural untuk mencegah timbulnya tegangan yang tidak diinginkan pada struktur atas. Komisi Jalan Raya Negara Bagian Maryland mensyaratkan bahwa keenam lajur lalu lintas dipertahankan selama jam-jam puncak lalu lintas pagi dan sore hari. Lalu lintas dua arah dipertahankan pada malam hari ketika pembongkaran dan penggantian dek dilakukan.

Dek Pelat Ortropik Aluminium

Jembatan Smithfield Street yang berusia 104 tahun di Pittsburgh, Pennsylvania telah mengalami dua penggantian dek ringan, keduanya melibatkan dek aluminium. Penggantian dek pertama terjadi pada tahun 1933 ketika dek berat asli diganti dengan sistem rangka dek dan rantai aluminium. Dek aluminium dilapisi dengan permukaan lapisan semen aspal setebal $1\frac{1}{2}$ inci (38 mm). Dek baru, dengan berat 30 psf (1,44 kPa), menghilangkan beban mati sebesar 751 ton (6680 kN) dan meningkatkan kapasitas beban hidup dari 5 ton (44,5 kN) menjadi 20 ton (178 kN).

Korosi berlebihan pada beberapa panel dek dan anggota rangka menyebabkan penggantian dek aluminium di Jembatan Smithfield Street pada tahun 1923. Pada saat itu, dek pelat ortotropik aluminium baru dengan permukaan lapisan beton polimer setebal $\frac{3}{8}$ inci (9,5 mm) dipasang. Dek baru ini memiliki berat 15 psf (718 Pa) dan menghasilkan pengurangan beban mati tambahan sebesar 108 ton (960 kN). Panel-panel tersebut awalnya dipasang pada struktur dengan baut aluminium anodisasi, tetapi baut tersebut kemudian diganti dengan baut baja galvanis setelah baut aluminium menjadi longgar dan retak. Komponen aluminium pada dek tidak menunjukkan korosi yang signifikan; namun, karena keausan yang berlebihan, permukaan lapisan aus harus diganti pada pertengahan tahun 1970-an. Permukaan lapisan aus yang baru terdiri dari jaring aluminium yang diperluas dan diisi dengan beton resin epoksi. Permukaan lapisan aus ini juga mengalami keausan yang berlebihan, sehingga penggantian ini diperkirakan akan terjadi.

Dek Pelat Ortotropik Baja

Dek pelat ortotropik baja pertama kali dirancang pada tahun 1930-an untuk jembatan bergerak dan disebut sebagai dek pertempuran. Dek ortotropik baja dikembangkan dengan cepat pada akhir tahun 1940-an di Jerman Barat untuk penggantian jembatan yang hancur dalam Perang Dunia II pada saat baja langka, dan penggantian dek jembatan dengan dek pelat ortotropik baja menjadi cara untuk meningkatkan kapasitas beban hidup jembatan bentang menengah hingga panjang di Jerman Barat pada tahun 1950-an.

Pada tahun 1956 Woelting dan Bock melaporkan pembangunan kembali jembatan besi tempa dengan bentang 536 kaki (163 m) di dekat Kiel. Jembatan lengkung dek berengsel ganda, yang membawa lalu lintas kereta api dan jalan raya, diperlebar dan diperkuat melalui pembangunan kembali hampir seluruh jembatan kecuali lengkungan dan abutmen. Dek ortotropik baja pengganti menghilangkan sekitar 190 ton beban mati dari jembatan,

meningkatkan kapasitas beban hidup dek, dan dibangun sedemikian rupa sehingga menggantikan rangka penahan angin lateral asli.

Kelas beban hidup jembatan di dekat Darmstadt ditingkatkan dengan menggunakan dek ortotropik baja pengganti juga pada pertengahan tahun 1970-an. Jembatan rangka baja tiga bentang telah diperbaiki dan diubah dua kali sejak Perang Dunia II, tetapi dek akhirnya memburuk hingga membutuhkan penggantian. Dek beton bertulang yang ada kemudian diganti dengan dek pelat ortotropik baja, dan pengurangan berat memungkinkan jembatan untuk diklasifikasikan ulang untuk beban truk yang lebih berat.

6.3 AKSI KOMPOSIT

Pendahuluan

Modifikasi sistem balok penopang dan dek yang ada menjadi sistem komposit merupakan metode umum untuk meningkatkan kekuatan lentur jembatan. Aksi komposit balok penopang dan dek tidak hanya mengurangi tegangan beban hidup tetapi juga mengurangi defleksi dan getaran yang tidak diinginkan sebagai akibat dari peningkatan kekakuan lentur dari balok penopang dan dek yang bekerja bersama. Prosedur ini juga dapat digunakan pada jembatan yang hanya memiliki aksi komposit parsial, karena konektor geser yang awalnya disediakan tidak memadai untuk menopang beban hidup saat ini.

Aksi komposit disediakan melalui sambungan geser yang sesuai antara balok penopang dan dek jalan. Meskipun banyak perangkat telah digunakan untuk memberikan ketahanan geser horizontal yang dibutuhkan, sambungan yang paling umum digunakan saat ini adalah stud las.

Penerapan dan Keuntungan

Karena modifikasi yang diperlukan untuk menyediakan aksi komposit untuk bentang kontinu dan bentang sederhana pada dasarnya sama, bagian ini ditulis untuk bentang sederhana. Aksi komposit dapat dikembangkan secara efektif antara balok baja dan berbagai material dek, seperti beton bertulang berat normal (pracetak atau cor di tempat), beton bertulang ringan (pracetak atau cor di tempat), kayu laminasi, dan kisi-kisi baja berisi beton. Ini adalah material yang paling umum digunakan dalam dek komposit; namun, ada beberapa contoh di mana pelat dek baja telah dibuat komposit dengan balok baja. Pada paragraf berikut, keempat material dek umum ini akan dibahas secara individual.

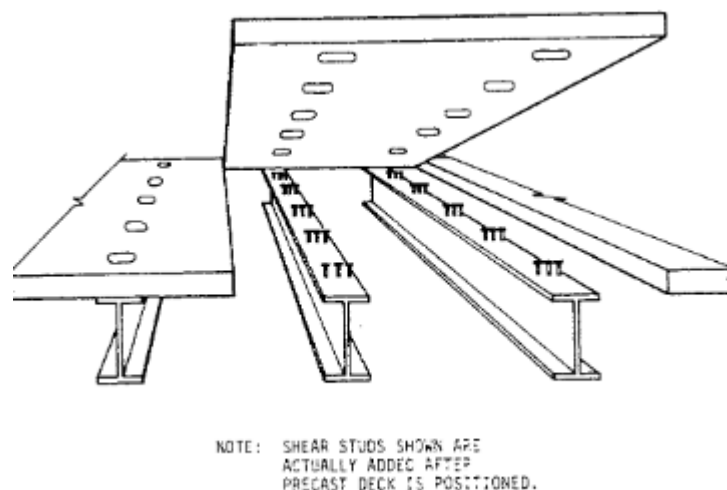
Karena balok baja biasanya digunakan untuk menopang semua dek yang disebutkan, balok baja adalah satu-satunya jenis struktur atas yang ditinjau. Kondisi dek menentukan bagaimana seseorang dapat memperoleh aksi komposit antara balok dan dek beton yang ada. Jika dek sangat rusak, aksi komposit diperoleh dengan menghilangkan dek yang ada, menambahkan konektor geser yang sesuai ke balok, dan mengecor ulang dek. Hal ini dilakukan di Blue Island, Illinois, pada Jembatan Layang Burr Oak Avenue sepanjang 1500 kaki (457 m) dengan balok pelat baja.

Jika diinginkan untuk mengurangi gangguan lalu lintas, panel beton pracetak adalah salah satu solusi yang lebih baik. Panel dibuat komposit dengan menempatkan lubang yang dibentuk pada beton pracetak langsung di atas baja struktural. Stud yang dilas kemudian

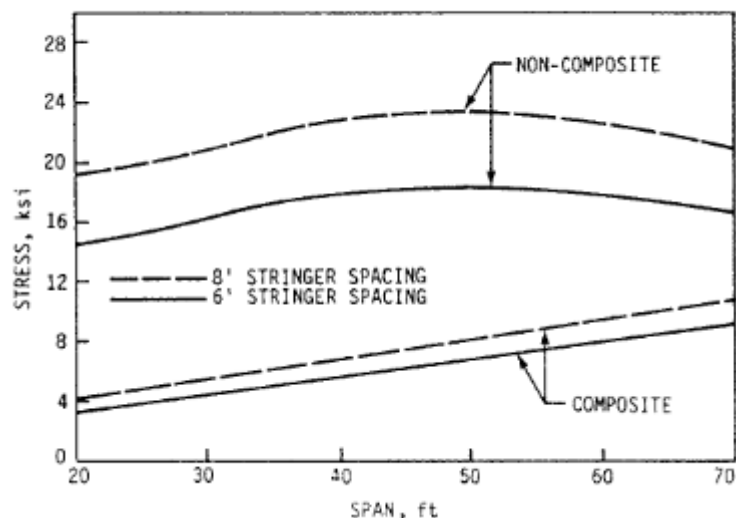
dipasang melalui lubang yang telah dibentuk sebelumnya. Prosedur ini digunakan pada jalan layang I-80 di dekat Oakland, California. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.5, panel sepanjang 30 kaki (9,1 m) hingga 40 kaki (12,2 m), dengan lubang memanjang 12 inci (305 mm) × 4 inci (100 mm) digunakan untuk mengganti dek yang ada. Empat stud dilas ke balok melalui setiap lubang. Aksi komposit diperoleh dengan mengisi lubang, serta celah antara panel dan balok baja, dengan beton yang cepat mengering.

Jika dek beton tidak perlu diganti, aksi komposit dapat diperoleh dengan mengebor melalui dek beton yang ada ke struktur baja. Konektor geser yang sesuai ditempatkan di lubang; Aksi komposit yang diinginkan kemudian diperoleh dengan mengisi lubang-lubang tersebut dengan grouting non-susut. Prosedur ini digunakan dalam rekonstruksi Pulaski Skyway di dekat Terowongan Holland yang menghubungkan New Jersey dan New York. Setelah menghilangkan lapisan aspal dan sebagian beton lama, prosedur yang dijelaskan sebelumnya dengan stud las yang ditempatkan di dalam lubang-lubang tersebut digunakan. Lubang-lubang tersebut kemudian diisi grouting dan jembatan dilapisi kembali dengan beton yang dimodifikasi lateks.

Beton ringan struktural telah digunakan baik pada panel pracetak maupun pada dek jembatan cor di tempat. Komentar yang dibuat tentang beton berat normal pada paragraf sebelumnya pada dasarnya juga berlaku untuk beton ringan. Namun, karena kekuatan geser, kekuatan leleh, dan modulus elastisitas beton ringan lebih rendah daripada beton berat normal, nilai-nilai yang lebih rendah ini harus diperhitungkan dalam desain.



Gambar 6.5 Dek pracetak dengan lubang.



Gambar 6.6 Tegangan pada flensa atas balok memanjang, aksi komposit vs. aksi nonkomposit.

Keuntungan dari aksi komposit dapat dilihat pada Gambar 6.6. Grafik ini menunjukkan penurunan tegangan flensa atas sebagai hasil dari penerapan aksi komposit pada jembatan bentang tunggal yang ditopang sederhana dengan balok baja dan dek beton setebal 8 inci. Seperti yang terlihat pada gambar ini, dua jarak antar balok, 6 kaki (1,8 m) dan 8 kaki (2,4 m) dijaga konstan, sementara panjang bentang divariasikan dari 20 kaki (6,1 m) hingga 70 kaki (21,3 m). Tegangan ini didasarkan pada momen maksimum yang dihasilkan dari beban truk standar (HS20-44) atau beban lajur standar, mana pun yang berlaku. Tegangan beton jauh di bawah batas tegangan yang diizinkan; aksi komposit mengurangi tegangan pada flensa bawah sebesar 15 hingga 30% untuk bentang panjang dan pendek, masing-masing.

Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 6.6 untuk bentang 40 kaki (12,2 m) dengan jarak antar balok 8 kaki (2,4 m), aksi komposit akan mengurangi tegangan pada flensa atas sebesar 68%, dari 22 ksi (152 MPa) menjadi 7 ksi (48 MPa). Aksi komposit sedikit lebih bermanfaat pada bentang pendek daripada bentang panjang, dan semakin besar jarak antar balok, semakin besar pengurangan tegangan ketika aksi komposit ditambahkan. Hasil untuk jenis dek lainnya serupa tetapi akan bergantung pada jenis dan ukuran dek, jumlah aksi komposit yang diperoleh, jenis sistem pendukung, dan sebagainya.

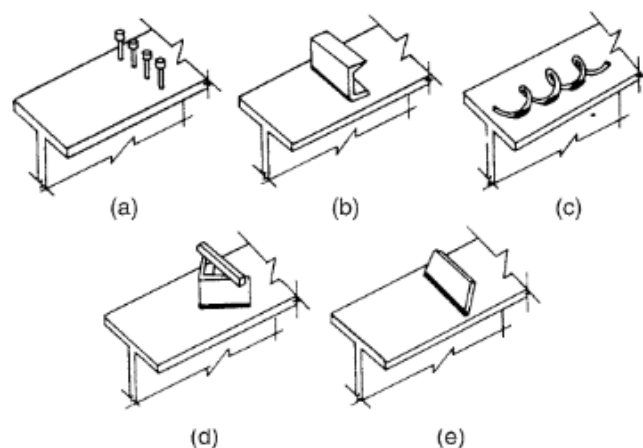
Jenis Konektor Geser

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, untuk menciptakan aksi komposit antara balok baja dan dek jembatan, diperlukan beberapa jenis konektor geser. Di masa lalu, beberapa jenis konektor geser yang berbeda telah digunakan di lapangan; konektor ini dapat dilihat pada Gambar 6.7. Dari semua jenis tersebut, karena kemajuan dan kemudahan penerapannya, stud las telah menjadi konektor geser yang paling umum digunakan saat ini. Dalam penguatan jembatan yang sudah ada, seringkali ditemukan salah satu jenis konektor geser yang lebih lama. Evaluasi kekuatan harus dilakukan untuk memastikan bahwa konektor

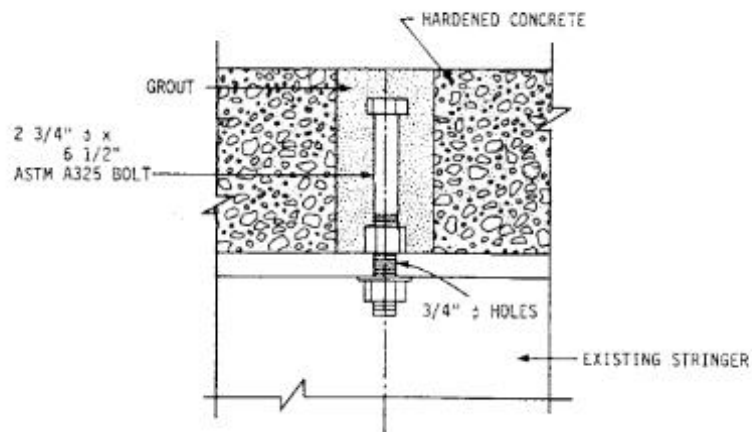
geser yang ada memadai. Referensi berikut dapat digunakan untuk mendapatkan kekuatan ultimat dari berbagai jenis konektor geser.

Metode untuk menghitung kekuatan batang pipih dapat ditemukan di Cook; juga, pekerjaan yang dilakukan oleh Klaiber dan kawan-kawan. dapat digunakan dalam mengevaluasi kekuatan sudut yang diperkuat. Spesifikasi standar AASHTO yang lebih lama dapat digunakan untuk mendapatkan kekuatan ultimat konektor geser; misalnya, nilai untuk spiral dapat ditemukan dalam spesifikasi standar AASHTO dari tahun 1957 hingga 1968. Spesifikasi AASHTO saat ini hanya memberikan persamaan kekuatan ultimat untuk stud las dan kanal; oleh karena itu, jika konektor geser selain kedua jenis ini ditemukan, referensi yang disebutkan sebelumnya harus dikonsultasikan.

Prosedur yang digunakan untuk menggunakan baut berkekuatan tinggi sebagai konektor geser (Gambar 6.8) sangat mirip dengan yang digunakan untuk memanfaatkan stud las pada beton yang ada, kecuali untuk lubang yang diperlukan pada balok baja. Untuk meminimalkan slip, lubang pada balok baja dibuat dengan ukuran yang sama dengan diameter baut. Dedic dan Klaiber dan Dallam telah menunjukkan bahwa kekuatan dan kekakuan baut berkekuatan tinggi pada dasarnya sama dengan kekuatan dan kekakuan stud geser las. Dengan demikian, rumus kekuatan ultimate AASHTO yang ada untuk konektor stud las dapat digunakan untuk memperkirakan kapasitas ultimate baut berkekuatan tinggi.



Gambar 6.7 Konektor geser umum. (a) Stud las; (b) kanal; (c) spiral; (d) sudut yang diperkuat; (e) batang datar miring.



Gambar 6.8 Detail konektor geser baut berkekuatan tinggi dengan mur ganda.

Pertimbangan Desain

Cara untuk mendapatkan aksi komposit akan bergantung pada dek jembatan masing-masing. Jika dek dalam kondisi buruk dan perlu diganti, variabel berikut harus dipertimbangkan: (1) kemampuan pengelasan balok baja, (2) jenis konektor geser, dan (3) pracetak vs. cor di tempat. Untuk menentukan kemampuan pengelasan konektor geser, jenis baja pada balok harus diketahui. Jika jenis baja tidak diketahui, potongan kecil dapat diambil dari balok untuk menentukan kemampuannya. Jika ditemukan bahwa pengelasan tidak memungkinkan, pada dasarnya satu-satunya alternatif untuk sambungan geser adalah baut berkekuatan tinggi.

Meskipun prosedur ini jarang dilakukan, baut dapat digunakan untuk memasang kanal ke balok untuk sambungan geser. Jika pengelasan memungkinkan, dapat digunakan baut las atau profil kanal. Karena kemudahan pemasangan baut las, profil kanal jarang digunakan saat ini. Pada konstruksi lama di mana pelat penutup baja dipaku ke flensa balok, pilihan yang mungkin tersedia adalah melepas paku keling yang menghubungkan pelat penutup atas ke flensa atas balok dan mengganti paku keling dengan baut berkekuatan tinggi dengan cara yang mirip dengan yang ditunjukkan pada Gambar 6.8.

Menurut manual AASHTO saat ini, Spesifikasi Standar untuk Jembatan Jalan Raya, pada jembatan baru, konektor geser harus dirancang untuk ketahanan terhadap kelelahan dan diperiksa kekuatan maksimumnya. Namun, pada jembatan lama, sisa umur kelelahan jembatan akan jauh lebih pendek daripada konektor geser baru; oleh karena itu, konektor geser baru hanya perlu dirancang untuk kekuatan maksimum. Jika jembatan yang sudah ada dengan aksi komposit memerlukan konektor geser tambahan, kapasitas kekuatan ultimate dari konektor geser asli (konektor #1) dan konektor geser baru (konektor #2) dapat dengan mudah dijumlahkan meskipun keduanya merupakan jenis konektor yang berbeda. Variasi kekakuan konektor geser baru dan konektor geser asli pada dasarnya tidak akan berpengaruh pada perilaku elastis jembatan dan efek nominal pada kekuatan ultimate.

Metode yang paling umum untuk menciptakan aksi komposit ketika bekerja dengan dek beton pracetak adalah dengan membuat slot terlebih dahulu pada panel individual. Slot

ini kemudian disejajarkan dengan stringer untuk penempatan konektor geser selanjutnya (lihat Gambar 6.5). Setelah konektor geser terpasang, lubang-lubang tersebut diisi dengan beton non-susut. Prosedur serupa dapat digunakan dengan kayu laminasi kecuali lubang untuk konektor geser dibor setelah panel dipasang.

Ketika diperlukan untuk memperkuat bentang kontinu, aksi komposit masih dapat digunakan. Salah satu pendekatan umum adalah mendesain daerah momen positif menggunakan prosedur yang sama seperti pada jembatan bentang sederhana. Saat mendesain daerah momen negatif, insinyur memiliki dua alternatif. Insinyur dapat melanjutkan konektor geser di atas daerah momen negatif, dalam hal ini baja longitudinal dapat digunakan dalam menghitung sifat penampang di daerah momen negatif.

Alternatif lainnya adalah menghentikan konektor geser di atas daerah momen negatif. Selama konektor angkur tambahan di daerah titik kontrafleksi beban mati disediakan, seperti yang dipersyaratkan oleh kode, konektor geser kontinu tidak diperlukan. Jika alternatif kedua ini digunakan, insinyur tidak dapat menggunakan baja longitudinal dalam menghitung sifat penampang di daerah momen negatif. Jika konektor geser dilanjutkan di atas daerah momen negatif, perlu diperiksa untuk memastikan bahwa baja longitudinal tidak mengalami tegangan berlebih. Perancang harus berkonsultasi dengan standar AASHTO yang relevan untuk memenuhi pedoman desain terkini.

6.4 PENINGKATAN KEKUATAN ELEMEN JEMBATAN

Penambahan Pelat Penutup Baja

Jembatan Balok Baja

Deskripsi, Salah satu prosedur paling umum yang digunakan untuk memperkuat jembatan yang sudah ada adalah penambahan pelat penutup baja pada elemen yang sudah ada. Pelat penutup baja, sudut, atau bagian lain dapat dipasang pada balok dengan menggunakan baut atau las. Baja tambahan biasanya dipasang pada flensa bagian yang sudah ada sebagai cara untuk meningkatkan modulus penampang, sehingga meningkatkan kapasitas lentur elemen tersebut.

Dalam kebanyakan kasus, elemen tersebut diangkat dengan dongkrak selama proses penguatan, sehingga mengurangi tegangan beban mati pada elemen yang sudah ada. Bagian pelat penutup baru kemudian mampu menahan tegangan beban hidup dan beban mati ketika dongkrak dilepas, yang memastikan bahwa lebih sedikit baja yang dibutuhkan pada pelat penutup. Jika jembatan tidak diangkat dengan dongkrak, pelat penutup hanya akan menahan tegangan beban hidup, dan lebih banyak baja akan dibutuhkan.

Penerapan, Keuntungan, dan Kerugian

Teknik yang dijelaskan dalam bagian ini dapat diterapkan secara luas pada elemen baja yang kapasitas lenturnya tidak memadai. Elemen dalam kategori ini termasuk balok baja (baik komposit maupun non-komposit), balok lantai, dan gelagar pada jembatan yang ditopang sederhana atau jembatan menerus. Namun, perlu dicatat bahwa pelat penutup paling efektif pada elemen komposit.

Ada sejumlah keuntungan menggunakan pelat penutup baja sebagai metode penguatan jembatan yang sudah ada. Metode ini dapat dipasang dengan cepat dan hanya membutuhkan sedikit peralatan khusus serta tenaga kerja dan material yang minimal. Jika tegangan flensa bawah mengontrol desain, pelat penutup efektif bahkan jika dek tidak diganti. Dalam hal ini, metode ini lebih efektif jika diterapkan pada konstruksi non-komposit. Selain itu, prosedur desainnya mudah dan karenanya membutuhkan waktu minimal untuk diselesaikan.

Dalam beberapa kasus, keuntungan ini dapat diimbangi oleh masalah pengendalian lalu lintas dan pengangkatan jembatan yang mahal. Paling tidak, jembatan mungkin harus ditutup atau jalur lalu lintas terpisah dibuat untuk mengurangi tegangan pada jembatan selama penguatan. Selain itu, masalah signifikan dapat berkembang jika sebagian pelat harus dihilangkan untuk menambahkan pelat penutup ke bagian atas balok. Ketika pelat penutup dipasang ke flensa bawah, pelat harus diperiksa untuk mengetahui adanya kekurangan jarak jika situasinya mengharuskan demikian. Masalah potensial lain jika pengelasan digunakan adalah bahwa anggota yang ada mungkin tidak kompatibel dengan bahan pengelasan saat ini.

Masalah yang paling sering dilaporkan yang ditemui dengan penambahan pelat penutup baja adalah retak kelelahan di bagian atas lasan di ujung pelat penutup. Dalam sebuah studi oleh Wattar dan kawan-kawan, disarankan agar baut digunakan di ujung pelat penutup. Pengujian menunjukkan bahwa pemasangan baut di ujung meningkatkan kategori kelelahan anggota dari kategori tegangan E menjadi B dan juga menghasilkan penghematan material dengan memungkinkan pelat dipotong pada titik potong teoritis.

Metode lain untuk memperkuat detail ini adalah dengan menggerinda lasan melintang menjadi kemiringan 1:3. Ini adalah praktik Departemen Jalan Raya Negara Bagian Maryland. Penggunaan palu pneumatik untuk memukul ujung las dan menimbulkan tegangan sisa tekan juga efektif dalam memperkuat sambungan. Kekuatan leleh dapat ditingkatkan dari kategori tegangan E menjadi D dengan menggunakan teknik ini. Kedua solusi tersebut telah terbukti secara signifikan mengurangi masalah retak leleh pada ujung pelat penutup.

Material selain pelat penutup flensa dapat ditambahkan ke flensa balok penopang untuk penguatan. Misalnya, Departemen Perhubungan Iowa lebih memilih untuk memasang sudut pada web jembatan balok I baja (baik yang ditopang sederhana maupun bentang kontinu) dengan baut berkekuatan tinggi sebagai cara untuk mengurangi tegangan beban hidup lentur pada balok.

Gambar 6.9 menunjukkan proyek yang diselesaikan oleh Departemen Perhubungan Iowa yang melibatkan penambahan sudut pada balok I baja menggunakan baut berkekuatan tinggi. Dalam beberapa kasus, sudut hanya dipasang di dekat flensa bawah. Biasanya, jembatan tidak diangkat selama penguatan, dan hanya beban hidup yang dihilangkan dari balok I tertentu yang sedang diperkuat. Karena sudut dipasang dengan baut, masalah retak kelelahan yang dapat terjadi dengan pengelasan dihilangkan. Namun, metode ini memiliki satu potensi masalah: kemungkinan harus menghilangkan sebagian penguat web jika salah satunya dilintasi oleh sudut.

Metode lain untuk menambahkan material pada elemen yang sudah ada untuk penguatan ditunjukkan pada Gambar 6.10 di mana T struktural dibaut ke flensa bawah balok

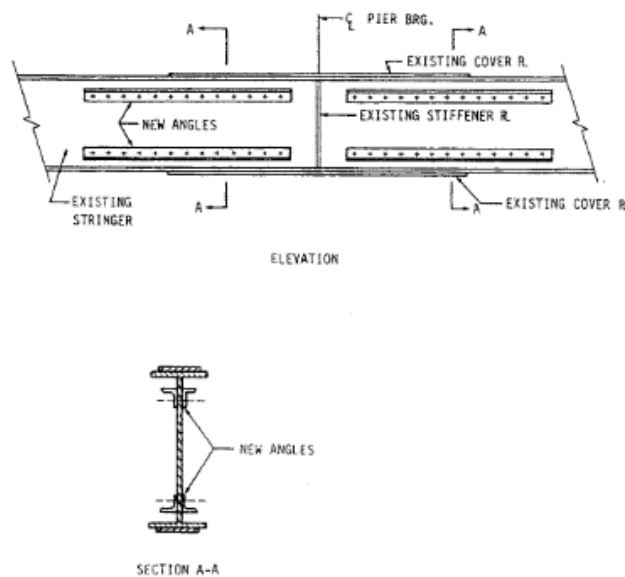
memanjang yang sudah ada menggunakan sudut struktural. Ide ini mewakili alternatif desain yang direkomendasikan oleh Howard, Needles, Tammen, dan Bergendoff sebagai salah satu metode penguatan jembatan yang terdiri dari tiga bentang sederhana 50 kaki (15,2 m). Masing-masing dari empat balok memanjang per bentang diperkuat dengan cara yang serupa.

Prosedur Desain, Langkah-langkah desain dasar yang diperlukan dalam desain pelat penutup baja adalah sebagai berikut:

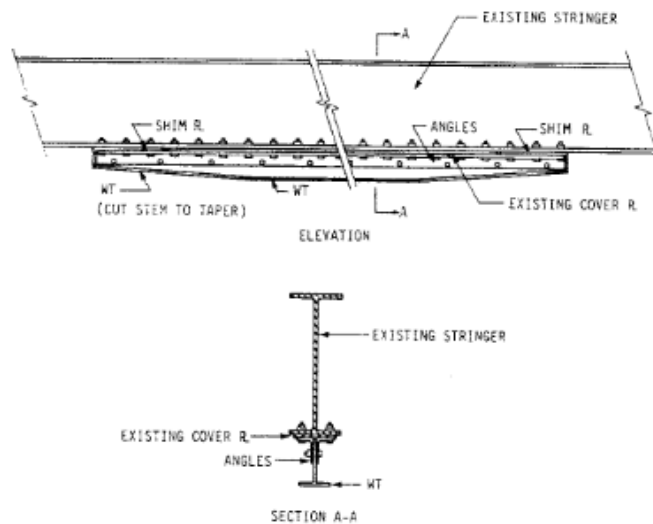
1. Tentukan amplop momen dan geser untuk kapasitas beban hidup yang diinginkan dari setiap balok.
2. Tentukan modulus penampang yang dibutuhkan untuk setiap balok.
3. Tentukan jumlah baja optimal untuk mencapai modulus penampang yang diinginkan – persyaratan kekuatan, persyaratan kelelahan.
4. Desain sambungan pelat penutup untuk persyaratan kekuatan balok, persyaratan kelelahan.
5. Tentukan titik potong aman untuk pelat penutup.

Selain langkah-langkah desain di atas, pertimbangan konstruksi berikut ini mungkin bermanfaat:

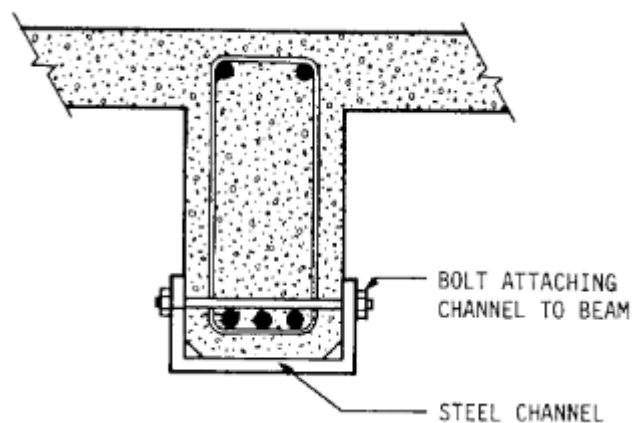
1. Menggerinda las melintang hingga kemiringan 1:3 atau memasang baut pada ujung pelat daripada mengelas mengurangi keretakan kelelahan pada ujung pelat penutup.
2. Dalam kebanyakan kasus, penghematan baja yang substansial dapat dilakukan jika jembatan diangkat untuk mengurangi tegangan beban mati sebelum menambahkan pelat penutup.
3. Pengelasan pelat penutup harus diselesaikan dalam satu hari kerja. Ini meminimalkan kemungkinan menempatkan las kontinu pada suhu yang berbeda dan menimbulkan konsentrasi tegangan.
4. Pembersihan permukaan pengelasan dengan sandblasting pada balok yang ada mungkin diperlukan.



Gambar 6.9 Metode Iowa DOT untuk menambahkan sudut pada balok I baja.



Gambar 6.10 Penguatan balok baja yang ada dengan penambahan penampang T struktural.



Gambar 6.11 Penambahan kanal baja pada balok beton bertulang yang sudah ada.

Jembatan Beton Bertulang

Deskripsi, Salah satu metode untuk meningkatkan kapasitas lentur balok beton bertulang adalah dengan memasang pelat penutup baja atau bentuk baja lainnya pada sisi tarik balok. Pelat atau bentuk tersebut biasanya dipasang dengan cara dibaut, dikunci, atau dipasak untuk menciptakan kontinuitas antara balok lama dan material baru. Jika balok juga tidak memadai dalam geser, kombinasi tali pengikat dan pelat penutup dapat ditambahkan untuk meningkatkan kapasitas geser dan lentur. Karena sebagian besar beban pada sebagian besar struktur beton adalah beban mati, agar pemasangan pelat penutup paling efektif, struktur harus diangkat sebelum pemasangan pelat penutup untuk mengurangi tegangan beban mati pada elemen tersebut. Penambahan pelat penutup baja mungkin juga memerlukan penambahan beton pada sisi tekan elemen tersebut.

Penerapan, Metode yang berhasil untuk memperkuat balok beton bertulang melibatkan pemasangan kanal baja pada batang balok. Teknik ini ditunjukkan pada Gambar 6.11. Taylor melakukan pengujian pada penampang menggunakan kanal baja dan menemukan

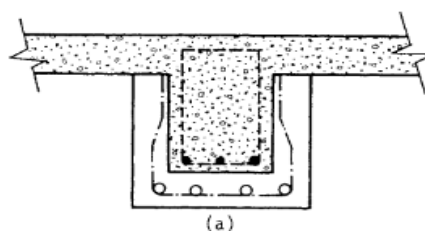
bahwa metode ini efektif untuk penguatan. Keuntungan dari metode ini adalah kanal yang digulung tersedia dalam berbagai ukuran, hanya memerlukan sedikit persiapan tambahan sebelum pemasangan, dan menyediakan bekisting siap pakai untuk penambahan grouting.

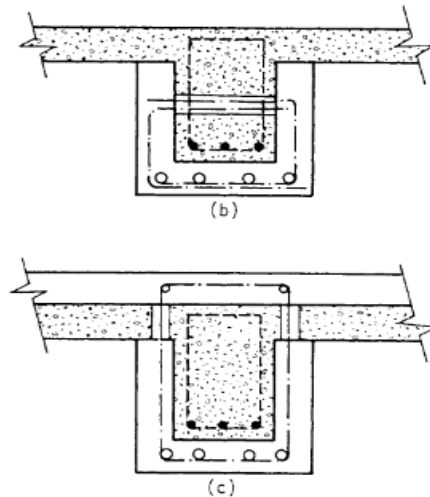
Kanal juga dapat dengan mudah diperkuat dengan pelat penutup yang dilas jika diperlukan kekuatan tambahan. Kanal pracetak merupakan pengganti yang efektif ketika bagian yang digulung dengan ukuran yang dibutuhkan tidak tersedia. Perlu dicatat bahwa baut ditempatkan di atas baja longitudinal sehingga sengkang dapat menahan gaya geser yang ditransmisikan oleh kanal. Jika diperlukan kapasitas geser tambahan, sengkang eksternal juga harus dipasang. Disarankan juga untuk menggunakan grouting resin epoksi di antara baut dan beton. Grouting resin epoksi memberikan penetrasi yang lebih besar pada lubang baut, sehingga mengurangi selip dan meningkatkan kekuatan aksi komposit.

Pemasangan baut pada pelat baja di bagian bawah dan samping penampang balok juga telah berhasil dilakukan, seperti yang didokumentasikan oleh Warner. Pemasangan baut mungkin merupakan metode yang mahal dan memakan waktu, karena lubang biasanya harus dibor melalui beton lama. Namun, pemasangan baut efektif dalam memberikan aksi komposit antara material lama dan baru. Penempatan tulangan memanjang yang dikombinasikan dengan selubung beton atau penutup beton adalah metode lain untuk meningkatkan kapasitas lentur elemen. Metode ini ditunjukkan pada Gambar 6.12a dan b seperti yang diuraikan dalam artikel tentang penguatan oleh Westerberg. Warner menyajikan metode serupa yang ditunjukkan pada Gambar 6.12c.

Membangun ikatan antara material lama dan baru sangat penting untuk mengembangkan kontinuitas penuh. Pembersihan dan persiapan beton lama yang cermat dan penerapan primer resin epoksi yang sesuai sebelum menambahkan beton baru akan memberikan ikatan yang memadai. Sengkang juga harus ditambahkan untuk memberikan tulangan geser tambahan dan untuk menopang batang memanjang yang ditambahkan.

Prosedur Desain dan Analisis, Desain pelat penutup baja untuk elemen beton bergantung pada jumlah kontinuitas yang diasumsikan ada antara material lama dan baru. Jika diasumsikan bahwa kontinuitas penuh dapat dicapai dan bahwa regangan bervariasi secara linier di seluruh kedalaman balok, perhitungan pada dasarnya mudah. Seperti yang dinyatakan sebelumnya, sebagian besar beban pada struktur beton adalah beban mati, dan pengangkatan dek selama pemasangan pelat penutup akan sangat mengurangi jumlah baja baru yang dibutuhkan. Perlu juga dicatat bahwa baja tambahan dapat menyebabkan penampang yang terlalu bertulang. Hal ini dapat dikompensasi dengan beton tambahan atau baja tulangan di zona tekan.





Gambar 6.12 Teknik untuk meningkatkan kapasitas lentur balok beton bertulang dengan selubung beton bertulang.

Studi Kasus

Pelat penutup baja dapat digunakan dalam berbagai situasi. Pelat ini dapat digunakan untuk meningkatkan modulus penampang balok baja, beton bertulang, dan kayu. Pelat penutup baja juga merupakan metode yang efektif untuk memperkuat elemen tekan pada rangka dengan menyediakan luas penampang tambahan dan dengan mengurangi rasio kelangsingan elemen tersebut.

Mancarti melaporkan penggunaan pelat penutup baja untuk memperkuat balok lantai pada Jembatan Pit River dan Jembatan Layang di California. Struktur rangka tersebut membutuhkan penguatan berbagai komponen lain untuk mengakomodasi peningkatan beban mati. Balok penopang pada jembatan ini diperkuat dengan menerapkan tendon prategang di dekat flensa atas untuk mengurangi tegangan tarik di daerah momen negatif. Prategang ini menyebabkan peningkatan tegangan tekan pada flensa bawah, yang pada gilirannya membutuhkan penambahan batang baja ke bagian atas flensa bawah balok penopang.

Dalam sebuah laporan oleh Rodriguez dan kawan-kawan. sejumlah kasus pemasangan pelat penutup pada elemen rangka kereta api lama yang sudah ada dikutip. Studi kasus ini mencakup inspeksi 109 jembatan dan penentuan keamanannya. Beberapa teknik penguatan termasuk pemasangan pelat baja pada elemen balok serta elemen rangka. Pelat penutup yang digunakan untuk memperkuat balok lantai yang ada pada rangka tembus yang kurang memadai dirancang untuk menahan semua momen lentur beban hidup. Elemen rangka yang kurang memadai diperkuat dengan penampang kotak yang terbuat dari pelat yang dilas. Kotak tersebut ditempatkan di sekitar elemen yang ada dan dihubungkan dengannya melalui pengelasan.

Penguatan Geser

Penguatan Geser Eksternal untuk Balok Beton, Baja, dan Kayu

Kekuatan geser balok beton bertulang atau balok beton prategang dapat ditingkatkan dengan penambahan tali baja eksternal, pelat, atau sengkang. Tali baja biasanya dililitkan di sekitar elemen dan dapat diberi prategang. Prategang memungkinkan material baru untuk

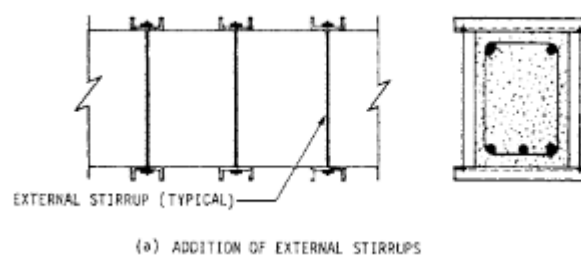
berbagi beban mati dan beban hidup secara merata dengan material lama, sehingga menghasilkan penggunaan material tambahan yang lebih efisien. Salah satu kelemahan penambahan tali baja adalah pemotongan dek untuk memasang tali tersebut membuat tali tersebut terpapar di permukaan dek dan dengan demikian sulit untuk dilindungi. Sebaliknya, penambahan pelat baja tidak memerlukan pemotongan dek. Pelat baja biasanya dipasang pada balok dengan baut atau pasak.

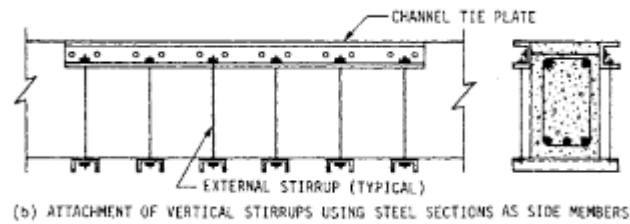
Tali pengikat eksternal juga dapat dipasang dengan konfigurasi yang berbeda. Gambar 6.13a menunjukkan metode pemasangan tali pengikat vertikal menggunakan kanal di bagian atas dan bawah balok. Dek (tidak ditunjukkan pada kedua gambar) memberikan perlindungan untuk kanal baja atas. Penambahan bagian baja di bagian atas web balok dan pemasangan tali pengikat ditunjukkan pada Gambar 6.13b. Dengan cara ini, pemotongan lubang melalui dek dihilangkan. Tali pengikat eksternal juga dapat diberi prategang dalam sebagian besar situasi jika diinginkan.

Metode lain untuk meningkatkan kekuatan geser ditunjukkan pada Gambar 6.14. Metode ini merupakan kombinasi prategang dan penambahan baja dalam bentuk tendon prategang. Sebagaimana direkomendasikan dalam manual penguatan oleh OECD, tendon dapat ditambahkan dalam orientasi vertikal atau miring dan dapat ditempatkan di dalam web balok atau di dalam kotak seperti yang ditunjukkan pada gambar. Perhatian harus diberikan untuk menghindari tegangan berlebih pada bagian struktur saat prategang. Jika terdapat retakan pada elemen, praktik yang baik adalah menyuntiknya dengan epoksi sebelum menerapkan gaya prategang.

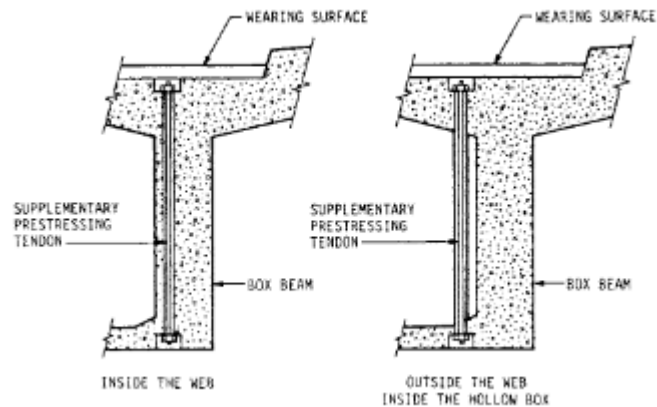
Dokumentasi teknik penguatan jenis ini juga dibuat oleh Audrey dan Suter dan Dilger dan Ghali. Gambar 6.15 mengilustrasikan teknik yang digunakan oleh Dilger dan Ghali di mana penebalan web ditambahkan ke bagian dalam web kotak sebelum menambahkan tulangan eksternal yang terdiri dari batang baja yang diberi tegangan. Penebalan diperlukan untuk mengurangi tegangan tarik yang dihitung di bagian luar web karena prategang tulangan.

West merujuk pada sejumlah metode pemasangan pelat baja pada web balok I baja yang kurang kuat sebagai cara untuk meningkatkan kekuatannya. Pelat baja biasanya berukuran panel dan dipasang di antara penguat dengan cara dibaut atau dilas. Jika tegangan geser tinggi, pelat harus terpasang rapat di antara penguat dan flensa balok. West menunjukkan bahwa salah satu keuntungan dari metode ini adalah dapat diterapkan dalam kondisi lalu lintas.





Gambar 6.13 Metode penambahan tulangan geser eksternal pada balok beton bertulang.



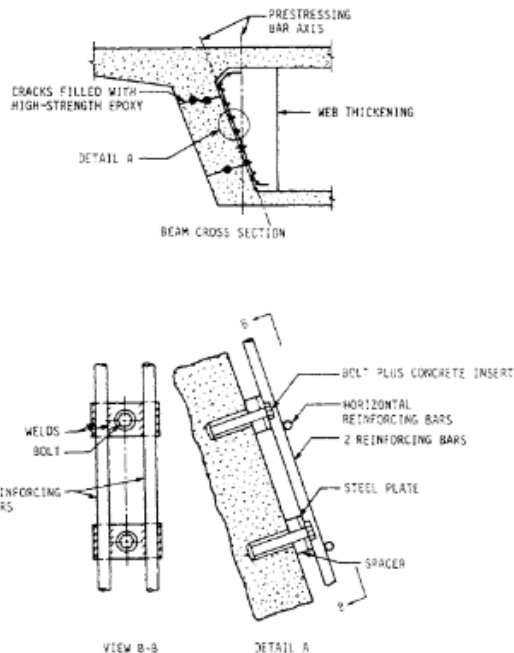
Gambar 6.14 Tulangan geser eksternal pada balok kotak.

Balok kayu dengan kapasitas geser yang tidak memadai dapat diperkuat dengan menambahkan pelat penutup baja. Laporan NCHRP 222 menunjukkan metode perbaikan balok kayu yang rusak dengan kapasitas geser yang tidak memadai. Prosedur ini melibatkan pemasangan pelat baja ke bagian bawah balok di daerah yang kurang memadai dan memasangnya dengan baut tarik yang ditempatkan di kedua sisi balok. Lubang dibor melalui bagian atas dek, dan tali baja ditempatkan di permukaan dek dan pada sambungan ke baut.

Injeksi Epoksi dan Penyisipan Tulangan

Departemen Perhubungan Kansas telah mengembangkan dan berhasil menggunakan metode untuk memperbaiki jembatan balok beton bertulang. Jembatan tersebut telah mengalami retakan geser pada balok memanjang utama. Prosedur yang digunakan oleh Departemen Perhubungan Kansas tidak hanya mencegah retakan geser lebih lanjut tetapi juga secara signifikan meningkatkan kekuatan geser balok yang diperbaiki.

Metode ini melibatkan pencarian dan penyegelan semua retakan balok dengan karet silikon, menandai garis tengah balok pada dek, menemukan tulangan dek melintang, mengebor lubang 45° dengan vakum yang menghindari tulangan dek, memompa lubang dan retakan hingga penuh dengan epoksi, dan memasukkan batang tulangan ke dalam lubang yang telah diisi epoksi. Detail tipikal ditunjukkan pada Gambar 6.16.

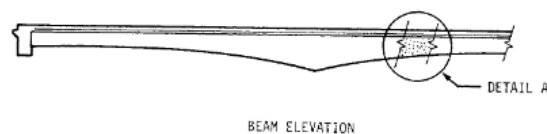


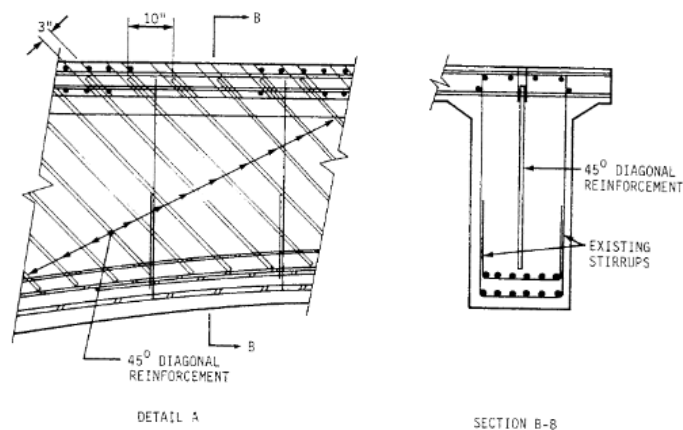
Gambar 6.15 Detail penguatan web untuk memperkuat balok kotak dalam geser.

Keuntungan menggunakan metode perbaikan epoksi dan penyisipan tulangan adalah penerapannya yang luas pada berbagai jembatan. Meskipun Departemen Transportasi Kansas melaporkan penggunaan metode penguatan ini pada jembatan beton bertulang kontinu dua girder, metode ini dapat menjadi solusi praktis pada sebagian besar jenis jembatan balok beton prategang dan jembatan girder beton bertulang yang membutuhkan kekuatan geser tambahan. Namun, persyaratan peralatan penting yang dibutuhkan untuk metode penguatan ini dapat membatasi kegunaannya. Sebelum pengeboran, baja dek melintang harus ditemukan. Unit pengeboran dan pompa vakum yang dibutuhkan harus mampu mengebor lubang lurus dengan cepat hingga kedalaman yang terkontrol dan menjaga lubang tetap bersih dan bebas debu.

Penambahan Tulangan Geser Eksternal

Penguatan elemen jembatan beton yang memiliki kapasitas geser yang kurang dapat dilakukan dengan menambahkan tulangan geser eksternal. Tulangan geser dapat terdiri dari pelat samping baja atau tulangan sengkang baja. Metode ini telah diterapkan pada banyak sistem jembatan beton.





Gambar 6.16 Prosedur penguatan geser Kansas DOT.

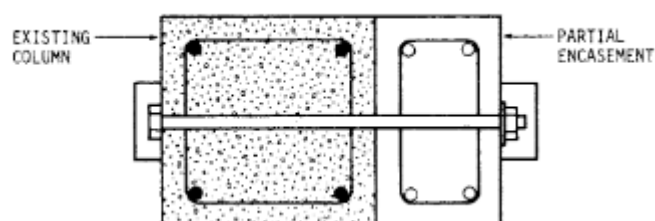
Metode yang diusulkan oleh Warner melibatkan penambahan sengkang eksternal. Sengkang terdiri dari batang baja yang ditempatkan di kedua sisi penampang balok dan dipasang pada pelat di bagian atas dan bawah penampang. Dalam beberapa aplikasi, kanal dipasang di kedua sisi di bagian atas penampang untuk memasang sengkang. Ini menghilangkan pengeboran melalui dek untuk membuat sambungan ke pelat.

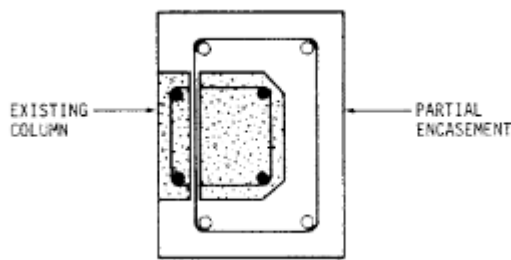
Dalam sebuah studi oleh Dilger dan Ghali, tulangan geser eksternal digunakan untuk memperbaiki web jembatan beton prategang. Meskipun tindakan yang digunakan dimaksudkan untuk mengembalikan anggota yang kurang mampu ke kapasitas lentur aslinya, teknik yang diterapkan dapat digunakan untuk meningkatkan kekuatan geser anggota yang ada. Balok kotak kontinu pada jembatan sepanjang 827 kaki (252 m) telah retak parah ketika diberi prategang. Web balok kotak interior diperkuat dengan penambahan 1 inci. Batang baja berdiameter (25 mm) ditempatkan di kedua sisi web. Lubang dibor pada pelat atas dan bawah sedekat mungkin dengan web untuk meminimalkan tegangan lentur lokal pada pelat. Tendon prategang ditempatkan melalui lubang, diberi tegangan, dan kemudian dijangkar.

Web luar yang miring diperkuat dengan baja tulangan. Sebelum batang ditambahkan, bagian dalam web "dipertebal" dan tulangan dipasang dengan baut jangkar yang ditempatkan melalui pelat baja yang dilas ke tulangan. Penebalan web diperlukan karena prategangan akan menghasilkan tegangan tarik yang substansial pada permukaan luar web.

Pelapisan Tiang Pancang Kayu atau Beton dan Kolom Dermaga

Peningkatan kekuatan tiang pancang kayu atau beton dan kolom dermaga dapat dicapai dengan melapisi kolom dengan selubung beton atau baja. Pelapisan dapat diterapkan pada seluruh panjang kolom atau hanya pada bagian yang mengalami kerusakan parah.





Gambar 6.17 Pelapisan sebagian kolom yang ada.

Pelapisan meningkatkan luas penampang kolom dan mengurangi rasio kelangsingan kolom. Pelapisan sebagian kolom juga dapat sangat efektif ketika momen tidak seimbang bekerja pada kolom. Gambar 6.17 mengilustrasikan dua konsep penambahan elemen yang dicatat dari pekerjaan penguatan struktur beton bertulang di Eropa.

Pelapisan kolom yang ada secara lengkap dengan selubung beton telah menjadi metode yang sering digunakan untuk memperkuat kolom dermaga beton. Biasanya, tulangan ditempatkan di sekeliling perimeter kolom yang ada di dalam jaket dan “ramset” ke elemen yang ada. Kesulitan yang paling sering diamati dengan teknik ini adalah mengembangkan kontinuitas antara material lama dan baru. Ini sangat penting jika sebagian beban akan dipindahkan ke material baru. Pekerjaan oleh Soliman tentang perbaikan kolom beton bertulang dengan jaket telah mencakup investigasi eksperimental tegangan ikatan antara kolom dan jaket.

Langkah pertama biasanya adalah persiapan permukaan kolom beton yang ada. Pertimbangan juga harus diberikan pada saat ini untuk mengangkat struktur atas dan menempatkan penyangga sementara di kedua sisi kolom. Solimann menyimpulkan bahwa ini adalah langkah penting, karena fenomena penyusutan menyebabkan tegangan tekan pada kolom yang akan berkurang jika kolom yang ada tidak dibebani.

Selain itu, penyangga akan diperlukan jika kolom menunjukkan tanda-tanda kerusakan yang signifikan. Prosedur ini juga akan memungkinkan material baru untuk berbagi beban mati dan beban hidup secara merata setelah penyangga dilepas. Batang tulangan longitudinal tambahan dan sengkang kemudian ditempatkan di sekitar kolom. Tulangan sengkang spiral harus digunakan karena akan memberikan kekuatan dan daktilitas yang lebih besar daripada sengkang biasa. Resin epoksi kemudian diaplikasikan pada beton lama untuk meningkatkan aksi ikatan antara beton lama dan beton yang akan ditambahkan. Bekisting kemudian didirikan untuk membentuk jaket, dan beton ditempatkan dan dipadatkan.

Teknik jaketing telah banyak digunakan untuk perbaikan seismik kolom pilar yang ada dan topik ini dibahas dalam Bab 43. Sebuah laporan terbaru oleh Wipf dan kawan-kawan. memberikan daftar dan diskusi yang luas tentang berbagai metode perbaikan untuk kolom jembatan beton bertulang, termasuk penggunaan jaket baja dan pembungkus polimer yang diperkuat serat.

Modifikasi Jaketing

Meningkatkan kapasitas daya dukung kolom pilar jembatan atau tiang kayu yang menopang kepala tiang biasanya dicapai melalui penambahan material ke penampang yang

ada. Jaketing atau menambahkan selubung di sekitar perimeter kolom dapat dilakukan dengan beberapa cara.

Dalam makalah karya Karamchandani, berbagai konsep untuk melapisi anggota yang sudah ada diilustrasikan. Ini termasuk penambahan tulangan dan beton di sekitar tiga sisi balok persegi panjang serta penempatan hanya di bagian bawah web balok. Skema tambahan juga diilustrasikan untuk anggota kolom. Efektivitas metode ini bergantung pada tingkat adhesi antara beton baru dan beton yang sudah ada, yang dapat bervariasi antara 30 dan 80% dari total kekuatan beton di tempat. Penulis menyarankan pengelasan tulangan baru ke tulangan yang sudah ada dan menggunakan beton dengan slump 3 hingga 4 inci (75 hingga 100 mm). Penggunaan semen pengerasan cepat tidak disarankan, karena menghasilkan kekuatan beton yang lebih rendah pada permukaan kontak karena tegangan kontraksi yang tinggi.

Penambahan kerah beton pada kolom beton bertulang dilakukan paling efisien dengan menggunakan tulangan melingkar daripada pasak atau kunci geser menurut Klein dan Gouwens. Sementara metode lain mungkin memerlukan pengeboran dan/atau pemotongan yang mahal dan memakan waktu, tulangan melingkar tidak. Ketika metode ini digunakan, gesekan geser adalah mekanisme transfer beban utama antara kerah dan kolom yang ada. Klein dan Gouwens telah menguraikan prosedur desain untuk metode penguatan ini.

Dalam makalah oleh Syrmakezis dan Voyatzis, metode analitis untuk menghitung koefisien kekakuan kolom yang diperkuat dengan jaket disajikan. Prosedur ini menggunakan kondisi kompatibilitas untuk deformasi sistem yang diperkuat dan analisis dapat mempertimbangkan sambungan kaku antara jaket dan kolom pada kondisi di mana slip relatif diperbolehkan.

6.5 PASCA-TEGANG PADA KOMPONEN JEMBATAN

Pendahuluan

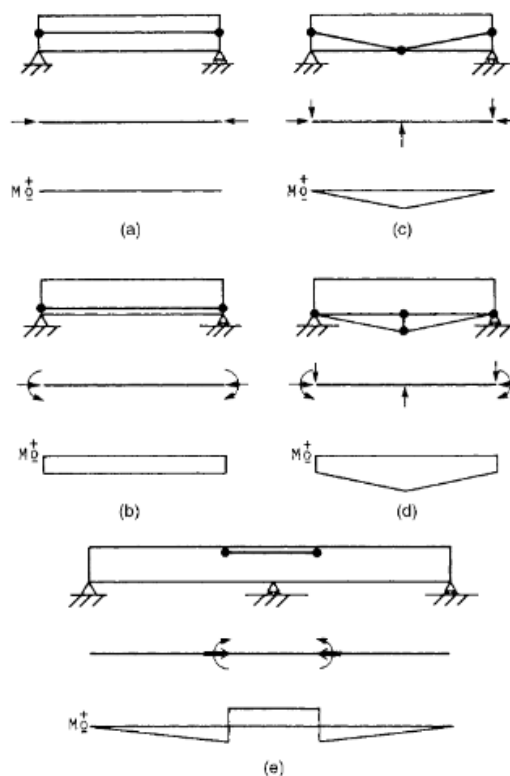
Sejak abad ke-19, struktur kayu telah diperkuat dengan menggunakan susunan tendon king post dan queen post; bentuk penguatan dengan penegangan pasca-tegangan ini masih digunakan hingga saat ini. Sejak tahun 1950-an, penegangan pasca-tegangan telah diterapkan sebagai metode penguatan dalam banyak konfigurasi untuk hampir semua jenis jembatan umum. Dorongan untuk lonjakan penguatan penegangan pasca-tegangan baru-baru ini tidak diragukan lagi merupakan hasil dari sejarah keberhasilannya selama lebih dari 40 tahun dan kebutuhan saat ini untuk penguatan jembatan di banyak negara.

Penegangan pasca-tegangan dapat diterapkan pada jembatan yang sudah ada untuk memenuhi berbagai tujuan. Ini dapat digunakan untuk mengurangi tegangan berlebih sehubungan dengan beban layanan dan tegangan yang diizinkan untuk kelelahan. Tegangan berlebih ini dapat berupa tegangan aksial pada anggota rangka atau tegangan yang terkait dengan lentur, geser, atau torsi pada balok, gelagar, atau girder jembatan.

Prategangan juga dapat mengurangi atau membalikkan perpindahan yang tidak diinginkan. Perpindahan ini dapat bersifat lokal, seperti pada kasus retak, atau global, seperti pada kasus defleksi jembatan yang berlebihan. Meskipun prategangan umumnya tidak seefektif dalam hal kekuatan ultimat dibandingkan dengan tegangan yang diizinkan beban

layanannya, prategangan dapat digunakan untuk menambah kekuatan ultimat pada jembatan yang sudah ada. Prategangan dapat digunakan untuk mengubah perilaku dasar jembatan dari serangkaian bentang sederhana menjadi bentang kontinu. Semua tujuan ini telah dipenuhi dengan prategangan pada jembatan yang sudah ada, seperti yang didokumentasikan dalam literatur teknik.

Paling sering, prategangan telah diterapkan dengan tujuan mengendalikan tegangan tarik longitudinal pada elemen jembatan di bawah kondisi beban layanannya. Gambar 6.18 mengilustrasikan gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur yang dapat dicapai dengan beberapa konfigurasi tendon sederhana. Tendon konsentris pada Gambar 6.18a akan menimbulkan gaya tekan aksial yang, tergantung pada besarnya, dapat menghilangkan sebagian atau seluruh gaya tarik yang ada pada suatu elemen atau bahkan menimbulkan gaya tekan sisa yang cukup untuk melawan gaya tarik dalam kondisi pembebanan lainnya. Jumlah gaya prategang yang dapat diterapkan dengan aman, tentu saja, dibatasi oleh gaya beban mati tarik sisa pada elemen tersebut.



Gambar 6.18 Gaya dan momen yang ditimbulkan oleh penegangan pasca-tarik memanjang. (a) Tendon konsentris; (b) tendon eksentris; (c) tendon poligonal; (d) tiang utama; (e) tendon eksentris, elemen dua bentang.

Konfigurasi tendon pada Gambar 6.18a umumnya hanya digunakan untuk elemen tarik pada rangka, sedangkan konfigurasi tendon lainnya pada Gambar 6.18 akan digunakan untuk balok memanjang, balok, dan balok penopang. Tendon eksentrik pada Gambar 6.18b menimbulkan kompresi aksial dan lentur negatif. Eksentrisitas tendon dapat divariasikan untuk

mengontrol proporsi kompresi aksial vs. lentur yang diterapkan pada elemen. Panjang tendon juga dapat divariasikan untuk menerapkan prategang hanya pada bagian elemen yang paling tertekan.

Profil tendon poligonal pada Gambar 6.18c juga menyebabkan kompresi aksial dan pembengkokan negatif, tetapi pembengkokan negatif tersebut tidak seragam di dalam wilayah yang diberi tegangan pasca-pemasangan. Lokasi tekukan pada tendon dan eksentrisitas titik tumpu pada tekukan dapat diatur untuk mengontrol momen yang disebabkan oleh tegangan pasca-pemasangan.

Tendon poligonal juga menimbulkan gaya geser yang berlawanan dengan gaya yang diterapkan oleh beban hidup dan beban mati. Konfigurasi tendon tiang utama pada Gambar 6.18d merupakan kombinasi dari konfigurasi tendon eksentris dan poligonal. Karena tiang berada di luar profil elemen asli, proporsi momen terhadap gaya aksial yang ditimbulkan pada elemen yang akan diperkuat akan besar. Konfigurasi tendon pada Gambar 6.18e adalah tendon eksentris yang terpasang di atas penyangga tengah elemen dua bentang.

Dalam konfigurasi ini, besarnya momen positif yang diterapkan di wilayah penyangga tengah tidak hanya bergantung pada gaya pada tendon dan eksentrisitasnya, tetapi juga pada lokasi angkur pada kedua bentang. Jika angkur dipindahkan ke arah penyangga tengah, besarnya momen positif yang diterapkan akan lebih besar daripada jika angkur dipindahkan menjauh dari penyangga tengah. Fakta ini dan fakta bahwa ada beberapa distribusi momen dan gaya di antara elemen prategang paralel tidak selalu dikenali dengan benar, dan ada kesalahan yang dipublikasikan dalam literatur.

Efek gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur dari prategang yang dijelaskan di atas memiliki cukup fleksibilitas dalam penerapannya sehingga dapat memenuhi berbagai macam persyaratan penguatan. Mungkin ini adalah satu-satunya metode penguatan yang benar-benar dapat membalikkan perilaku yang tidak diinginkan pada jembatan yang ada daripada hanya memberikan efek penambalan sederhana. Karena kedua alasan ini, prategang telah menjadi metode perbaikan dan penguatan yang sangat umum digunakan.

Penerapan dan Keunggulan

Penegangan pasca-konstruksi memiliki banyak kemampuan: untuk mengurangi tegangan, geser, lentur, dan torsi berlebih; untuk membalikkan perpindahan yang tidak diinginkan; untuk menambah kekuatan maksimum; untuk mengubah perilaku bentang sederhana menjadi bentang kontinu. Selain itu, penegangan pasca-konstruksi memiliki beberapa keunggulan praktis. Gangguan lalu lintas minimal; dalam beberapa kasus, penegangan pasca-konstruksi dapat diterapkan pada jembatan tanpa gangguan lalu lintas. Hanya sedikit persiapan lokasi, seperti perancah, yang diperlukan. Tendon dan angkur dapat diprefabrikasi. Penegangan pasca-konstruksi merupakan penggunaan baja berkekuatan tinggi yang efisien. Jika tendon dilepas di kemudian hari, jembatan umumnya tidak akan berada dalam kondisi yang lebih buruk daripada sebelum penguatan.

Hingga saat ini, penegangan pasca-konstruksi telah digunakan untuk memperbaiki atau memperkuat sebagian besar jenis jembatan umum. Paling sering, penegangan pasca-konstruksi telah diterapkan pada balok penopang baja, balok lantai, balok gelagar, dan rangka,

dan studi kasus untuk penguatan jembatan baja telah ada sejak tahun 1950-an. Sejak tahun 1960-an, penegangan pasca-eksternal telah diterapkan pada jembatan balok beton bertulang dan jembatan T.

Dalam 20 tahun terakhir, penegangan pasca-eksternal telah ditambahkan ke berbagai jembatan balok beton prategang dan balok kotak. Banyak jembatan beton prategang Jerman Barat membutuhkan penguatan dengan penegangan pasca-eksternal karena kerusakan sambungan konstruksi. Penegangan pasca-eksternal bahkan telah diterapkan pada jembatan pelat beton bertulang dengan melubangi seluruh bentang untuk penempatan tendon.

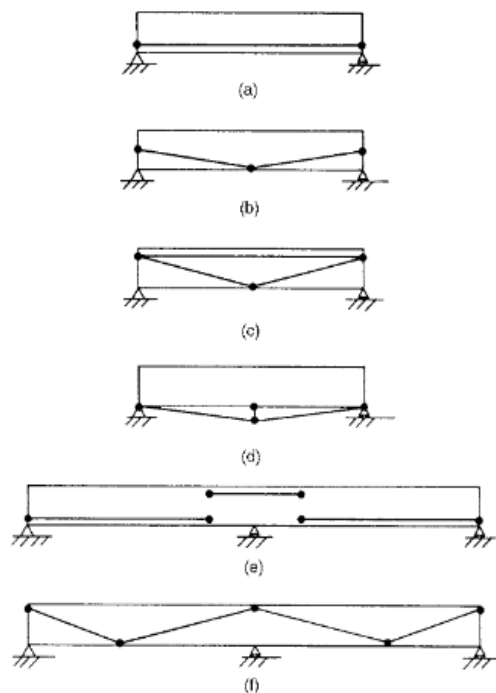
Aplikasi pasca-penegangan yang sudah dikenal akan diidealkan dan diringkas sebagai Skema A hingga L pada Gambar 6.19 hingga 6.22. Skema tipikal untuk balok memanjang, balok, dan gelagar terdapat pada Gambar 6.19. Skema yang paling sederhana dan, kecuali untuk tiang utama, yang tertua adalah Skema A: tendon lurus dan eksentrik yang ditunjukkan pada Gambar 6.19a. Lee melaporkan penggunaan tendon eksentrik untuk penguatan jembatan jalan raya dan kereta api besi cor dan baja Inggris pada awal tahun 1950-an.

Sejak itu, Skema A telah diterapkan pada banyak jembatan di Eropa, Amerika Utara, dan bagian lain dunia. Skema A paling efisien jika tendon memiliki panjang kurang dari panjang elemen, sehingga momen negatif pasca-penegangan penuh tidak diterapkan pada daerah dengan momen beban mati yang kecil. Variasi Skema A untuk bentang kontinu, Skema AA pada Gambar 6.19e, telah dilaporkan digunakan untuk pengendalian defleksi atau penguatan di Jerman dan Amerika Serikat sejak akhir tahun 1970-an.

Tendon poligonal, Skema B pada Gambar 6.19b dan perluasannya ke bentang kontinu, Skema BB pada Gambar 6.19f, telah digunakan setidaknya sejak akhir tahun 1960-an. Vernigora dan kawan-kawan. melaporkan penggunaan Skema BB untuk jembatan balok T beton bertulang lima bentang pada tahun 1969. Jembatan di atas Kanal Welland di Ontario, Kanada, diubah dari perilaku bentang tunggal menjadi bentang kontinu dengan menggunakan kabel prategang eksternal.

Skema C pada Gambar 6.19c memberikan penguatan yang diperlukan untuk jembatan kereta api pelat baja, balok di Cekoslowakia pada tahun 1920. Tendon dan batang tekan untuk jembatan tersebut dibuat dari profil T baja, dan tendon diberi tegangan dengan defleksi pada tekukan daripada dengan pemanjangan seperti yang biasa terjadi. Tendon untuk jembatan balok pelat diberi profil tiga segmen untuk menerapkan gaya ke atas pada kira-kira sepertiga titik bentang, sehingga momen beban mati yang ada dapat diatasi secara efisien.

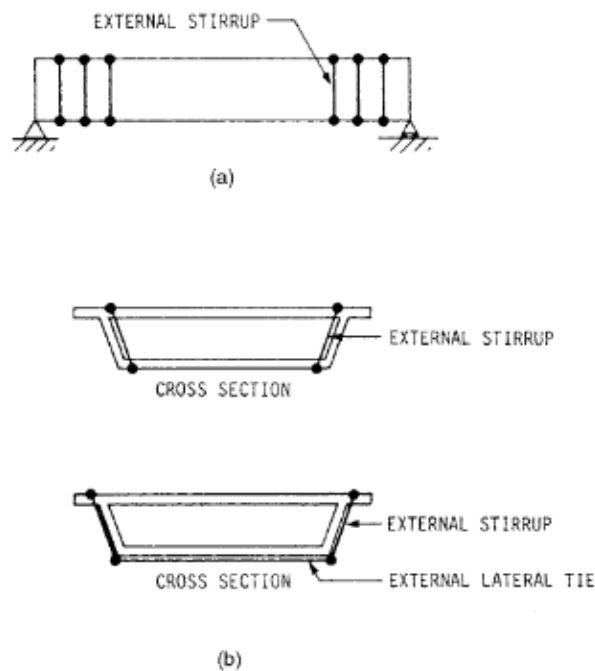
Pada akhir tahun 1970-an di Amerika Serikat, Kandall merekomendasikan penggunaan Skema C untuk penguatan karena tidak memberikan kompresi aksial tambahan pada struktur yang ada. Untuk skema lain, kompresi aksial tambahan yang diinduksi oleh prategang akan menambah tegangan tekan pada daerah yang mungkin sudah mengalami tegangan tekan berlebih. Skema D pada Gambar 6.19d, digunakan di Minnesota pada tahun 1975 untuk memperkuat sementara jembatan balok baja. Jembatan tersebut dapat diperkuat secara ekonomis dengan kayu bekas dan kabel selama beberapa tahun terakhir masa pakainya sebelum diganti.



Gambar 6.19 Konfigurasi tendon untuk prategang lentur balok. (a) Skema A, tendon eksentrik; (b) Skema B, tendon poligonal; (c) Skema C, tendon poligonal dengan batang tekan; (d) Skema D, tiang utama; (e) Skema AA, tendon eksentrik; (f) Skema BB, tendon poligonal.

Skema tendon pada Gambar 6.19, secara umum, tampak sangat mirip dengan pola tulangan untuk balok beton. Dengan demikian, tidak mengherankan bahwa prategang juga telah digunakan untuk penguatan geser, dalam pola yang sangat mirip dengan pola untuk sengkang pada balok beton bertulang. Skema E pada Gambar 6.20a mengilustrasikan pola sengkang eksternal untuk balok yang membutuhkan penguatan geser. Jenis sengkang eksternal prategang telah digunakan atau diusulkan untuk balok kayu, balok beton bertulang dan, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 6.20b, untuk jembatan balok kotak beton prategang.

Penegangan pasca-tegangan pertama kali diterapkan pada rangka baja untuk tujuan penguatan pada awal tahun 1950-an, kira-kira pada waktu yang sama ketika pertama kali diterapkan pada jembatan balok baja dan balok lantai baja. Skema penguatan tipikal untuk rangka disajikan pada Gambar 6.21. Skema F, tendon konsentris pada masing-masing anggota, yang ditunjukkan pada Gambar 6.21a, pertama kali dilaporkan untuk penguatan yang diusulkan pada jembatan rangka lengkung di Cekoslowakia pada tahun 1920. Untuk jembatan itu diusulkan untuk memperkuat diagonal tarik yang paling tertekan dengan penegangan pasca-tegangan. Skema F cenderung tidak ekonomis karena membutuhkan sejumlah besar angkur, dan sangat sedikit anggota rangka yang mendapat manfaat dari penegangan pasca-tegangan.



Gambar 6.20 Konfigurasi tendon untuk prategang geser.

Skema G pada Gambar 6.21b, tendon konsentris pada serangkaian anggota, telah menjadi bentuk penegangan pasca-tegangan yang paling banyak digunakan untuk rangka. Lee menjelaskan penggunaan skema ini untuk jembatan kereta api Inggris pada awal tahun 1950-an, dan terdapat sejumlah besar jembatan yang diperkuat dengan skema ini di Eropa.

Tendon poligonal pada Skema H, Gambar 6.21c, belum dilaporkan untuk tujuan penguatan, tetapi telah digunakan dalam versi bentang kontinu Skema I pada Gambar 6.21d untuk jembatan rangka dua bentang di Swiss. Pada akhir tahun 1960-an, sebuah jembatan jalan raya rangka di Aarwangen, Swiss, diperkuat dengan menggunakan tendon empat segmen pada masing-masing dari dua bentang. Batang atas setiap rangka tidak mampu menahan gaya tekan tambahan yang disebabkan oleh prategangan, dan oleh karena itu, sebuah batang tekan geser bebas ditambahkan ke setiap batang atas untuk menahan gaya prategangan aksial.

Skema J, tiang raja pada Gambar 6.21e, telah disarankan untuk rangka baru maupun yang sudah ada; namun, kasus penggunaan sebenarnya untuk penguatan belum dilaporkan dalam literatur. Karena sebagian besar rangka ditempatkan pada bentang lebih besar dari 100 kaki (30,5 m), tiang di bawah jembatan dapat memanjang cukup jauh ke bawah dan sangat mengurangi jarak bebas di bawah jembatan. Tiang raja atau tiang ratu dengan demikian akan berada dalam posisi yang sangat rentan dan tidak akan sesuai dalam banyak situasi.

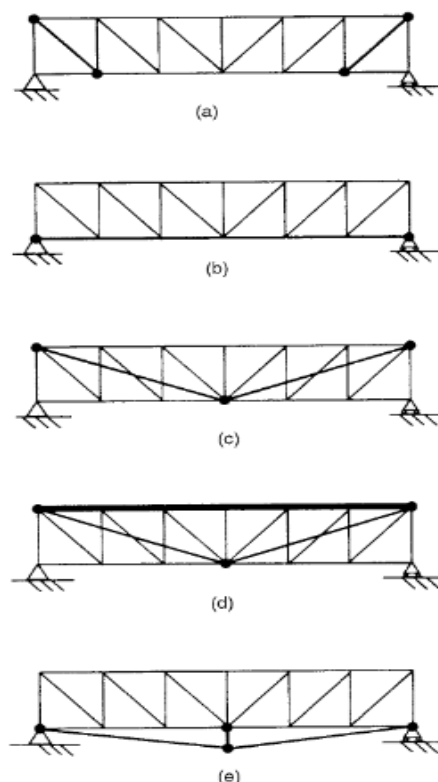
Sebagian besar penggunaan prategang untuk penguatan telah dilakukan pada elemen memanjang di jembatan; namun, prategang juga telah digunakan untuk penguatan pada arah melintang. Setelah penurunan karakteristik distribusi beban lateral dek kayu laminasi dicatat di Kanada pada pertengahan tahun 1970-an, Skema K pada Gambar 6.22a digunakan untuk memperkuat dek. Balok baja kontinu di setiap tepi dek menyebarkan gaya prategang dari tendon batang berulir di atas dan di bawah dek, sehingga mencegah tegangan berlebih lokal

pada kayu. Susunan tendon serupa, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.22b, digunakan pada jembatan Illinois untuk mengikat balok kotak beton prategang yang menyebar.

Tinjauan penggunaan prategang untuk penguatan jembatan yang diberikan di atas mengidentifikasi konsep-konsep terpenting yang telah digunakan di masa lalu dan menunjukkan fleksibilitas prategang sebagai metode penguatan.

Keterbatasan dan Kerugian

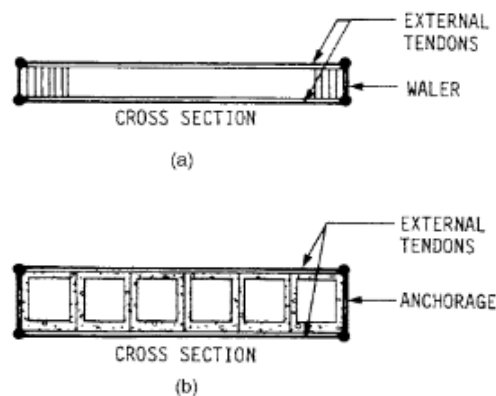
Ketika prategang digunakan sebagai metode penguatan, hal itu meningkatkan rentang tegangan yang diizinkan sebesar besarnya tegangan prategang yang diterapkan. Jika keuntungan maksimal diambil dari peningkatan rentang tegangan yang diizinkan, faktor keamanan terhadap beban maksimum akan berkurang. Dengan demikian, kapasitas beban maksimum tidak akan meningkat pada tingkat yang sama dengan kapasitas tegangan yang diizinkan. Untuk aplikasi penguatan jangka pendek, faktor keamanan yang berkurang seharusnya tidak menjadi batasan, terutama mengingat tren terkini menuju faktor keamanan yang lebih kecil dalam standar desain. Namun, untuk aplikasi penguatan jangka panjang, faktor keamanan yang berkurang mungkin menjadi batasan.



Gambar 6.21 Konfigurasi tendon untuk rangka prategang. (a) Skema F, tendon konsentris pada masing-masing anggota; (b) Skema G, tendon konsentris pada serangkaian anggota; (c) Skema H, tendon poligonal; (d) Skema I, tendon poligonal dengan batang tekan; (e) Skema J, tiang utama.

Pada angkur dan braket tempat tendon dipasang pada struktur jembatan, terdapat tegangan lokal yang tinggi yang perlu dipertimbangkan. Setiap retakan yang dipicu oleh lubang atau angkur ekspansi pada struktur akan menyebar dengan siklus dinamis beban hidup.

Karena prategang pada jembatan yang ada memengaruhi seluruh jembatan (di luar elemen yang diberi prategang), pertimbangan harus diberikan pada distribusi gaya dan momen yang diinduksi di dalam struktur. Jika semua elemen paralel tidak diberi prategang, jika semua elemen paralel tidak diberi prategang secara merata, atau jika semua elemen paralel tidak memiliki kekakuan yang sama, gaya dan momen yang diinduksi akan didistribusikan dengan cara yang berbeda dari yang diasumsikan dalam analisis sederhana.



Gambar 6.22 Konfigurasi tendon untuk penegangan pasca-transversal pada dek. (a) Skema K, tendon dan balok konsentris, dek kayu laminasi; (b) Skema K, tendon konsentris, balok kotak.

Penegangan pasca-transversal memang membutuhkan fabrikasi dan konstruksi yang relatif akurat serta pemantauan yang relatif cermat terhadap gaya yang terkunci pada tendon. Gaya tendon yang terlalu besar atau terlalu kecil dapat menyebabkan tegangan berlebih pada elemen jembatan yang diperkuat.

Tendon, jangkar, dan braket membutuhkan perlindungan korosi karena umumnya berada di lokasi yang dapat terkena limpasan air asin atau semprotan garam. Jika tendon ditempatkan di luar profil jembatan, tendon tersebut rentan terhadap kerusakan akibat kendaraan yang terlalu tinggi yang melewati bawah jembatan atau rentan terhadap kerusakan akibat kecelakaan lalu lintas. Tendon yang terpapar juga rentan terhadap kerusakan akibat kebakaran yang terkait dengan kecelakaan lalu lintas.

Prosedur Desain

Secara umum, penguatan jembatan dengan penegangan pasca-tarik dapat mengikuti prinsip analisis dan desain struktural yang telah ditetapkan. Namun, insinyur harus berhati-hati dalam menerapkan prosedur desain empiris karena prosedur tersebut hanya ditetapkan untuk kondisi masalah penguatan tertentu.

Setiap masalah penguatan memerlukan pemeriksaan cermat terhadap struktur yang ada. Material pada jembatan yang ada diproduksi berdasarkan standar sebelumnya dan mungkin telah mengalami kerusakan akibat paparan selama bertahun-tahun. Baja yang ada pada elemen baja mungkin tidak dapat dilas dengan prosedur biasa, dan bentuk baja

kemungkinan besar tidak berdimensi sesuai standar saat ini. Konektor geser dan bagian lain mungkin memiliki kapasitas yang tidak diketahui karena konfigurasi yang tidak biasa.

Penguatan jembatan yang ada melibatkan lebih dari sekadar penguatan elemen individual. Bahkan jembatan bentang tunggal pun bersifat tak tentu, dan penegangan pasca-tarik serta penguatan lainnya akan memengaruhi perilaku seluruh jembatan. Jika sifat tak tentu jembatan tidak dikenali selama analisis, penegangan pasca-tarik yang diterapkan untuk tujuan penguatan mungkin tidak memiliki efek penghilang tegangan yang diinginkan dan bahkan dapat menyebabkan tegangan berlebih.

Prategang melibatkan penerapan gaya yang relatif besar pada bagian struktur yang tidak dirancang untuk gaya sebesar itu. Kemungkinan terjadinya tegangan berlebih lokal lebih besar pada jangkar tendon dan braket daripada pada sambungan anggota konvensional. Braket perlu dirancang untuk mendistribusikan gaya prategang terkonsentrasi ke sebagian besar struktur yang ada.

Anggota dan jembatan yang dikenai prategang longitudinal akan memendek secara aksial dan, tergantung pada konfigurasi tendon, juga akan memendek dan memanjang dengan tegangan lentur. Efek pemendekan dan pemanjangan ini harus dipertimbangkan, sehingga prategang memiliki efek yang diinginkan. Bantalan jembatan yang membeku memerlukan perbaikan dan pelumasan, dan detail penyangga harus diperiksa untuk memastikan tidak ada hambatan.

Tendon eksternal, baik berupa kabel maupun batang berulir, relatif rentan terhadap korosi, kerusakan akibat kendaraan yang terlalu tinggi, kecelakaan lalu lintas, atau kebakaran yang terkait dengan kecelakaan. Perlindungan korosi dan penempatan tendon sangat penting terkait dengan masa pakai penegangan pasca-beton. Keselamatan juga menjadi pertimbangan karena tendon yang tiba-tiba putus dapat menimbulkan bahaya.

Selama beberapa tahun terakhir, penulis dan kolega lain dari Iowa State University telah menyelidiki penggunaan penegangan pasca-beton eksternal (Skema A dan AA pada Gambar 6.19) untuk memperkuat jembatan baja bentang tunggal dan bentang kontinu yang ada. Penelitian yang baru saja selesai ini melibatkan pengujian laboratorium, implementasi lapangan, dan pengembangan prosedur desain. Prosedur penguatan yang dikembangkan dijelaskan secara singkat di bagian berikut.

Penegangan Pasca-Tegangan Memanjang pada Balok Penopang Bentang Sederhana

Pada dasarnya semua jembatan balok penopang baja komposit bentang tunggal yang dibangun di Iowa antara tahun 1940 dan 1960 memiliki balok penopang eksterior yang lebih kecil. Balok penopang ini mengalami tegangan berlebih yang signifikan untuk beban legal saat ini; balok penopang interior juga mengalami tegangan berlebih pada tingkat yang lebih rendah. Dengan demikian, sistem penegangan pasca-tegangan yang dikembangkan hanya diterapkan pada balok penopang eksterior; melalui distribusi beban lateral, pengurangan tegangan juga diperoleh pada balok penopang interior.

Dengan menganalisis jembatan yang kapasitasnya kurang, seorang insinyur dapat menentukan tegangan berlebih pada balok penopang interior dan eksterior. Tegangan berlebih

ini didasarkan pada prosedur mengisolasi setiap balok penopang jembatan dari struktur keseluruhan. Jumlah penegangan pasca-tegangan yang diperlukan untuk mengurangi tegangan pada balok penopang kemudian dapat ditentukan jika jumlah gaya penegangan pasca-tegangan yang tersisa pada balok penopang eksterior diketahui; gaya ini dapat dikuantifikasi dengan fraksi gaya dan momen. Fraksi gaya, FF, adalah rasio gaya aksial yang tersisa pada balok prategang di tengah bentang terhadap jumlah gaya aksial untuk semua balok jembatan di tengah bentang, sedangkan fraksi momen, MF, adalah momen yang tersisa pada balok prategang dibagi dengan jumlah momen di tengah bentang untuk semua balok jembatan. Dengan mengetahui fraksi-fraksi ini, gaya prategang yang dibutuhkan dapat ditentukan dengan menggunakan hubungan berikut:

$$f = FF \left[\frac{P}{A} \right] + MF \left[\frac{Pec}{I} \right] \quad (6.1)$$

di mana

f = pengurangan tegangan yang diinginkan pada flensa bawah balok penopang

P = gaya prategang yang dibutuhkan pada setiap balok penopang eksterior

A = luas penampang balok penopang eksterior

e = eksentrisitas gaya prategang yang diukur dari sumbu netral jembatan

c = jarak dari sumbu netral balok penopang ke flensa bawah

I = momen inersia balok penopang eksterior pada penampang yang dianalisis

Fraksi gaya dan fraksi momen serta detail lain tentang prosedur dapat ditemukan dalam Referensi. Panjang bentang dan kekakuan balok relatif ditentukan sebagai variabel yang paling signifikan dalam fraksi momen. Seiring bertambahnya panjang bentang, balok eksterior menahan momen yang lebih sedikit; balok eksterior yang lebih kecil daripada balok interior menahan momen prategang yang lebih sedikit daripada jika semua balok berukuran sama.

Prosedur penguatan dan metodologi desain yang baru saja dijelaskan telah digunakan pada beberapa jembatan di negara bagian Iowa, Florida, dan South Dakota. Dalam semua kasus, prosedur tersebut diterapkan oleh kontraktor lokal tanpa kesulitan yang berarti. Penerapan prosedur penguatan ini pada jembatan miring 45° sepanjang 72 kaki (34,0 m) di Iowa ditunjukkan pada Gambar 6.23.

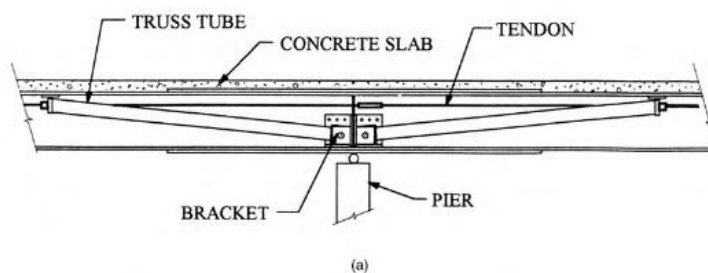


Gambar 6.23 Jembatan bentang tunggal yang diperkuat dengan prategang.

Bentang Kontinu

Mirip dengan jembatan bentang tunggal, Iowa memiliki sejumlah besar jembatan balok baja komposit bentang kontinu yang juga memiliki tegangan lentur yang berlebihan. Melalui uji laboratorium, ditentukan bahwa pengurangan tegangan yang diinginkan dapat diperoleh dengan prategang pada daerah momen positif dari berbagai balok dalam sebagian besar situasi. Dalam kasus di mana terdapat tegangan berlebih yang berlebihan di daerah momen negatif, mungkin perlu menggunakan rangka superimposisi (lihat Gambar 6.24) pada balok eksterior selain prategang pada daerah momen positif. Mirip dengan jembatan bentang tunggal, diputuskan untuk menggunakan fraksi gaya dan fraksi momen untuk menentukan distribusi gaya penguatan pada jembatan tertentu. Seperti yang diharapkan, prosedur desain jauh lebih rumit untuk jembatan bentang kontinu karena harus mempertimbangkan distribusi gaya transversal dan longitudinal.

Gaya penguatan yang dibutuhkan dan amplop balok akhir harus dihitung. Berbagai skema penguatan yang dapat digunakan ditunjukkan pada Gambar 6.25. Seorang perancang memilih skema yang diperlukan untuk mendapatkan pengurangan tegangan yang diinginkan. Untuk detail tambahan tentang prosedur penguatan, pembaca dapat merujuk ke Referensi. Gambar 6.26 menunjukkan jembatan kontinu tiga bentang di dekat Mason City, IA, yang telah diperkuat menggunakan skema yang ditunjukkan pada Gambar 6.25.





Gambar 6.24 Sistem rangka bertumpuk. (a) Rangka bertumpuk; (b) foto rangka bertumpuk.

6.6 MENGENGEMBANGKAN KONTINUITAS JEMBATAN TAMBAHAN

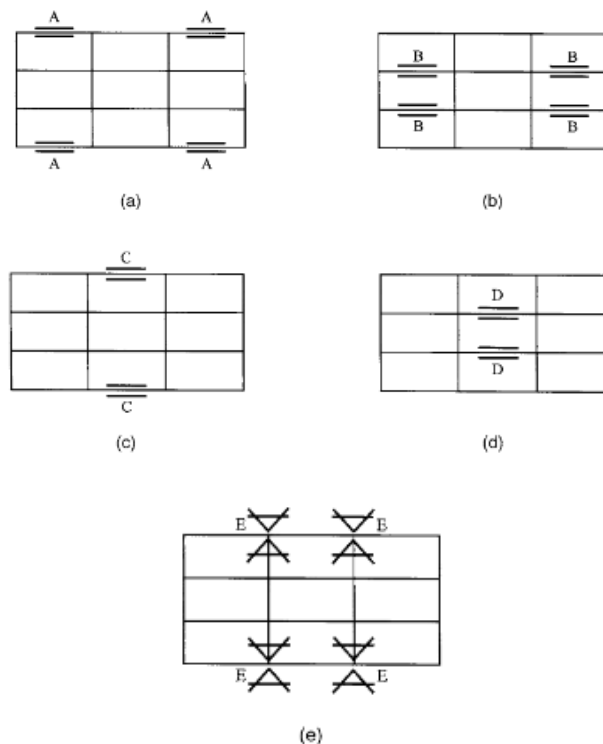
Penambahan Penopang Tambahan

Deskripsi

Penopang tambahan dapat ditambahkan untuk mengurangi panjang bentang dan dengan demikian mengurangi momen positif maksimum pada jembatan tertentu. Dengan mengubah jembatan bentang tunggal menjadi jembatan kontinu multi-bentang, tegangan pada jembatan dapat diubah secara dramatis, sehingga meningkatkan kapasitas beban hidup maksimum jembatan. Meskipun metode ini mungkin cukup mahal karena biaya penambahan pilar tambahan, metode ini mungkin masih diinginkan dalam situasi tertentu.

Penerapan dan Keunggulan

Metode ini dapat diterapkan pada sebagian besar jenis jembatan balok, seperti baja, beton, dan kayu, dan juga telah digunakan pada jembatan rangka. Masing-masing jenis jembatan ini memiliki perbedaan yang berbeda.



Gambar 6.25 Skema penguatan untuk jembatan bentang menerus. (a) Skema Penguatan A: penegangan pasca-tarik bentang ujung balok luar; (b) Skema Penguatan B: penegangan

pasca-tarik bentang ujung balok dalam; (c) Skema Penguatan C: penegangan pasca-tarik bentang tengah balok luar; (d) Skema Penguatan D: penegangan pasca-tarik bentang tengah balok dalam; (e) Skema Penguatan E: rangka superimposisi pada pilar balok luar.

Jika penyangga tengah tambahan ditambahkan ke tengah jembatan balok baja sepanjang 80 kaki (24,4 m) yang telah dirancang untuk beban HS20-44, momen beban hidup positif maksimum berkurang dari 1164,9 ft-kips (1579,4 kN·m) menjadi 358,2 ft-kips (485,7 kN·m), yang merupakan pengurangan lebih dari 69%. Namun, pada saat yang sama, momen negatif sebesar 266,6 ft-kips (361,5 kN·m) tercipta yang harus diperhitungkan. Dalam situasi di mana penyangga tambahan tidak dapat ditempatkan di tengah, pengurangan momen positif sedikit lebih kecil.

Keterbatasan dan Kerugian

Tergantung pada jenis jembatan, terdapat berbagai keterbatasan dalam metode penguatan ini. Pertama, karena kondisi tepat di bawah jembatan yang ada, mungkin tidak ada lokasi yang sesuai untuk pilar, misalnya, ketika jembatan yang membutuhkan penguatan melewati jalan raya atau rel kereta api. Kendala lain, seperti kondisi tanah, keberadaan jurang yang dalam, atau kecepatan aliran sungai, dapat sangat meningkatkan panjang tiang pancang yang dibutuhkan, sehingga biayanya menjadi sangat mahal.



Gambar 6.26 Foto jembatan kontinu tiga bentang yang diperkuat dengan prategang dan rangka yang ditumpangkan.

Metode ini paling hemat biaya untuk jembatan bentang menengah hingga panjang. Ini menghilangkan sebagian besar jembatan balok kayu karena panjangnya yang pendek. Pada jembatan rangka, rangka harus dianalisis untuk menentukan efek penambahan penyangga tambahan. Semua elemen harus diperiksa untuk menentukan apakah mereka dapat menahan perubahan gaya yang disebabkan oleh penyangga baru. Yang menjadi perhatian khusus adalah elemen yang awalnya dirancang untuk menahan tegangan, tetapi karena penambahan penyangga sekarang harus menahan tegangan tekan. Karena masalah ini, penekanan pada bagian ini akan pada jembatan balok baja dan beton.

Pertimbangan Desain

Karena desain setiap sistem pilar perantara sangat bergantung pada banyak variabel seperti beban pada pilar, lebar dan tinggi jembatan, dan kondisi tanah, tidak mungkin untuk memasukkan prosedur desain umum untuk pilar. Insinyur harus menggunakan prosedur desain pilar standar. Pembahasan singkat mengenai beberapa pertimbangan yang lebih penting (kondisi jembatan, lokasi pilar di sepanjang jembatan, kondisi tanah, jenis pilar, dan penguatan momen negatif) diberikan pada paragraf berikut.

Memberikan dukungan tambahan cukup mahal; oleh karena itu, kondisi jembatan sangat penting. Jika jembatan dalam kondisi baik hingga sangat baik dan satu-satunya masalah utama adalah jembatan tersebut tidak memiliki kapasitas yang cukup untuk beban saat ini, metode penguatan ini harus dipertimbangkan. Di sisi lain, jika jembatan memiliki kekurangan lain, seperti dek yang sangat rusak atau lebar jalan yang tidak mencukupi, metode penguatan yang lebih murah dengan masa pakai yang lebih pendek harus dipertimbangkan.

Jenis sistem pilar yang digunakan sangat bergantung pada beban dan juga kondisi tanah. Jenis sistem pilar yang paling umum digunakan dalam metode ini adalah tiang pancang baja H atau tiang pancang kayu dengan balok baja atau kayu yang digunakan sebagai penutup pilar. Metode yang digunakan oleh Departemen Perhubungan Florida dapat digunakan untuk memasang tiang pancang di bawah jembatan dengan modifikasi terbatas pada jembatan yang ada. Metode ini terdiri dari memotong lubang melalui dek di atas titik pemasangan tiang pancang. Tiang pancang kemudian ditancapkan ke posisinya melalui dek. Tiang pancang kemudian dipotong sehingga penutup pilar dan rol dapat ditempatkan di bawah balok penopang. Jenis pilar lain, seperti pilar beton, pilar padat, atau pilar kepala palu, juga dapat digunakan; namun, biaya dapat membatasi penggunaannya.

Kekhawatiran utama lainnya dengan metode ini adalah bagaimana menyediakan penguatan pada dek ketika daerah di sekitar penyangga menjadi daerah momen negatif. Dengan balok penopang baja, jembatan dapat berupa komposit atau nonkomposit. Jika nonkomposit, dek beton tidak diharuskan untuk menanggung momen negatif apa pun dan oleh karena itu tidak perlu diubah.

Di sisi lain, jika terdapat aksi komposit, dek di daerah momen negatif harus dihilangkan dan diganti dengan dek yang diperkuat dengan benar. Untuk jembatan balok penopang beton, dek di daerah momen negatif harus dihilangkan. Penguatan untuk memastikan sambungan geser antara balok penopang dan dek harus dipasang dan dek diganti dengan dek yang diperkuat dengan benar. Metode ini, meskipun mahal dan sangat bergantung pada lingkungan sekitar, mungkin cukup efektif dalam situasi yang tepat.

Modifikasi Bentang Sederhana

Deskripsi

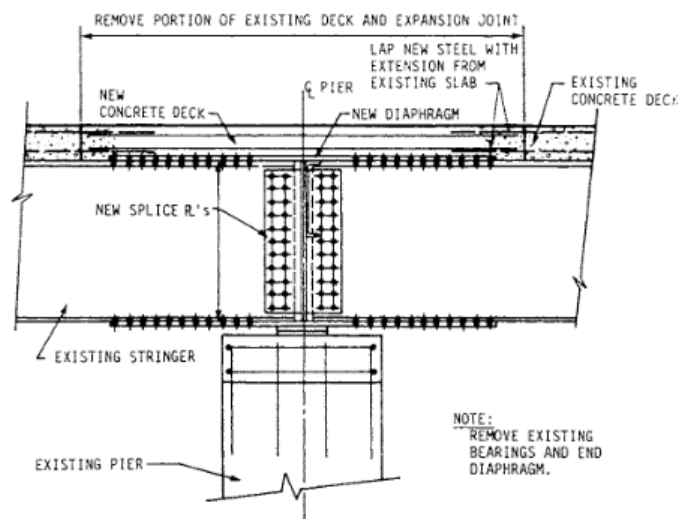
Dalam metode penguatan ini, bentang yang berdekatan dan ditopang sederhana dihubungkan bersama dengan sambungan tipe momen dan geser. Setelah sambungan ini terpasang, bentang sederhana menjadi satu bentang kontinu, yang mengubah distribusi tegangan. Namun, penurunan momen positif maksimum yang diinginkan disertai dengan perkembangan momen negatif di atas penopang interior.

Penerapan dan Keuntungan

Metode ini terutama dapat digunakan pada jembatan baja dan kayu. Meskipun dapat juga digunakan pada jembatan balok beton, kesulitan dalam penyambungan struktural ke balok beton bertulang yang berdekatan mengakibatkan metode ini tidak praktis. Material balok dan jenis dek yang digunakan jelas akan menentukan detail konstruksi. Dengan demikian, keuntungan utama dari prosedur ini adalah memungkinkan untuk mengurangi momen positif (jelas satu-satunya momen yang ada pada bentang sederhana) dengan bekerja di atas pilar dan bukan di dekat tengah bentang balok. Metode ini juga mengurangi kebutuhan perawatan di masa depan karena menghilangkan sambungan jalan dan satu set bantalan di setiap pilar yang menyediakan kontinuitas.

Keterbatasan dan Kerugian

Kerugian utama dari modifikasi bentang sederhana adalah momen negatif yang berkembang di atas pilar. Untuk memberikan kontinuitas, terlepas dari jenis balok penopang atau material dek, seseorang harus merancang dan menyediakan tulangan untuk momen dan geser negatif yang baru. Memberikan kontinuitas juga meningkatkan reaksi vertikal pada pilar interior; oleh karena itu, seseorang harus memeriksa kecukupan pilar untuk menopang peningkatan beban aksial.



Gambar 6.27 Detail konseptual sambungan tipe momen dan geser.

Pertimbangan Desain

Pertimbangan desain utama untuk kedua jenis balok penopang (baja dan kayu) menyangkut bagaimana memastikan sambungan penuh (geser dan momen) di atas pilar. Bagian berikut akan memberikan beberapa wawasan tentang bagaimana hal ini dapat dicapai.

Balok Penopang Baja

Berger telah memberikan informasi, beberapa di antaranya diringkas di sini, tentang bagaimana memberikan kontinuitas dalam sistem dek beton balok penopang baja. Jika dek beton dalam kondisi baik, sebagian darinya harus dihilangkan di atas pilar. Sambungan, yang mampu menahan momen serta geser, kemudian dipasang di antara balok penopang yang

berdekatan. Bantalan yang ada dilepas dan rakitan bantalan baru dipasang. Dalam kebanyakan kasus, perlu menambahkan pelat penguat dan diafragma baru di setiap pilar interior. Setelah pelat sambungan dan bantalan terpasang, tulangan yang dibutuhkan pada dek di atas pilar ditambahkan dan dek diganti. Sambungan tersebut ditunjukkan pada Gambar 6.27.

Baru-baru ini, Jembatan Robert Moses Parkway di Buffalo, New York yang awalnya terdiri dari 25 bentang yang ditopang sederhana dengan panjang mulai dari 63 kaki (19,2 m) hingga 77 kaki (23,5 m) telah diretrofit secara seismik. Sambungan momen dan geser ditambahkan untuk mengubah jembatan menjadi bentang kontinu: satu elemen dua bentang, satu elemen tiga bentang, dan lima elemen empat bentang. Modifikasi ini tidak hanya memperkuat jembatan, tetapi juga memberikan redundansi dan meningkatkan ketahanan gempa.

Balok Kayu

Saat memberikan kontinuitas pada balok kayu, pelat baja dapat ditempatkan di kedua sisi dan di bagian atas dan bawah sambungan dan kemudian diamankan di tempatnya dengan baut atau sekrup pengikat. Ketika pelat yang memadai digunakan, ini memberikan transfer momen dan geser yang diperlukan. Kekuatan tambahan dapat diperoleh pada sambungan dengan menyuntikkan epoksi ke dalam retakan kayu seperti yang disarankan oleh Avent dan kawan-kawan. Meskipun penambahan pelat baja memerlukan desain dan konstruksi sambungan yang detail, pengurangan tegangan yang signifikan dapat diperoleh melalui penggunaannya.

6.7 PERKEMBANGAN TERKINI

Pelat Baja yang Direkatkan dengan Epoksi

Pelat baja yang direkatkan dengan epoksi telah digunakan untuk memperkuat atau memperbaiki bangunan dan jembatan di banyak negara di seluruh dunia termasuk Australia, Afrika Selatan, Swiss, Inggris Raya, Jepang, dan beberapa lainnya.

Prinsip teknik penguatan ini cukup sederhana: perekat epoksi digunakan untuk merekatkan pelat baja ke daerah yang mengalami tegangan berlebih pada elemen beton bertulang. Pelat baja biasanya terletak di zona tarik balok; namun, pelat yang terletak di zona tekan dan geser juga telah digunakan. Perekat tersebut memberikan sambungan geser antara balok beton bertulang dan pelat baja, menghasilkan elemen struktural komposit. Penambahan pelat di zona tarik tidak hanya meningkatkan luas baja tarik, tetapi juga menurunkan sumbu netral, sehingga mengurangi tegangan beban hidup pada tulangan yang ada. Pelat tarik secara efektif meningkatkan kekakuan lentur, sehingga mengurangi retak dan defleksi elemen struktur.

Meskipun prosedur ini telah digunakan pada puluhan jembatan di negara lain, sepengetahuan penulis, prosedur ini belum pernah digunakan pada jembatan mana pun di Amerika Serikat karena kekhawatiran terhadap metode tersebut. Beberapa kekhawatiran tersebut meliputi korosi pelat, daya tahan jangka panjang sambungan ikatan, pengelupasan pelat, dan kesulitan dalam menangani dan memasang pelat berat.

Dalam beberapa tahun terakhir, pelat baja yang digunakan dalam prosedur penguatan ini telah digantikan dengan lembaran plastik yang diperkuat serat; yang paling diminati adalah strip polimer yang diperkuat serat karbon (CFRP). Meskipun strip CFRP telah digunakan untuk memperkuat berbagai jenis struktur di Eropa dan Jepang selama beberapa tahun, di Amerika Serikat hanya ada investigasi laboratorium dan beberapa demonstrasi lapangan. Pembahasan di bagian berikut terbatas pada penggunaan CFRP dalam penguatan pelat. Untuk informasi mengenai penggunaan FRP untuk meningkatkan kekuatan geser dan daktilitas kolom beton bertulang di daerah seismik, pembaca dapat merujuk ke Referensi. Referensi ini merupakan tinjauan literatur komprehensif tentang berbagai metode penguatan seismik kolom beton bertulang.

Penguatan dengan Pelat CFRP

Strip CFRP pada dasarnya telah menggantikan pelat baja karena CFRP tidak memiliki kekurangan yang sebelumnya disebutkan pada pelat baja. Meskipun strip CFRP mahal, prosedur ini memiliki banyak keuntungan: bobot lebih ringan, penguatan dapat ditambahkan tepat di lokasi yang membutuhkan peningkatan kekuatan, sistem penguatan membutuhkan ruang minimal, material memiliki kekuatan tarik tinggi, tidak ada masalah korosi, mudah ditangani dan dipasang, dan sifat kelelahan yang sangat baik. Karena penelitian masih berlangsung di Eropa, Jepang, Kanada, dan Amerika Serikat mengenai prosedur penguatan ini, dan karena penerapan strip CFRP jelas bervariasi dari struktur ke struktur, daripada memberikan detail tentang prosedur ini, beberapa contoh penerapannya akan dijelaskan pada paragraf berikut.

Pada tahun 1994, batas muatan truk legal di Jepang ditingkatkan sebesar 25% menjadi 25 ton. Setelah meninjau beberapa jembatan pelat beton, ditentukan bahwa jembatan tersebut tidak memadai untuk beban yang meningkat ini. Sekitar 50 jembatan tersebut diperkuat menggunakan lembaran CFRP yang direkatkan pada permukaan tarik. Material tambahan ini tidak hanya mengurangi tegangan pada batang tulangan, tetapi juga mengurangi defleksi pada pelat karena modulus elastisitas lembaran CFRP yang tinggi.

Baru-baru ini, sebuah balok beton prategang (P/C) di West Palm Beach, Florida, yang rusak akibat ditabrak kendaraan yang terlalu tinggi, diperbaiki menggunakan CFRP. Perbaikan ini diselesaikan dalam 15 jam dengan bekerja selama tiga malam berturut-turut dengan gangguan lalu lintas minimal. Alternatif untuk teknik perbaikan ini adalah mengganti balok P/C yang rusak dengan balok P/C baru. Prosedur ini akan memakan waktu hampir 1 bulan, dan akan memerlukan beberapa penutupan jalan.

Jembatan kontinu tiga bentang Oberriet–Meiningen selesai dibangun pada tahun 1919. Jembatan di atas Sungai Rhine ini menghubungkan Swiss dan Austria. Karena peningkatan beban lalu lintas, diputuskan bahwa jembatan tersebut perlu diperkuat. Penguatan dilakukan pada tahun 1996 dengan meningkatkan ketebalan dek sebesar 3,1 inci (8 cm) dan menambahkan 160 strip CFRP sepanjang 13,1 kaki (4 m) dengan interval 29,5 inci (75 cm) ke bagian bawah dek. Kombinasi dari kedua solusi ini meningkatkan kapasitas jembatan sehingga sepenuhnya sesuai dengan persyaratan keselamatan dan beban saat ini.



Tiga jembatan rangka beton bertulang berusia 70 tahun yang sangat rusak di dekat Dreselou, Jerman, baru-baru ini telah diperkuat (peningkatan kapasitas lentur dan geser) menggunakan pelat CFRP. Sebelum penguatan, jembatan tersebut dibatasi untuk kendaraan 2 ton. Dengan penguatan, kendaraan 16 ton sekarang diizinkan untuk menggunakan jembatan tersebut. Sebelum menerapkan prosedur penguatan CFRP, uji laboratorium telah diselesaikan pada teknik penguatan ini di Universitas Teknik di Braunschweigs, Jerman.

Ringkasan

Tujuan bab ini adalah untuk mengidentifikasi dan mengevaluasi berbagai metode penguatan jembatan jalan raya yang ada dan, pada tingkat yang lebih rendah, jembatan kereta api. Meskipun sangat sedikit referensi yang dibuat untuk jembatan kereta api, sebagian besar prosedur penguatan yang disajikan dalam banyak situasi dapat diterapkan pada jembatan kereta api.

Dalam bab ini, informasi tentang lima prosedur penguatan (penggantian dek ringan, aksi komposit, penguatan berbagai elemen jembatan, prategang, dan pengembangan kontinuitas jembatan) telah disajikan. Pengenalan singkat tentang penggunaan strip CFRP dalam penguatan juga disertakan.

Dalam banyak situasi, penguatan jembatan tertentu, daripada menggantinya atau memasangnya kembali, merupakan alternatif ekonomis yang layak dan harus dipertimbangkan secara serius. Untuk informasi tambahan tentang penguatan/rehabilitasi jembatan, pembaca dapat merujuk ke Referensi yang masing-masing memiliki 208, 379, dan 199 referensi tentang subjek tersebut.

BAB 7

APLIKASI KOMPOSIT PADA JEMBATAN JALAN RAYA

7.1 PENDAHULUAN

Membangun infrastruktur transportasi yang fungsional merupakan prioritas utama bagi setiap negara. Sama pentingnya adalah menjaga dan meningkatkan integritasnya agar tetap sejalan dengan peningkatan penggunaan, beban lalu lintas yang lebih tinggi, dan teknologi baru. Saat ini, di Amerika Serikat, sejumlah besar jembatan dianggap kurang memadai secara struktural, dan banyak yang dibatasi untuk beban lalu lintas yang lebih ringan dan kecepatan yang lebih rendah. Jembatan-jembatan tersebut perlu diperbaiki atau diganti.

Tugas ini dapat dicapai dengan menggunakan teknologi dan material yang sama atau serupa yang digunakan untuk konstruksi awalnya bertahun-tahun yang lalu. Namun, material dan teknologi baru dapat memberikan alternatif yang bermanfaat bagi material tradisional dalam meningkatkan jembatan yang ada, dan dalam pembangunan jembatan baru. Material komposit menawarkan sifat unik yang dapat membenarkan pengenalan bertahapnya ke dalam perbaikan dan konstruksi jembatan.

Perbedaan antara komposit industri atau komersial dan komposit canggih tidak jelas, tetapi terutama didasarkan pada kualitas material. Komposit canggih menggunakan serat, seperti grafit dan Kevlar®, dan material matriks dengan kekuatan dan modulus elastisitas yang lebih tinggi daripada komposit industri, yang biasanya dibuat dengan serat E-glass atau S-glass dan dengan matriks poliester atau vinil ester. Komposit canggih menggunakan material matriks polimer, seperti epoksi dan polimida yang dimodifikasi, atau matriks keramik dan logam. Teknik manufaktur yang lebih canggih umumnya diperlukan untuk menghasilkan komposit canggih. Komposit industri hanya memerlukan sedikit atau tanpa proses pengeringan khusus, seperti penggunaan autoklaf atau teknik vakum untuk komposit canggih.

Komposit di sini terbatas pada material yang dibuat dengan serat atau filamen tipis dan diikat bersama dalam lapisan atau lamina dengan matriks polimer. Polimer yang dibahas terutama adalah poliester dan epoksi. Serat yang dipertimbangkan meliputi kaca (tipe E dan S), grafit, dan Kevlar. Filamen dapat berupa serat pendek (seperti serat potong yang panjangnya kurang dari 25 mm) atau filamen kontinu. Kemampuan untuk mengorientasikan serat ke arah mana pun yang diinginkan adalah salah satu keunggulan utama material komposit dibandingkan dengan material isotropik seperti baja. Sifat anisotropik material komposit memungkinkan seorang insinyur untuk mendesain setiap elemen dalam suatu struktur secara khusus untuk mencapai penggunaan optimal dari sifat material.

Material komposit telah berhasil digunakan di banyak industri lain dalam 50 tahun terakhir. Industri rekreasi, terutama perahu, mungkin merupakan industri pertama yang berhasil dan secara luas mengadopsi material komposit dalam pembuatan kapal pesiar dan kapal kecil. Di bidang aplikasi industri, pipa, tangki, bejana tekan, dan berbagai komponen lain yang diproduksi terutama dengan fiberglass, material komposit telah digunakan selama lebih dari 50 tahun. Di industri pertahanan dan kedirgantaraan, komposit yang lebih canggih

semakin banyak digunakan sejak awal tahun 1960-an. Di semua industri ini, satu atau beberapa sifat unik komposit berhasil dimanfaatkan untuk menggantikan material konvensional.

Studi awal tentang penggunaan komposit pada jembatan dilakukan untuk Administrasi Jalan Raya Federal AS pada awal tahun 1980-an dan memiliki tujuan utama untuk menentukan kelayakan adaptasi komposit pada jembatan jalan raya. Studi ini mempertimbangkan kemampuan adaptasi komposit pada komponen utama jembatan, mengingat karakteristik unik dari jenis material ini. Studi tersebut menyimpulkan bahwa dek jembatan dan kabel adalah komponen jembatan yang paling cocok untuk penggunaan material komposit.

Tujuan bab ini adalah untuk memperkenalkan teknologi terkini dan masa depan serta aplikasi komposit yang paling layak dalam infrastruktur jembatan jalan raya. Sifat-sifat dasar material komposit disajikan dan kelebihan serta kekurangannya dibahas. Aplikasi komposit pada jembatan yang disajikan dalam bab ini meliputi balok dan gelagar, kabel, batang penguat, dek dan permukaan lapisan aus, serta teknik untuk memperbaiki atau memodifikasi struktur jembatan yang ada. Metode dan signifikansi teknik evaluasi non-destruktif juga dibahas terkait dengan kelayakan penggabungan komponen komposit ke dalam sistem jembatan.

7.2 SIFAT MATERIAL

Serat Penguat

Serat memberikan penguatan untuk matriks material komposit. Penguatan serat dapat ditemukan dalam berbagai bentuk, dari serat pendek hingga untaian yang sangat panjang, dan dari serat individual hingga kain dan material jalinan. Serat memberikan sebagian besar kekuatan komposit karena sebagian besar material matriks memiliki sifat kekuatan yang relatif rendah. Dengan demikian, serat dalam komposit berfungsi sebagai baja dalam beton bertulang.

Material serat yang paling umum digunakan dalam struktur komposit teknik sipil adalah kaca, aramid (Kevlar), dan grafit (karbon). Variasi sifat mekanik dapat dicapai dengan berbagai jenis konfigurasi serat. Perbandingan nilai tipikal sifat mekanik untuk serat penguat umum diberikan pada Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Sifat-Sifat Desain Serat Khas

	E-Glass	S-Glass	Kevlar-49	Grafit Modulus	Grafit Kekuatan
Properti	(Untaian)	(Untaian)	(Benang)	Tinggi (Tow)	Tinggi (Tow)
Kekuatan Tarik (MPa)	3100	3800	3400	2200	3600
Modulus Tarik (GPa)	72	86	124	345	235
Gravitasi Spesifik	2,60	2,50	1,44	1,90	1,80
Perpanjangan Tarik (%)	4,9	5,7	2,8	0,6	1,4

Tabel 7.2 Sifat-Sifat Khas Resin Polimer

Properti	Poliester	Epoksi	Fenolik
Kekuatan Tarik (MPa)	55	27–90	35–50
Modulus Tarik (GPa)	2,0	0,70–3,4	7,0–9,7
Berat Jenis	1,25–1,45	1,1–1,4	1,4–1,9
Perpanjangan (%)	5–300	3–50	—
Koefisien Ekspansi Termal (10^{-6} m/m/K)	70–145	18–35	27–40
Penyerapan Air (%) dalam 24 jam)	0,08–0,09	0,08–0,15	0,30–0,50

Serat kaca telah menjadi jenis penguat yang paling umum untuk matriks polimer. Serat kaca, yang berbasis silika, adalah serat sintetis pertama yang tersedia secara komersial dengan modulus yang relatif tinggi. Dua jenis serat kaca yang umum disebut sebagai serat kaca E dan serat kaca S. Serat kaca E merupakan isolator listrik yang baik. Serat kaca S, yang memiliki kandungan silika lebih tinggi, memiliki sifat mekanik yang sedikit lebih baik daripada serat kaca E. Beberapa aplikasi membutuhkan serat dengan kekuatan atau modulus elastisitas yang lebih baik daripada kaca. Serat grafit (karbon) dan aramid dapat memberikan sifat-sifat yang diinginkan ini. Penggunaan serat-serat ini umumnya selektif dalam aplikasi teknik sipil, mengingat biayanya yang lebih tinggi dibandingkan dengan serat kaca.

Material Matriks

Resin polimer termosetting adalah jenis material matriks yang umum digunakan untuk aplikasi teknik sipil. Polimer adalah molekul seperti rantai yang dibangun dari serangkaian monomer. Ukuran molekul polimer membantu menentukan sifat mekaniknya. Polimer termosetting, tidak seperti polimer termoplastik, tidak melunak atau meleleh saat dipanaskan, tetapi terurai. Bahan matriks lainnya, seperti keramik dan logam, digunakan untuk aplikasi yang lebih khusus.

Resin termoset yang paling umum digunakan dalam aplikasi teknik sipil adalah poliester, epoksi, dan, pada tingkat yang lebih rendah, fenolik. Ringkasan sifat-sifat khas untuk resin diberikan pada Tabel 7.2. Resin poliester relatif murah, dan memberikan ketahanan yang memadai terhadap berbagai faktor lingkungan dan bahan kimia. Epoksi lebih mahal tetapi juga memiliki sifat yang lebih baik daripada poliester. Beberapa keunggulan epoksi dibandingkan poliester adalah kekuatan yang lebih tinggi, modulus yang sedikit lebih tinggi, penyusutan rendah, ketahanan yang baik terhadap bahan kimia, dan daya rekat yang baik pada sebagian besar serat. Resin fenolik umumnya digunakan untuk aplikasi suhu tinggi (150 hingga 200°C) dan lingkungan korosif yang relatif ringan.

7.3 PRO DAN KONTRA KOMPOSIT PADA JEMBATAN

Peningkatan pesat penggunaan komposit di banyak industri, seperti kedirgantaraan, rekreasi, konstruksi, dan transportasi, terutama disebabkan oleh keuntungan signifikan komposit dibandingkan material konvensional, seperti logam, beton, atau plastik tanpa penguatan. Berikut ini adalah pembahasan singkat tentang kemungkinan keuntungan dan kerugian komposit dalam aplikasi jembatan jalan raya.

Keuntungan pertama dan utama komposit dalam struktur jembatan kemungkinan besar adalah pengurangan berat yang signifikan, karena kekuatan spesifik (kekuatan/kepadatan) komposit yang lebih tinggi dibandingkan material konvensional, seperti baja dan beton. Keuntungan ringan komposit pada dek jembatan diilustrasikan dengan jelas pada Tabel 7.3. Pada sebagian besar aplikasi jembatan pendek, sistem struktural yang lebih ringan, jika memadai dari sudut pandang struktural, kemungkinan besar tidak akan memengaruhi kinerja dinamis jembatan. Pada jembatan yang lebih panjang, dapat dibayangkan bahwa sistem yang lebih ringan mungkin memerlukan pertimbangan desain tambahan untuk menghindari masalah perilaku dinamis.

Keunggulan kedua dan sama pentingnya dari komposit adalah ketahanan korosi yang unggul di semua lingkungan yang biasanya dialami oleh jembatan di seluruh dunia. Ketahanan korosi komposit dapat ditingkatkan lebih lanjut dengan penggunaan sistem resin premium, seperti vinil ester atau epoksi dibandingkan dengan resin konvensional, seperti poliester. Karakteristik ketahanan korosi yang sangat baik dari komposit, dan biaya perawatan yang lebih rendah, dapat menghasilkan biaya siklus hidup yang lebih rendah daripada komponen jembatan yang diproduksi dengan bahan baja atau beton. Biaya siklus hidup yang lebih rendah mungkin merupakan keunggulan signifikan ketiga dari komponen jembatan komposit. Namun, diperkirakan bahwa biaya awal komponen jembatan komposit tersebut akan jauh lebih besar daripada bahan konvensional.

Keunggulan signifikan keempat dari komposit dalam aplikasi jembatan adalah konstruksi modularnya. Diperkirakan bahwa komponen dek jembatan komposit akan dibuat dalam modul besar, baik di bengkel atau di lokasi jembatan, kemudian dirakit di lokasi jembatan untuk membentuk sistem struktural yang diinginkan. Konstruksi modular seperti itu tidak hanya akan mengurangi biaya konstruksi, tetapi juga mengurangi waktu konstruksi. Kelima, diperkirakan bahwa penggunaan awal komposit pada jembatan akan melibatkan rehabilitasi atau perbaikan jembatan yang sudah ada di daerah perkotaan besar.

Konstruksi modular yang dijelaskan di atas akan sangat mengurangi waktu yang dibutuhkan untuk perbaikan, sehingga mengurangi kemacetan lalu lintas, kecelakaan, dan keterlambatan waktu bagi para pengguna jalan di daerah perkotaan yang padat lalu lintas. Struktur berlapis komposit juga merupakan keuntungan yang sangat bermanfaat untuk beban tipe kelelahan pada jembatan. Dengan menempatkan serat dalam arah yang tepat, kekuatan dan ketahanan lelah laminasi komposit sangat ditingkatkan. Perilaku lelah komposit bila dirancang dengan benar lebih unggul daripada material ulet, seperti baja A36 konvensional.

Kerugian penggunaan komposit dalam aplikasi infrastruktur seperti jembatan cukup besar, tetapi tidak terlalu besar. Kerugian pertama, tetapi belum tentu yang paling signifikan,

dari komposit adalah biaya awalnya yang relatif tinggi. Topik ini telah dibahas di bagian sebelumnya terkait dengan biaya awal vs. biaya siklus hidup. Meskipun grafit dan serat canggi lainnya mungkin akan mengalami penurunan biaya seiring dengan peningkatan volume konsumsi, sangat diragukan bahwa biaya serat kaca dapat dikurangi secara signifikan dengan peningkatan volume konsumsi. Biaya matriks, seperti resin berbasis polimer, juga tidak akan berkurang secara signifikan dengan peningkatan konsumsi.

Kerugian kedua dari sistem struktur komposit adalah kurangnya sambungan mekanis yang sangat efisien. Sambungan baut mekanis dalam aplikasi komposit tidak seefisien atau semudah dirancang seperti pada kasus sambungan las dan baut tipe baja yang digunakan dalam struktur baja. Untuk mengurangi sambungan tipe mekanis, diperlukan sambungan tipe perekat. Namun, perekatan satu bagian ke bagian lain membutuhkan pengetahuan rinci tentang perekat dan permukaan ikatan, serta kontrol kualitas. Semua faktor ini umumnya menghasilkan tegangan perekat yang diizinkan relatif rendah. Selain itu, banyak insinyur cenderung tidak menyukai sambungan tipe perekat di hadapan beban kelelahan dan getaran.

Tabel 7.3 Perbandingan Beban Mati (D.L.) Sistem Dek dan Struktur Atas

Jenis Jembatan	Jembatan angkat dengan jarak antar balok penyangga 1,22 m (bentang = 76,2 m, lebar = 18,9 m)			
	127 mm Terbuka Kisi Baja	Kedalaman 152 mm FRP Berbentuk X dengan Lapisan Pasir Permukaan Aus	127 mm Berisi Beton Kisi Baja	Kedalaman 152 mm FRP Berbentuk X dengan Lapisan Pasir Permukaan Aus
Jenis Dek				
Berat dek saja (KN)	1379	1155	5654	1155
Pengurangan % Deck D.L.	16		80	
Berat balok (KN)	3610		3610	
Trotoar dan pagar pembatas (KN)	300.3		300.3	
Permukaan aus masa depan (KN)	0	17.8	0	17.8
Detail, penguat, dll. (KN)	290.9		290.9	
Jalur inspeksi (KN)	22.7		22.7	
Total D.L. (KN)	5647	5441	9922	5441
Total pengurangan D.L. %	3.6		45	
Jenis Jembatan	Dek di atas Balok Baja I-Girder 2,13 m Jarak Antar Balok (bentang = 16,3 m, lebar = 8,5 m)		Dek pada Struktur AASHTO Tipe III Girder Prategang dengan Jarak 2,13 m (bentang = 16,3 m, lebar = 8,5 m)	
	Beton setebal 165 mm dengan Permukaan Aus 5 mm	Kedalaman 229 mm FRP Berbentuk X dengan Lapisan Pasir Permukaan Aus	Beton setebal 178 mm dengan Permukaan Aus 5 mm	Kedalaman 229 mm FRP Berbentuk X dengan Lapisan Pasir Permukaan Aus
Jenis Dek				
Berat dek saja (KN)	541.4	157	583.2	157

Pengurangan % Deck D.L.	71			73	
Berat balok (KN)	111.8			693.5	
Trotoar dan pagar pembatas (KN)	122.6			122.6	
Permukaan aus masa depan (KN)	122.6	2.2	122.6		2.2
Detail, penguat, dll. (KN)	35.7				23.8
Jalur inspeksi (KN)	None			None	
Total D.L. (KN)	1022	473.3	1634		104
Total pengurangan D.L. %	54			36	

Kerugian ketiga adalah modulus komposit serat kaca yang relatif rendah. Kecuali semua serat diorientasikan dalam satu arah, modulus elastisitas komposit tipe kaca (kaca E atau S) akan agak mirip dengan beton. Karena desain jembatan seringkali diatur oleh kriteria defleksi atau kekakuan, bukan kekuatan, sifat penampang komponen fiberglass harus hampir identik dengan beton. Penggunaan serat modulus tinggi, seperti grafit, meningkatkan karakteristik modulus atau kekakuan komposit.

Namun, bahkan jika semua serat grafit ditempatkan dalam arah yang sama (laminasi searah), modulus elastisitas komposit mungkin tidak mendekati baja. Hanya dengan penggunaan serat modulus sangat tinggi (di atas 350 GPa), modulus tarik komposit akan mendekati baja. Untuk mengurangi kerugian kekakuan yang sangat signifikan ini, sistem struktur komposit umumnya harus dirancang secara berbeda ketika kriteria kekakuan mengatur desain.

Kerugian signifikan keempat adalah ketahanan api yang relatif rendah dari komposit struktural di mana matriks berbasis polimer digunakan, yang mewakili sebagian besar komposit yang digunakan di luar industri kedirgantaraan. Kerugian ini secara efektif telah menghalangi penggunaan komposit berbasis polimer dalam aplikasi kritis kebakaran seperti bangunan. Dalam aplikasi jembatan, kebakaran adalah fenomena yang relatif jarang terjadi. Namun, suhu tinggi, seperti di bagian barat daya Amerika Serikat, dapat memengaruhi sifat struktural komposit pada aplikasi jembatan.

Beberapa kerugian tambahan dari komposit termasuk sifat material yang relatif kompleks dan kurangnya kode dan spesifikasi saat ini, yang cenderung menghalangi para insinyur untuk memahami dan menggunakan material tersebut. Kehadiran cacat lokal, yang sulit dan mungkin tidak mungkin dideteksi pada sistem struktural yang besar, juga dipandang sebagai masalah kontrol kualitas yang signifikan.

7.4 KOMPOSIT PULTRUDED DAN KABEL KOMPOSIT

Bentuk Komposit Pultruded

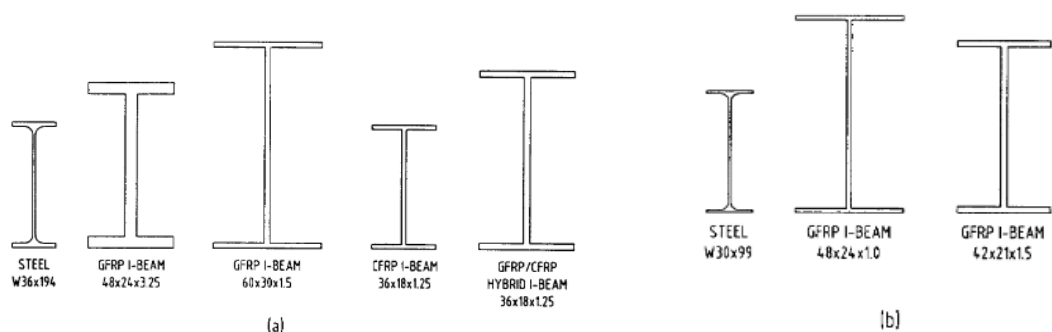
Komposit tersedia secara komersial dalam berbagai bentuk pultruded. Beberapa bentuk yang paling umum tersedia untuk keperluan konstruksi adalah balok I, penampang W,

sudut, kanal, tabung persegi dan persegi panjang, tabung bulat, dan batang padat. Namun, hampir semua bentuk penampang konstan dapat dipultrusi.

Bentuk balok komposit pultrusi berpotensi digunakan dalam jembatan. Namun, modulus elastisitas yang relatif rendah dari bentuk komposit kaca dan grafit membatasi penggunaannya. Pengaruh modulus elastisitas dapat dilihat dengan perbandingan berikut antara balok baja A36 dengan modulus elastisitas $E = 200$ GPa, balok polimer yang diperkuat serat (FRP) dengan $E = 17,2$ GPa, balok grafit dengan $E = 103,5$ GPa, dan balok hibrida polimer yang diperkuat serat kaca (GFRP)/grafit untuk jembatan dua jalur dengan bentang 16,76 m. Dengan asumsi dukungan lateral penuh, total lima balok dengan jarak 2,29 m, dan pelat beton setebal 178 mm, hasil berikut diperoleh.

Untuk kasus aksi nonkomposit antara balok dan pelat beton, balok baja, W36 $\times$ 194, dengan luas penampang, $A = 36.770 \text{ mm}^2$, memenuhi semua persyaratan AASHTO untuk pembebanan HS20-44. Dengan menggunakan balok GFRP, persyaratan defleksi $L/800$, yang mengontrol desain, tidak mungkin dipenuhi dengan kedalaman 914 mm dan lebar flensa 457 mm. Balok GFRP I48 $\times$ 24 $\times$ 3,25 dengan $A = 187.700 \text{ mm}^2$ atau I60 $\times$ 30 $\times$ 1,5 dengan $A = 113.200 \text{ mm}^2$ diperlukan. Jika balok seluruhnya terbuat dari grafit, balok I36 $\times$ 18 $\times$ 1,25 dengan $A = 12.060 \text{ mm}^2$ akan memenuhi semua persyaratan. Balok hibrida dengan kedalaman total 1320 mm, lebar flensa 660 mm, dan ketebalan web dan flensa 45,7 mm juga memenuhi persyaratan kekakuan. Untuk contoh ini, balok hibrida harus memiliki lapisan grafit setebal 7,6 mm di tengah kedua flensa, dan untuk seluruh lebar flensa.

Jika aksi komposit tercapai antara pelat beton dan balok, balok baja W30 $\times$ 99 dengan $A = 18.770 \text{ mm}^2$ sudah memadai untuk jembatan ini. Balok I48 $\times$ 24 $\times$ 1,0 berbahan FRP sepenuhnya dengan luas penampang $A = 16.650 \text{ mm}^2$ atau I42 $\times$ 21 $\times$ 1,5 dengan luas penampang $A = 78.390 \text{ mm}^2$ juga akan memenuhi persyaratan kekakuan dan tegangan ketika aksi komposit disertakan. Perbandingan ukuran untuk semua penampang balok yang digunakan dalam contoh ini disajikan pada Gambar 7.1.

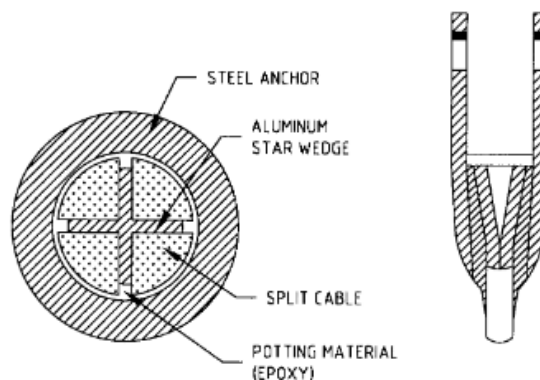


Gambar 7.1 Perbandingan berbagai balok untuk jembatan dua jalur dengan bentang 16,80 m, dengan total lima balok yang berjarak 2,30 m, dan pelat beton setebal 180 mm. (a) Aksi nonkomposit antara balok dan pelat; (b) aksi komposit antara balok dan pelat.

Kabel Komposit

Komposit dalam bentuk kabel, untai, dan batang memiliki potensi aplikasi pada jembatan. Di antara aplikasi ini adalah kabel suspensi dan penahan serta tendon prategang. Kekuatan tarik tinggi, ketahanan korosi, dan bobot ringan adalah karakteristik terpenting yang menjadikan komposit sebagai kandidat kuat untuk menggantikan baja untuk jenis aplikasi ini. Korosi pada kabel dan tendon baja tradisional dapat menimbulkan biaya perawatan yang signifikan untuk jembatan. Kabel komposit, dengan pemilihan material dan desain yang tepat, dapat melampaui masa pakai kabel jembatan tradisional.

Kabel komposit polimer yang diperkuat serat karbon (CFRP) telah digunakan untuk jembatan kabel-stay. Dibandingkan dengan baja, komposit karbon dapat memberikan kekuatan tarik yang setara dengan hanya sebagian kecil beratnya. Tendon GFRP telah digunakan untuk prategang balok jembatan beton. Perhitungan kekuatan penampang menggunakan tendon GFRP sangat mirip dengan metode yang digunakan untuk tendon baja. Dalam kasus struktur pasca-tegangan, sistem ankur yang memadai harus digunakan untuk meminimalkan kehilangan prategangan. Salah satu keunggulan GFRP dibandingkan dengan tendon baja adalah modulus elastisitas yang lebih rendah diterjemahkan menjadi kehilangan prategangan yang lebih rendah, karena rangkai dan penyusutan beton.



Gambar 7.2 Rakitan jangkar ujung yang diisi untuk kabel komposit; tampilan penampang (kiri) dan tampilan memanjang (kanan)

Masalah utama dalam desain kabel komposit adalah sistem penjangkaran. Pengembangan kekuatan tarik penuh kabel komposit belum dimungkinkan; namun, desain jangkar yang baik dapat memungkinkan pengembangan persentase besar dari total kekuatan kabel yang tersedia. Jangkar tipe isi ditunjukkan pada Gambar 7.2.

Rakitan ini menggunakan soket ujung logam tempat kabel komposit dipasang dan kemudian diisi dengan berbagai polimer seperti epoksi. Beban ditransfer dari kabel ke jangkar logam melalui bahan pengisi dengan tegangan geser dan tekan radial. Baji aluminium digunakan untuk membagi kabel menjadi empat sektor yang sama untuk menciptakan aksi pengganjalan yang lebih besar, tetapi ini juga menciptakan tegangan tekan radial yang besar. Karena tegangan terbesar di wilayah transfer tegangan terjadi di keliling kabel, beberapa

parameter terkait memengaruhi sifat kekuatan jangkar isi tersebut dan, oleh karena itu, kekuatan ultimate sistem kabel.

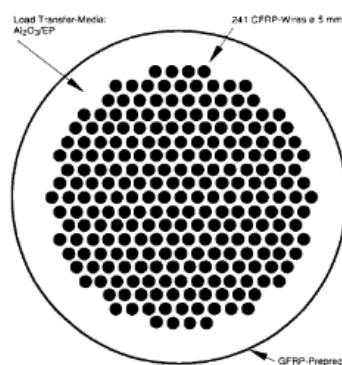
Jenis sistem penjangkaran lain, yang dirancang khusus untuk kabel CFRP, menggunakan rongga kerucut yang diisi dengan campuran keramik/epoksi variabel (Gambar 7.3). Formulasi variabel dirancang untuk mengontrol creep dan putusnya kabel.

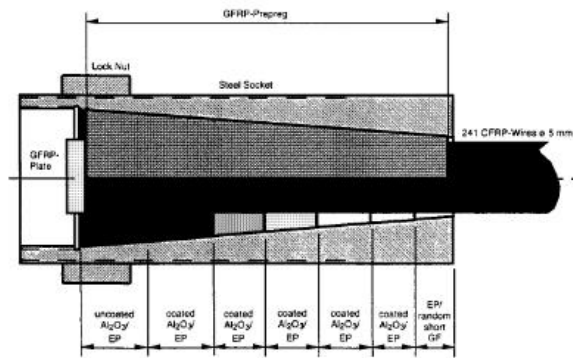
7.5 BATANG TULANGAN FRP UNTUK BETON

Serat seperti kaca, aramid, dan karbon dapat digunakan sebagai batang tulangan (rebar) untuk balok beton. Penggunaan serat ini dapat meningkatkan umur pakai elemen struktural jenis ini, mengingat kerusakan korosif tulangan baja pada elemen beton bertulang. Pengujian telah menunjukkan bahwa kekuatan ultimate yang lebih tinggi dapat dicapai dengan rebar FRP daripada dengan rebar baja lunak. Kekuatan ini dapat dicapai karena kekuatan tarik yang tinggi dari sebagian besar serat. Kekakuan serat FRP yang lebih rendah, seperti kaca, akan menghasilkan defleksi yang lebih besar dibandingkan dengan beton bertulang baja.

Faktor penting dalam penggunaan batang FRP adalah ikatan antara batang dan beton. Penggunaan batang FRP halus mengakibatkan penurunan kapasitas lentur yang signifikan. Oleh karena itu, batang FRP halus harus diberi perlakuan permukaan untuk meningkatkan ikatan dengan metode seperti pelapisan pasir. Hasil pengujian juga menunjukkan bahwa tulangan FRP berdiameter lebih kecil lebih efektif untuk kapasitas lentur daripada batang berdiameter lebih besar. Namun, secara umum, karakteristik ikatan bervariasi karena variasi produk batang tulangan FRP.

Faktor lain yang memengaruhi karakteristik ikatan adalah kekuatan beton, pengekan beton, jenis pembebanan, efek yang bergantung pada waktu, jumlah selimut beton, dan jenis serta volume serat dan matriks. Dalam Laporan Terkini 440R-96 tentang Tulangan FRP untuk Struktur Beton, American Concrete Institute (ACI) mengakui perlunya data pengujian tambahan untuk mengembangkan ekspresi yang akan berlaku untuk kondisi yang berbeda, dan dapat dimasukkan dalam kode desain. Beberapa ekspresi untuk panjang pengembangan batang FRP telah diusulkan baru-baru ini.





Gambar 7.3 Jangkar berbentuk kerucut yang dirancang khusus meningkatkan transfer beban ke kabel karbon.

7.6 DEK JEMBATAN KOMPOSIT

Keuntungan dan Kerugian

Dek jembatan tampaknya merupakan salah satu komponen jembatan yang paling cocok untuk penggunaan komposit struktural dalam aplikasi jalan raya. Keuntungan utama dek jembatan komposit adalah bobotnya yang relatif lebih ringan, ketahanan terhadap korosi, dan fabrikasi dalam unit modular yang dapat dipasang dengan cepat tanpa memerlukan penyangga dan bekisting.

Referensi memberikan hasil studi tentang beban mati jembatan dengan berbagai jenis dek jembatan konvensional dan komposit. Tabel 7.3 memberikan ringkasan perbandingan ini untuk jembatan angkat sepanjang 76,2 m dan dua jembatan konvensional dengan bentang 16,3 m. Dek yang digunakan untuk perbandingan adalah penampang berbentuk X yang menunjukkan perilaku dek tipe rangka yang lentur. Baris terakhir Tabel 7.3 menunjukkan bahwa untuk jembatan tipe bascule dengan dek kisi baja terbuka, dek komposit tidak akan secara signifikan mengurangi total beban mati struktur atas jembatan (dek, balok memanjang, dan balok melintang).

Namun, jika kisi baja diisi dengan beton, pengurangan total beban mati dengan dek komposit adalah 45%. Demikian pula, untuk jembatan konvensional, dek komposit mengurangi total beban mati struktur atas jembatan hingga 54%. Jika perbandingan dek jembatan saja yang dipertimbangkan, dek komposit biasanya sekitar 20 hingga 30% dari berat dek beton konvensional seperti yang ditunjukkan pada baris 3 Tabel 7.3. Pengurangan berat dek jembatan dapat diterjemahkan menjadi:

1. Peningkatan beban hidup yang diizinkan yang dihasilkan dari lalu lintas yang bergerak di jembatan;
2. Peningkatan jumlah lajur dengan balok melintang, kolom, atau pilar yang sama, menghasilkan total beban mati dan beban hidup yang sama;
3. Penggunaan jembatan yang berkelanjutan tanpa mengurangi kapasitas bebannya;
4. Mengurangi biaya konstruksi, karena dek jembatan yang lebih ringan membutuhkan waktu dan upaya konstruksi yang lebih sedikit daripada dek konvensional yang lebih berat.

Dek komposit dapat dibuat dari unit modular pracetak yang dirakit dengan cepat di lokasi jembatan. Karena pertimbangan ekonomi dan kebutuhan untuk meminimalkan sambungan, akan lebih baik jika bagian dek dapat dibuat sebesar mungkin. Konstruksi modular juga dapat menghasilkan waktu pemasangan yang relatif singkat. Perakitan lapangan yang cepat akan sangat mengurangi biaya pengaturan lalu lintas, sebuah keuntungan signifikan di daerah perkotaan.

Kekurangan dek komposit meliputi kemungkinan biaya awal yang lebih tinggi, defleksi dek dan balok yang lebih besar, dan kekakuan jembatan yang lebih rendah. Meskipun dek komposit yang lebih ringan akan mengurangi beban mati pada balok, kolom, dan pilar, faktor struktural lainnya juga harus dipertimbangkan. Pertama, massa dek yang berkurang akan menghasilkan karakteristik getaran jembatan yang berbeda. Untuk jembatan panjang, massa dan kekakuan yang berkurang dapat mengakibatkan kemungkinan masalah getaran dan defleksi yang berlebihan. Untuk bentang pendek, masalah tersebut seharusnya tidak terjadi. Di sisi positif, material komposit memberikan peredaman yang lebih tinggi, sehingga mengurangi kecenderungan getaran ini.

Sistem Dek Komposit

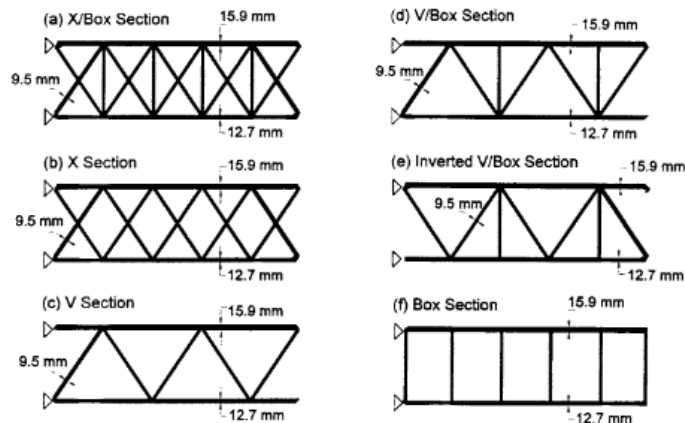
Pemilihan konfigurasi dek harus didasarkan pada pertimbangan kelayakan struktural dan ekonomis. Secara struktural, dek harus mampu menahan beban mati dan beban hidup yang ditentukan, serta memenuhi persyaratan defleksi. Secara ekonomis, dek komposit harus hemat biaya jika akan menggantikan dek konvensional.

Transfer beban lalu lintas melalui dek komposit dapat dicapai terutama melalui aksi lentur atau rangka. Efektivitas sistem transfer beban ini sangat bergantung pada sifat mekanik material. Studi telah menunjukkan bahwa persyaratan kekakuan atau defleksi AASHTO untuk dek sulit dipenuhi dengan material modulus rendah seperti GFRP. Juga ditunjukkan bahwa elemen transfer beban tipe rangka (Gambar 7.4a hingga e) lebih disukai daripada elemen struktural tipe sandwich atau lentur (Gambar 7.4f).

Sistem Dek Tipe Rangka

Sistem dek komposit yang mentransfer beban lalu lintas ke balok memanjang dan balok melintang terutama melalui aksi rangka pada arah melintang jembatan telah dikembangkan. Beberapa bentuk dipelajari dan dievaluasi berdasarkan persyaratan AASHTO untuk menentukan penampang dek yang ekonomis dan efisien secara struktural. Dek dengan kedalaman total 229 mm memenuhi persyaratan tegangan dan kekakuan untuk semua penampang yang dipertimbangkan dan ditunjukkan pada Gambar 7.4. Penampang berbentuk X (Gambar 7.4b) adalah desain optimal dari sudut pandang kekakuan dan beban mati. Dek berbentuk X mentransfer beban hidup terutama melalui aksi rangka, yang memberikan defleksi lebih kecil daripada elemen tipe lentur.

Selain studi analitis, program eksperimental yang ekstensif telah membuktikan kelayakan penampang berbentuk X untuk dek komposit. Spesimen dibuat dan diuji statis dan kelelahan di bawah beban AASHTO dan "beban militer alternatif" yang lebih berat. Spesimen ini bertahan lebih dari 30 juta siklus kelelahan tanpa kegagalan atau degradasi, dan hanya mengalami sedikit penurunan kekakuan secara keseluruhan.



Gambar 7.4 Bentuk yang dipertimbangkan untuk desain dek jembatan komposit tipe rangka.
(a) Penampang X/kotak; (b) Penampang X; (c) Penampang V; (d) Penampang V/kotak; (e) Penampang V/kotak terbalik; (f) Penampang kotak.

7.7 PERMUKAAN AUS UNTUK DEK KOMPOSIT

Permukaan aus dek jembatan komposit harus memberikan perlindungan laminasi, ketahanan selip yang memadai, dan keamanan terhadap hidroplaning. Lapisan tipis campuran pasir-epoksi telah dikembangkan untuk tujuan ini. Campuran tersebut terdiri dari pasir yang tertahan di antara saringan No. 8 dan No. 30 dan epoksi tipe matriks. Campuran tersebut diaplikasikan langsung ke permukaan atas dek FRP komposit dengan ketebalan 1,5 hingga 3 mm setelah persiapan permukaan. Kinerja permukaan aus ini telah dievaluasi dengan serangkaian pengujian. Pengujian siklus beku/cair dan suhu tinggi dilakukan untuk menentukan respons sistem terhadap kondisi cuaca yang diperkirakan terjadi di sebagian besar wilayah Amerika Serikat.

Simulasi lalu lintas truk diterapkan untuk mengevaluasi kinerja dalam hal kehilangan partikel dan abrasi. Spesimen diuji menggunakan fasilitas pembebanan dipercepat (ALF), yang terdiri dari rangka dengan seperangkat ban truk yang berjalan di sepanjang bentangan perkerasan. Spesimen dengan permukaan aus pasir-epoksi ditanamkan di perkerasan, dan integritasnya diamati selama pengujian. Ketika terjadi kehilangan partikel pasir, daya tahan selip dan kedalaman tekstur permukaan aus menurun, dan risiko selip dan aquaplaning meningkat. Kerusakan permukaan dipantau menggunakan metode British Pendulum dan uji tambalan pasir.

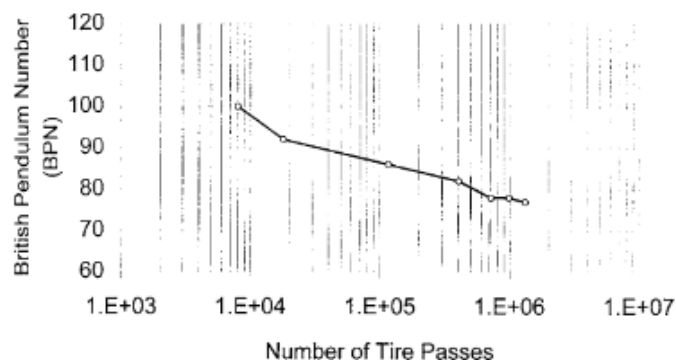
Variasi rata-rata British Pendulum Number (BPN) dengan jumlah lintasan ban ditunjukkan pada Gambar 7.5. BPN yang stabil di atas BPN minimum yang dapat diterima sebesar 60, setelah 1 juta siklus, dapat menunjukkan bahwa permukaan aus akan mempertahankan kemampuannya untuk jangka waktu yang lama. Pembacaan tambalan pasir, yang ditunjukkan pada Gambar 7.6, juga menunjukkan pengurangan laju kehilangan ketinggian tekstur rata-rata pada tingkat yang dapat diterima.

7.8 SISTEM STRUKTUR JEMBATAN KOMPOSIT

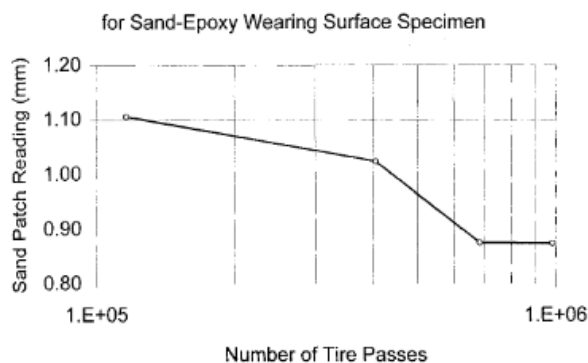
Penggunaan material komposit untuk membangun seluruh struktur atas jembatan merupakan kemungkinan yang sedang dieksplorasi oleh para insinyur. Sebuah jembatan komposit sepenuhnya, yang dirancang untuk memenuhi beban AASHTO HS25, dibangun dan dipasang di dekat Russell, Kansas pada tahun 1996. Bentang bersihnya adalah 7,08 m dan lebarnya 8,45 m. Tiga panel berdampingan yang dihubungkan oleh sambungan memanjang yang saling mengunci digunakan untuk membangun jembatan tersebut.

Konstruksi sandwich sedalam 56 cm digunakan untuk panel, dengan ketebalan lapisan permukaan masing-masing 13 dan 19 mm untuk bagian atas dan bawah. Kombinasi anyaman serat cincang dan serat unaksial digunakan dengan resin poliester untuk membangun lapisan permukaan, yang dihubungkan oleh inti sarang lebah. Permukaan ausnya adalah campuran kerikil-resin poliester setebal 19 mm.

Jembatan komposit lainnya dengan lebar 10 m dan panjang 30 m dipasang di Hamilton, Ohio pada tahun 1997. Jembatan ini, yang dirancang untuk memenuhi spesifikasi AASHTO HS20, dibuat dengan matriks resin poliester dan penguatan serat E-glass. Jembatan tersebut dikirim ke lokasi dalam tiga bagian, yang terdiri dari dua komponen utama yang membentuk struktur tipe balok kotak akhir. Komponen pertama adalah balok berbentuk U meruncing dengan kedalaman sekitar 0,6 m.



Gambar 7.5 Pembacaan pendulum Inggris untuk spesimen permukaan aus pasir-epoksi.



Gambar 7.6 Pembacaan uji tambalan pasir untuk spesimen permukaan aus pasir-epoksi.

Web dan flensa bawah balok diperkuat dengan kain triaksial dan biaxial yang dijahit. Flensa juga diperkuat dengan serat searah tambahan. Balok, komponen utama kedua dari struktur, terintegrasi dengan dek komposit. Konstruksi panel sandwich (kedalaman sekitar 15 cm) digunakan untuk dek, dengan pelat muka komposit datar dan inti tabung persegi panjang pultruded yang berorientasi pada arah melintang jembatan. Berat total jembatan komposit tersebut sekitar 100 kN, termasuk pagar pengaman, tetapi tidak termasuk lapisan permukaan aspal.

7.9 PEMBUNGKUS KOLOM DENGAN KOMPOSIT

Aplikasi unik material komposit dalam infrastruktur jembatan adalah pembungkus atau pelapisan kolom jembatan. Prosedur ini melibatkan penerapan beberapa lapisan komposit di sekeliling perimeter kolom. Sejak akhir tahun 1980-an, pembungkus kolom dengan komposit dipandang sebagai alternatif untuk jaket baja konvensional yang digunakan untuk meretrofit kolom beton bertulang jembatan di California. Pembungkus kolom juga dapat digunakan untuk memperbaiki kolom yang mengalami kerusakan terbatas.

Pembungkus kolom dengan komposit mungkin memiliki beberapa keunggulan dibandingkan jaket baja, seperti pengurangan perawatan, peningkatan daya tahan, kecepatan pemasangan, dan pengurangan gangguan terhadap operasi yang sedang berlangsung, termasuk lalu lintas.

Kolom beton bertulang dapat diretrofit menggunakan teknik pembungkus untuk meningkatkan daktilitas lentur dan kekuatan gesernya. Pengurangan yang tepat pada inti beton dan tulangan longitudinal sangat diinginkan untuk desain yang daktil. Pengurangan telah digunakan untuk mencegah batang longitudinal dari tekuk, bahkan setelah sendi plastis terbentuk di wilayah yang terkurung, dan untuk meningkatkan kinerja tulangan longitudinal yang tumpang tindih di wilayah pembentukan sendi plastis. Kapasitas geser kolom juga dapat ditingkatkan dengan membungkus kolom menggunakan komposit.

Beberapa material telah digunakan untuk merenovasi jembatan dengan metode pembungkus. Jenis serat yang paling umum digunakan adalah serat kaca dan karbon. Serat kaca telah digunakan dengan matriks poliester, vinil ester, atau epoksi, dan serat karbon digunakan dengan resin epoksi. Serat dapat diaplikasikan dalam berbagai bentuk, seperti roving individual, tikar, dan kain tenun. Departemen Transportasi California (Caltrans) menggunakan Spesifikasi Kompositnya untuk menetapkan prosedur standar untuk pemilihan sistem yang akan digunakan, sifat material, dan aplikasinya.

Teknik yang paling umum untuk aplikasi jaket kolom komposit adalah pembungkus basah, pembungkus prepreg, dan cangkang pra-pengerasan. Dalam teknik pembungkus basah, kain fiberglass dibungkus di sekitar kolom sebanyak yang diperlukan untuk mencapai ketebalan desain. Kain tersebut dijenuhkan dengan resin tepat sebelum atau selama proses aplikasi, dan kemudian dibiarkan mengeras pada suhu ruangan. Sistem ini diaplikasikan secara manual dan tidak memerlukan peralatan khusus.

Teknik kedua, pembungkus prepreg, melibatkan penggunaan serat karbon/epoksi prepreg kontinu yang dililitkan secara mekanis ke kolom. Peralatan pemanas eksternal dapat

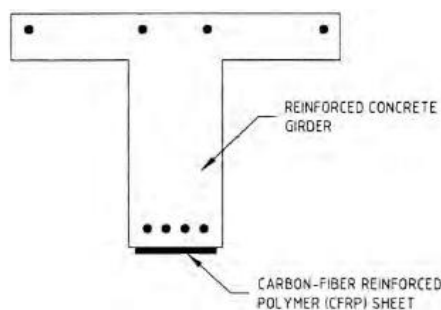
digunakan untuk mengeraskan komposit. Sistem pembungkus kolom lainnya menggunakan cangkang yang telah dikeraskan sebelumnya. Cangkang ini, biasanya dengan penguatan serat kaca, dibuat dengan kelengkungan yang sama dengan kolom. Potongan memanjang dibuat di satu sisi cangkang, atau dapat dipotong menjadi dua bagian memanjang. Cangkang yang telah dipotong kemudian dipasang dan direkatkan ke kolom.

Studi eksperimental telah dilakukan untuk menentukan efektivitas sistem pembungkus kolom menggunakan material komposit dibandingkan dengan pelapisan baja. Namun, meskipun hasil yang menguntungkan telah dipublikasikan, penerimaan oleh pemilik jembatan dan insinyur desain belum universal.

7.10 PENGUATAN BALOK JEMBATAN DENGAN LAMINASI CFRP

Penguatan dan perbaikan balok jembatan baru-baru ini telah dicapai dengan menggunakan CFRP. Teknik ini awalnya dikembangkan pada akhir tahun 1980-an dan diterapkan pada struktur jembatan pada awal tahun 1990-an.

Penggunaan CFRP untuk penguatan balok mirip dengan pemasangan pelat baja pada balok beton. Namun, CFRP memiliki keunggulan penanganan yang lebih mudah, ketahanan korosi yang lebih tinggi, penghapusan sambungan las, dan perilaku kelelahan yang sangat baik. Faktor penting yang perlu dipertimbangkan ketika menggunakan teknik ini adalah adhesi antara balok dan strip CFRP. Permukaan kontak harus dipersiapkan dengan baik, dan ikatan yang efektif harus dikembangkan.



Gambar 7.7 Penguatan balok beton bertulang menggunakan laminasi CFRP.

Pada prinsipnya, penguatan dengan laminasi CFRP terdiri dari strip CFRP yang direkatkan pada permukaan tarik balok untuk meningkatkan atau mengembalikan kapasitas lentur aslinya. Strip CFRP dapat diaplikasikan tanpa tegangan atau dengan tegangan. Kekuatan dan kekakuan CFRP yang tinggi memungkinkan penggunaan lapisan yang sangat tipis untuk mencapai kapasitas yang diinginkan, yang dapat dihitung menggunakan prosedur yang mirip dengan yang digunakan untuk mendesain balok beton tradisional. Gambar 7.7 mengilustrasikan teknik ini.

7.11 TIANG LAMPU JALAN RAYA KOMPOSIT

Tiang lampu komposit awalnya dikembangkan untuk aplikasi non-jalan raya seperti tempat parkir. Taper seragam melingkar di sepanjang panjangnya adalah desain yang paling

umum. Panjang tiang tipikal bervariasi dari 4,30 hingga 13,7 m. Diameter luar tiang biasanya bervariasi dari 73 hingga 133 mm di bagian atas, dan dari 122 hingga 311 mm di bagian bawah.

Proses pembuatan tiang lampu yang paling umum adalah penggulungan filamen. Dalam proses ini, filamen fiberglass dililitkan di sekitar mandrel baja tirus pada sudut tertentu untuk mendapatkan bentuk desain dengan matriks poliester. Sudut penggulungan filamen bervariasi sesuai dengan persyaratan desain.

Keuntungan utama tiang lampu FRP adalah pengurangan berat dan ketahanan korosi dan pelapukan yang lebih tinggi dibandingkan dengan tiang baja atau aluminium. Pengurangan berat memungkinkan biaya pengiriman dan biaya pemasangan yang lebih rendah. Ketahanan korosi yang lebih tinggi menghasilkan pengurangan biaya perawatan dan umur pakai yang lebih panjang dibandingkan dengan tiang logam.

Kerugian utama tiang FRP adalah kompleksitas desain dan proses pembuatannya. Untuk tiang lampu, tegangan maksimum berada pada arah aksial. Oleh karena itu, proses penggulungan filamen membutuhkan lebih banyak material daripada proses yang menempatkan sebagian besar atau seluruh serat pada arah aksial. Meskipun demikian, fiberglass adalah material yang paling hemat biaya untuk digunakan pada tiang lampu jalan raya dengan ketinggian 7,60 hingga 10,7 m.

7.12 EVALUASI NONDESTRUKTIF JEMBATAN KOMPOSIT

Keberhasilan atau kegagalan komposit dalam adaptasi terhadap berbagai komponen pada jembatan sangat bergantung pada kemampuan untuk mengevaluasi perilaku jangka pendek dan jangka panjang dari elemen struktural komposit tersebut menggunakan teknik evaluasi nondestruktif (NDE). NDE dan inspeksi visual secara rutin dilakukan pada jembatan yang ada, dan teknologi NDE baru sedang dikembangkan untuk material jembatan konvensional seperti beton dan baja. Karena kompleksitas material komposit yang lebih besar dibandingkan dengan baja dan beton konvensional, diperkirakan bahwa teknologi NDE yang ada atau yang baru harus diadaptasi ke komponen jembatan komposit untuk membenarkan penggunaannya pada elemen struktural kritis.

Teknik NDE pada komposit telah dikembangkan terutama di industri pertahanan dan teknologi canggih. Teknik-teknik ini telah berkembang selama 30 hingga 40 tahun terakhir, dan efektivitasnya dalam mengevaluasi kinerja material komposit cukup mengesankan. Namun, sebagian besar teknik ini membutuhkan peralatan yang relatif canggih, dan umumnya bersifat lokal. Teknik NDE lokal semacam itu hanya akan menggambarkan perilaku komposit saat ini dan mungkin memprediksi perilaku di masa depan dalam wilayah yang sangat kecil atau terlokalisasi. Pada struktur skala besar atau komponen struktural seperti jembatan, teknik lokal semacam itu memiliki signifikansi terbatas dalam hal perilaku keseluruhan struktur. Oleh karena itu, teknik NDE yang dapat mengevaluasi perilaku dan kinerja pada skala besar atau global lebih disukai. Namun, sayangnya saat ini, teknik global semacam itu belum cukup akurat, terlalu mahal, atau belum dikembangkan dengan baik secara teknologi.

Metode pengukur regangan untuk menentukan tegangan dan regangan lokal dipahami dengan baik dalam teknik sipil, dan banyak digunakan dalam analisis struktur seperti

jembatan, baik di laboratorium maupun di lapangan. Teknik pengukur regangan adalah jenis teknik NDE lokal dan, oleh karena itu, hanya dapat menghasilkan tingkat tegangan dan regangan pada lamina tempat pengukur regangan terpasang. Data pengukur regangan mungkin hanya mengungkapkan sedikit tentang kemungkinan delaminasi lamina bagian dalam atau keberadaan cacat di dalam laminasi. Metode pengukur regangan saat ini digunakan untuk mengevaluasi tegangan dan regangan pada tangki komposit, bejana tekan, bangunan, dan berbagai aplikasi jembatan komposit yang telah dijelaskan di sini. Seperti pada material lain, teknik pengukur regangan sangat bermanfaat dalam menentukan konsentrasi tegangan di lokasi kritis seperti daerah radius penampang yang ditunjukkan pada Gambar 7.4.

Teknik NDE kedua adalah emisi akustik (AE), yang dikembangkan lebih dari 40 tahun yang lalu, tetapi baru berhasil diadaptasi untuk evaluasi material komposit dalam 20 tahun terakhir. Meskipun teknik ini digambarkan sebagai non-destruktif, suara atau energi yang dipancarkan oleh komposit terjadi ketika beberapa bentuk degradasi laminasi terjadi pada saat beban diterapkan. Secara sederhana, jika tidak ada AE yang tercatat, tidak ada degradasi laminasi komposit yang terjadi. Metode ini telah berhasil digunakan dalam evaluasi banyak komponen komposit kedirgantaraan, serta jenis elemen atau struktur komposit teknik sipil, seperti cerobong asap, tangki, bejana tekan, komponen bangunan, dan truk tangki.

Dalam aplikasi terakhir, truk tangki komposit telah dievaluasi secara berkala selama 15 tahun menggunakan teknik AE. Hasil dari studi AE ini telah menunjukkan kelayakan untuk memprediksi perilaku sistem komposit di masa mendatang di bawah beban kelelahan. Dek jembatan pada Gambar 7.4b juga telah dievaluasi dengan teknik AE dan hasilnya menunjukkan bahwa dimungkinkan untuk memprediksi perilaku masa depan elemen jembatan komposit tersebut dengan memanfaatkan data AE yang dikumpulkan pada siklus kelelahan yang berbeda seperti yang dibahas di Bagian 7.6. Karena sensor AE dipasang pada titik-titik lokal pada struktur komposit, data yang dikumpulkan hanya mendefinisikan perilaku dek jembatan di wilayah yang relatif terlokalisasi. Namun, keuntungan signifikan AE dibandingkan dengan pengukur regangan adalah bahwa perilaku seluruh ketebalan laminasi dapat dievaluasi.

Teknik filamen grafit kontinu adalah metode NDE yang relatif sederhana dan global. Metode ini pada dasarnya menggunakan filamen grafit, yang bersifat konduktif listrik, yang tertanam dalam komposit jenis kaca. Komposit kaca tidak bersifat konduktif listrik. Karena serat grafit dapat dipilih dengan modulus lebih dari 10 kali lipat dari kaca, dan dengan regangan saat kegagalan jauh lebih kecil daripada filamen kaca yang sesuai, serat grafit akan gagal terlebih dahulu dalam komposit serat kaca. Metode ini relatif murah dan global. Filamen grafit dapat disematkan di mana saja di dalam laminasi serat kaca selama pembuatan struktur komposit. Filamen grafit tambahan dapat direkatkan ke permukaan komposit serat kaca sebelum, selama, dan/atau setelah pemasangan struktur. Teknik ini telah berhasil digunakan dalam menentukan lokasi tegangan kritis pada skala global untuk sistem dek jembatan yang sangat kompleks seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.4b.

Ketika filamen grafit putus, sirkuit listrik juga putus, sehingga menunjukkan tingkat tegangan yang tinggi. Namun, lokasi tingkat tegangan tinggi ini pada sirkuit filamen grafit tunggal hampir tidak mungkin diprediksi saat ini. Sirkuit listrik yang terbuka menunjukkan

bahwa tingkat regangan dalam struktur fiberglass berlebihan, tetapi kegagalan struktur secara keseluruhan tidak akan terjadi. Dengan demikian, tujuan utama dari teknik filamen grafit tersebut adalah untuk memberi sinyal degradasi yang ada, dan kemungkinan kegagalan jembatan di masa mendatang, beberapa siklus truk sebelum benar-benar terjadi. Teknik ini dapat digunakan untuk memberikan peringatan kepada publik, dan menyebabkan jembatan ditutup sebelum kegagalan yang akan datang.

Metode inspeksi visual untuk komposit juga telah dikodifikasi ke dalam spesifikasi ASTM. Inspeksi tersebut akan sangat mirip dengan inspeksi visual jembatan berkala saat ini pada jembatan baja dan beton. Inspeksi visual bersifat global tetapi tidak dapat mendeteksi kemungkinan degradasi lamina interior dalam laminasi. Ini adalah kelemahan yang khas untuk metode apa pun yang hanya melibatkan inspeksi visual permukaan eksternal.

NDE ultrasonik telah banyak digunakan sebagai teknik NDE dalam komposit canggih dan kedirgantaraan. Dalam komposit industri, seperti tangki, pipa, dll., teknik ultrasonik terbatas pada penentuan ketebalan, mendeteksi cacat atau rongga lokal, pembentukan retakan, dan delaminasi. Teknik ultrasonik adalah teknik NDE lokal dan relatif memakan waktu dan tenaga. Pencitraan komputer yang ekstensif dimungkinkan dengan teknik ini dan teknik lain yang dibahas di bawah ini yang dapat sangat meningkatkan akurasi metode ini.

Teknik serat optik analog dengan konsep filamen grafit kontinu. Teknologi serat optik menggunakan kabel serat optik kontinu yang dapat ditanamkan dalam laminasi atau pada permukaan luar. Kehadiran konsentrasi tegangan lokal mengakibatkan penurunan transmisi cahaya melalui kabel serat optik yang dapat dikaitkan dengan tingkat tegangan lokal. Teknik ini juga dapat memprediksi lokasi tingkat tegangan tinggi, yang tidak dapat dilakukan oleh filamen grafit kontinu.

Berbagai teknik NDE canggih digunakan dalam evaluasi komposit canggih, tetapi jarang digunakan dalam komposit industri. Metode NDE termal pada dasarnya menggunakan teori aliran panas dalam laminasi di mana keberadaan cacat, rongga, atau delaminasi akan mengubah sifat perpindahan panas. Teknik NDE radiografi menggunakan transmisi gelombang elektromagnetik melalui material, dan pengetahuan bahwa keberadaan cacat, rongga, atau delaminasi akan mengakibatkan perubahan transmisi gelombang tersebut. Kedua metode ini dapat digunakan dalam aplikasi lokal atau global. Pencitraan komputer dapat sangat meningkatkan efektivitas kedua teknik ini. Namun, karena biaya saat ini, kedua teknik ini secara ekonomi tidak memungkinkan untuk evaluasi berkala komponen komposit besar seperti yang direncanakan untuk jembatan.

Teknik NDE canggih lainnya juga tersedia di industri komposit canggih. Namun, sebagian besar teknik ini saat ini terlalu mahal atau tidak praktis untuk evaluasi lapangan komponen jembatan komposit dalam kondisi yang kurang dari kondisi laboratorium.

Ringkasan

Penggunaan komposit dalam jembatan jalan raya kemungkinan akan terjadi secara bertahap selama dekade berikutnya. Karena persyaratan kekakuan dan keamanan yang ketat, penggunaan komposit pada semua elemen struktural jembatan jalan raya mungkin tidak layak



dilakukan dalam waktu dekat. Oleh karena itu, penggunaan awal komposit pada jembatan kemungkinan akan terbatas pada elemen jembatan di mana sifat unik komposit akan menghasilkan desain yang lebih menguntungkan daripada dengan penggunaan material konvensional.

BAB 8

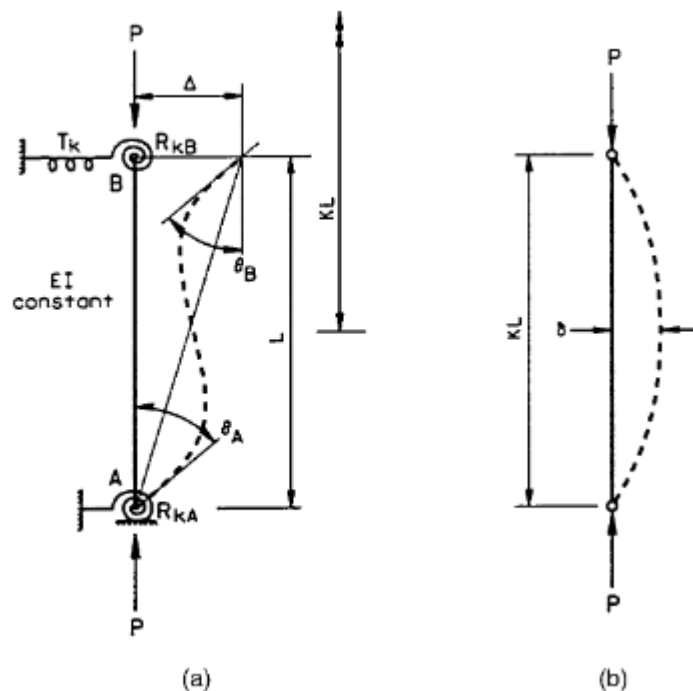
PANJANG EFEKTIF ELEMEN TEKAN

8.1 PENDAHULUAN

Konsep *faktor panjang efektif* atau *faktor K* memainkan peran penting dalam desain anggota tekan. Meskipun upaya besar telah dilakukan dalam beberapa tahun terakhir untuk menghilangkan faktor K dalam desain kolom, faktor K masih populer digunakan dalam praktik untuk desain rutin. Secara matematis, faktor panjang efektif atau faktor K elastis didefinisikan sebagai

$$K = \sqrt{\frac{P_c}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I}{L^2 P_{cr}}} \quad (8.1)$$

di mana P_e adalah beban Euler, beban tekuk elastis kolom dengan tumpuan sendi, P_{cr} adalah beban tekuk elastis kolom rangka dengan tumpuan ujung, E adalah modulus elastisitas, I adalah momen inersia pada bidang tekuk lentur, dan L adalah panjang kolom yang tidak ditopang.



Gambar 8.1 Kolom terisolasi. (a) Kolom yang ditahan di ujung; (b) kolom yang diengselkan.

Secara fisik, faktor K adalah faktor yang, bila dikalikan dengan panjang sebenarnya dari kolom yang ditahan di ujung (Gambar 8.1a), memberikan panjang kolom yang diengselkan yang setara (Gambar 8.1b) yang beban tekuknya sama dengan kolom yang ditahan di ujung.

Dengan demikian, panjang efektif KL dari kolom yang ditahan di ujung adalah panjang antara titik infleksi yang berdekatan dari bentuk tekuk lentur murninya.

Secara praktis, spesifikasi desain menyediakan persamaan resistensi untuk kolom yang diengselkan, sedangkan resistensi kolom rangka dapat diperkirakan melalui faktor K pada persamaan kekuatan kolom yang diengselkan. Faktor K teoritis ditentukan dari analisis nilai eigen elastis dari seluruh sistem struktur, sedangkan metode praktis untuk faktor K didasarkan pada analisis nilai eigen elastis dari sub-rakitan terpilih. Bab ini menyajikan praktik rekayasa terkini mengenai faktor panjang efektif untuk desain kolom pada struktur jembatan.

8.2 KOLOM TERISOLASI

Dari analisis nilai eigen, persamaan faktor K umum dari kolom yang ditahan ujungnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.1 diperoleh sebagai berikut:

$$\det \begin{vmatrix} c + \frac{R_{kA}L}{EI} & S & -(C + S) \\ S & c + \frac{R_{kA}L}{EI} & -(C + S) \\ -(C + S) & -(C + S) & 2(C + S) - \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{T_k L^3}{EI} \end{vmatrix} = 0 \quad (8.2)$$

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code		Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free				

Gambar 8.2 Faktor K teoritis dan yang direkomendasikan untuk kolom terisolasi dengan kondisi ujung ideal.

di mana fungsi stabilitas C dan S didefinisikan sebagai

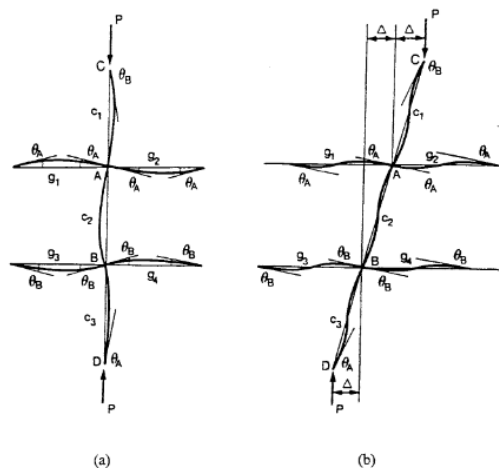
$$C = \frac{(\pi/K) \sin (\pi/K) - (\pi/K)^2 \cos ((\pi/K)}{2 - 2 \cos \left(\frac{\pi}{K}\right) - \left(\frac{\pi}{K}\right) \sin \left(\frac{\pi}{K}\right)} \quad (8.3)$$

$$S = \frac{(\pi/K)^2 - (\pi/K) \sin (\pi/K)}{2 - 2 \cos \left(\frac{\pi}{K}\right) - \left(\frac{\pi}{K}\right) \sin \left(\frac{\pi}{K}\right)} \quad (8.4)$$

Nilai K terbesar yang memenuhi Persamaan (8.2) memberikan beban tekuk elastis kolom yang ditahan ujungnya. Gambar 8.2 merangkum faktor K teoritis untuk kolom dengan beberapa kondisi ujung ideal. Faktor K yang direkomendasikan juga ditunjukkan pada Gambar 8.2 untuk aplikasi desain praktis. Karena kondisi kolom aktual jarang sepenuhnya sesuai dengan kondisi ideal yang digunakan dalam analisis tekuk, faktor K yang direkomendasikan selalu sama atau lebih besar dari faktor teoritisnya.

8.3 KOLOM BERBINGKAI — METODE BAGAN PENYELARASAN

Secara teori, faktor panjang efektif K untuk setiap kolom dalam struktur berbingkai dapat ditentukan dari analisis stabilitas seluruh analisis struktural — analisis nilai eigen. Metode yang tersedia untuk analisis stabilitas meliputi metode kemiringan-defleksi, metode persamaan tiga momen, dan metode energi. Namun, dalam praktiknya, analisis tersebut tidak praktis, dan model sederhana sering digunakan untuk menentukan faktor panjang efektif untuk kolom berbingkai. Salah satu prosedur praktis yang memberikan nilai perkiraan faktor K elastis adalah metode bagan keselarasan. Prosedur ini telah diadopsi oleh AASHTO dan AISC. Spesifikasi dan Kode ACI-318-95, antara lain. Saat ini, sebagian besar insinyur menggunakan metode bagan keselarasan sebagai pengganti analisis stabilitas aktual.



Gambar 8.3 Model subassemblage untuk faktor K kolom rangka. (a) Rangka yang diberi penguat; (b) rangka yang tidak diberi penguat.

Metode Bagan Keselarasan

Model struktural yang digunakan untuk penentuan faktor K untuk kolom rangka dalam metode bagan keselarasan ditunjukkan pada Gambar 8.3. Asumsi yang digunakan dalam model ini adalah:

1. Semua elemen memiliki penampang konstan dan berperilaku elastis.
2. Gaya aksial pada balok dapat diabaikan.
3. Semua sambungan kaku.
4. Untuk rangka yang diperkuat, rotasi di ujung dekat dan jauh balok sama besarnya dan berlawanan arah (yaitu, balok ditekuk dalam satu kelengkungan).
5. Untuk rangka tanpa penyangga, rotasi di ujung dekat dan ujung jauh balok memiliki besaran dan arah yang sama (yaitu, balok ditekuk dengan kelengkungan ganda).
6. Parameter kekakuan $L \sqrt{\frac{P}{EI}}$ dari semua kolom adalah sama.
7. Semua kolom mengalami tekuk secara bersamaan.

Dengan menggunakan metode persamaan kemiringan-defleksi dan fungsi stabilitas, persamaan faktor panjang efektif kolom rangka diperoleh sebagai berikut:

Untuk kolom pada rangka yang diperkuat:

$$\frac{G_A G_S}{4} (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A G_S}{2} \right) \left(1 - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/K)}{\pi/K} - 1 = 0 \quad (8.5)$$

Untuk kolom pada rangka tanpa penyangga:

$$\frac{G_A G_S (\pi/K)^2 - 36^2}{6(G_A G_S)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0 \quad (8.6)$$

di mana G adalah rasio kekakuan kolom dan balok, subskrip A dan B mengacu pada sambungan di kedua ujung penampang kolom yang sedang dipertimbangkan, dan G didefinisikan sebagai

$$G = \frac{\sum (E_c I_c / L_c)}{\sum (E_g I_g / L_g)} \quad (8.7)$$

Di mana $\sum$ menunjukkan penjumlahan semua anggota yang terhubung secara kaku ke sambungan dan terletak pada bidang di mana tekuk kolom sedang dipertimbangkan; subskrip c dan g masing-masing mewakili kolom dan balok. Persamaan (8.5) dan (8.6) dapat dinyatakan dalam bentuk bagan penyelarasan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.4. Perlu dicatat bahwa untuk kolom pada rangka yang diberi penguat, rentang K adalah $0,5 \leq K \leq 1,0$; untuk kolom pada rangka yang tidak diberi penguat, rentangnya adalah $1,0 \leq K \leq \infty$. Untuk ujung kolom yang ditopang tetapi tidak terhubung secara kaku ke pondasi, G secara teoritis tak terhingga, tetapi, kecuali dirancang sebagai pin bebas gesekan sejati, dapat diambil sebagai 10 untuk desain praktis. Jika ujung kolom terpasang secara kaku ke pondasi yang dirancang dengan benar, G dapat diambil sebagai 1,0.

Contoh 8.1

Diberikan, Sebuah jembatan beton bertulang empat bentang ditunjukkan pada Gambar 8.5. Dengan menggunakan bagan penyalarsan, tentukan faktor K untuk Kolom DC. $E = 25.000$ MPa. Sifat Penampang adalah

Struktur atas:	$I = 3.14 (10^{12}) \text{ mm}^4$	$A = 5.86 (10^6) \text{ mm}^2$
Kolom:	$I = 3.22 (10^{11}) \text{ mm}^4$	$A = 2.01 (10^6) \text{ mm}^2$

Solusi

1. Hitung faktor G untuk Kolom DC.

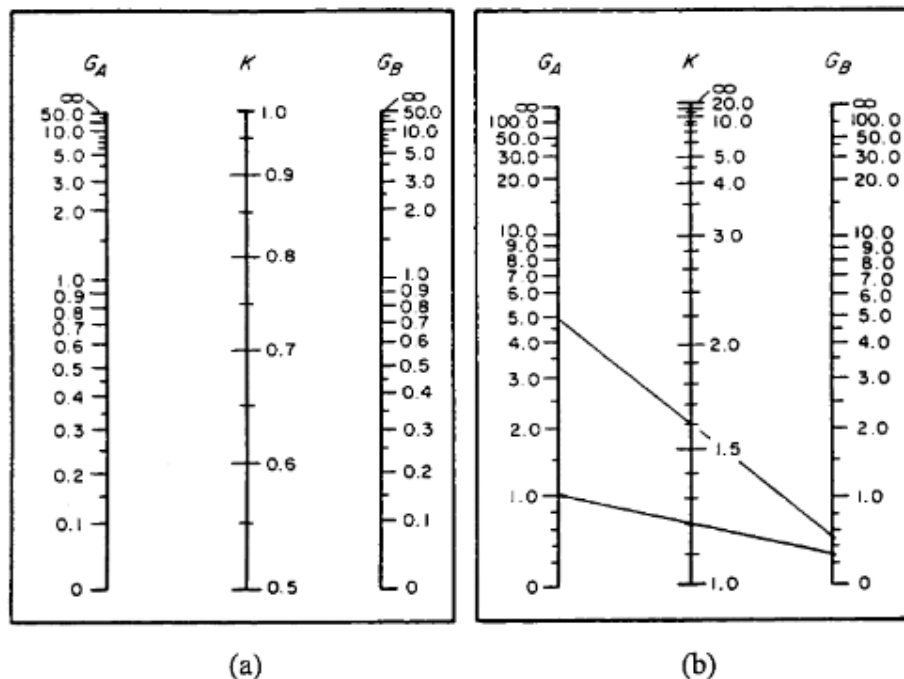
$$G_D = \frac{\sum_D \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum_D \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)} = \frac{\frac{3.22(10^{12})}{12.000}}{\frac{2(3.14)(10^{12})}{11.000}} = 0.235$$

$$G = 1.0_D \text{ (Ref. [3])}$$

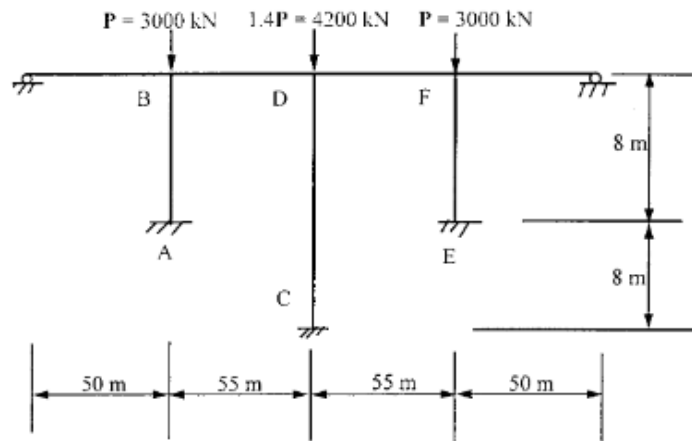
2. Dari bagan keselarasan pada Gambar 8.4b, diperoleh $K = 1,21$.

Persyaratan untuk Rangka yang Diperkuat

Dalam desain stabilitas, salah satu keputusan utama yang harus dibuat oleh para insinyur adalah menentukan apakah suatu rangka diperkuat atau tidak diperkuat. AISC-LRFD menyatakan bahwa suatu rangka diperkuat ketika “stabilitas lateral disediakan oleh penguatan diagonal, dinding geser, atau cara yang setara.” Namun, tidak ada ketentuan khusus untuk “jumlah kekakuan yang diperlukan untuk mencegah tekuk lateral” dalam spesifikasi AISC, AASHTO, dan spesifikasi lainnya. Dalam struktur aktual, rangka yang diperkuat sepenuhnya jarang ditemukan.

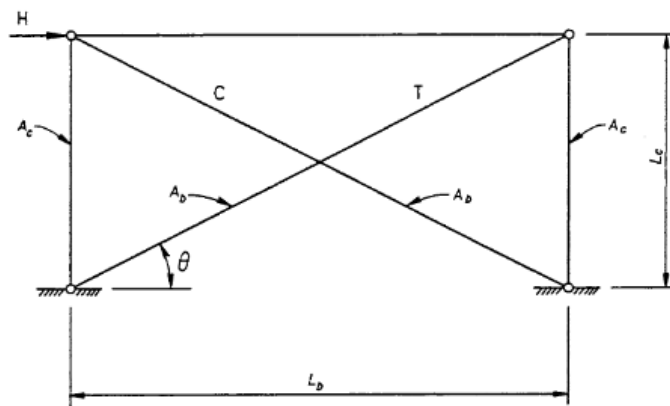


Gambar 8.4 Bagan penyalarsan untuk faktor panjang efektif kolom berbingkai. (a) Bingkai dengan penguat; (b) bingkai tanpa penguat.



Gambar 8.5 Jembatan beton bertulang empat bentang.

Namun dalam praktiknya, beberapa struktur dapat dianalisis sebagai rangka penguat selama kekakuan lateral yang diberikan oleh sistem penguat cukup besar. Diskusi singkat berikut ini dapat memberikan para insinyur alat untuk membuat keputusan teknik mengenai persyaratan dasar untuk rangka penguat.



Gambar 8.6 Sistem penguat silang diagonal.

Persyaratan Kekakuan Lateral

Galambos menyajikan prosedur konservatif sederhana untuk memperkirakan kekakuan lateral minimum yang diberikan oleh sistem penguat sehingga rangka dianggap diperkuat.

$$\text{Required Lateral Stiffness } T_k = \frac{\sum P_n}{L_c} \quad (8.8)$$

di mana $\sum$ mewakili penjumlahan semua kolom dalam satu lantai, P_n adalah kekuatan tekan aksial nominal kolom menggunakan faktor panjang efektif $K = 1$, dan L_c adalah panjang kolom yang tidak ditopang.

Persyaratan Ukuran Penguat

Galambos menggunakan Persamaan (8.8) untuk penguat diagonal (Gambar 8.6) dan memperoleh persyaratan minimum penguat diagonal untuk rangka penguat sebagai

$$A_b = \frac{[1 + (L_b/L_c)^2]^{\frac{3}{2}} \sum P_n}{\left(\frac{L_b}{L_c}\right) E} \quad (8.9)$$

di mana A_b adalah luas penampang penguat diagonal dan L_b adalah panjang bentang balok. Sebuah studi terbaru oleh Aristizabal-Ochoa menunjukkan bahwa ukuran penguat diagonal yang dibutuhkan untuk rangka yang sepenuhnya diperkuat adalah sekitar 4,9 dan 5,1% dari penampang kolom untuk “rangka kaku” dan “rangka sederhana,” masing-masing, dan meningkat seiring dengan momen inersia kolom, bentang balok dan dengan rasio bentang balok terhadap kolom $\frac{L_b}{L_c}$.

Persamaan Sederhana untuk Bagan Penyelarasan

Persamaan Duan–King–Chen

Penentuan faktor K dengan bagan penyelarasan grafis mudah dilakukan, sedangkan penyelesaian persamaan bagan (8.5) dan (8.6) selalu melibatkan iterasi. Untuk mencapai akurasi dan kesederhanaan untuk tujuan desain, persamaan faktor K alternatif berikut diusulkan oleh Duan, King, dan Chen.

Untuk rangka yang diperkuat:

$$K = 1 - \frac{1}{5 + 9G_A} - \frac{1}{5 + 9G_B} - \frac{1}{10 + G_A G_B} \quad (8.10)$$

Untuk rangka tanpa penyangga:

$$\text{For } K < 2 \quad K = 4 - \frac{1}{1 + 0.2G_A} - \frac{1}{1 + 0.2G_S} - \frac{1}{1 + 0.01G_A G_B} \quad (8.11)$$

$$\text{For } K \geq 2 \quad K = \frac{2\pi a}{0.9 + \sqrt{0.81 + 4ab}} \quad (8.12)$$

Di mana

$$a = \frac{G_A G_S}{G_A + G_B} + 3 \quad (8.13)$$

$$b = \frac{36}{G_A + G_B} + 6 \quad (8.14)$$

Persamaan Prancis

Untuk rangka yang diperkuat:

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad (8.15)$$

Untuk rangka tanpa penyangga:

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (8.16)$$

Persamaan (8.15) dan (8.16) pertama kali muncul dalam Peraturan Desain Struktur Baja Prancis pada tahun 1966, dan kemudian dimasukkan ke dalam Rekomendasi Eropa untuk Konstruksi Baja. Persamaan tersebut memberikan perkiraan yang baik untuk bagan penyalarsan.

8.4 MODIFIKASI PADA BAGAN PENYELARASAN

Dalam menggunakan bagan penyalarsan pada Gambar 8.4 dan Persamaan (8.5) dan (8.6), para insinyur harus selalu menyadari asumsi yang digunakan dalam pengembangan bagan ini. Ketika kondisi struktur aktual berbeda dari asumsi ini, desain yang tidak realistis dapat terjadi. Panduan SSRC menyediakan metode yang memungkinkan para insinyur untuk melakukan modifikasi sederhana pada bagan untuk beberapa kondisi khusus, seperti, misalnya, rangka tidak simetris, kondisi dasar kolom, kondisi ujung jauh balok, dan kondisi fleksibel. Prosedur yang dapat digunakan untuk memperhitungkan ujung jauh kolom penahan yang berengsel atau tetap diusulkan oleh Duan dan Chen, dan Essa.

Pertimbangan efek inelastisitas material pada faktor K untuk elemen baja awalnya dikembangkan oleh Yura dan diperluas oleh Disque. LeMessurier menyajikan tinjauan umum rangka tanpa penguat dengan atau tanpa kolom miring. Prosedur perkiraan juga disarankan oleh AISC-LRFD. Beberapa modifikasi yang umum digunakan untuk kolom jembatan dirangkum dalam bagian ini.

Kondisi Ujung Balok Penahan yang Berbeda

Ketika kondisi ujung balok penahan tidak terhubung secara kaku ke kolom, kekakuan balok ($\frac{I_g}{L_g}$) yang digunakan dalam perhitungan faktor G pada Persamaan (8.7) harus dikalikan dengan faktor modifikasi α_k yang diberikan di bawah ini:

Untuk rangka penguat:

$$\alpha_k = \begin{cases} \text{ujung jauh yang kaku} \\ \text{ujung jauh tetap} \\ \text{ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.17)$$

Untuk rangka tanpa penyangga:

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 \text{ ujung jauh yang kaku} \\ \frac{2}{3} \text{ ujung jauh tetap} \\ 0.5 \text{ ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.18)$$

Pertimbangan Kekakuan Sebagian Dasar Kolom

Dalam menghitung faktor K untuk sambungan monolitik, penting untuk mengevaluasi dengan benar tingkat kekakuan pada fondasi. Dua pendekatan berikut dapat digunakan untuk memperhitungkan kekakuan fondasi.

Pendekatan Balok Penahan Fiktif

Galambos mengusulkan bahwa efek kekakuan sebagian dasar dapat dimodelkan sebagai balok fiktif. Ekspresi perkiraan untuk kekakuan balok fiktif yang memperhitungkan rotasi fondasi di dalam tanah memiliki bentuk:

$$\frac{I_s}{L_B} = \frac{q B H^3}{72 E_{steel}} \quad (8.19)$$

di mana q adalah modulus reaksi subgrade (bervariasi dari 50 hingga 400 lb/in.³, 0,014 hingga 0,109 N/mm³); B dan H adalah lebar dan panjang (pada bidang lentur) pondasi, dan E_{steel} adalah modulus elastisitas baja.

Berdasarkan studi Salmon et al, ekspresi perkiraan untuk kekakuan balok fiktif yang memperhitungkan rotasi antara ujung kolom dan pondasi akibat deformasi pelat dasar, baut jangkar, dan beton dapat ditulis sebagai

$$\frac{I_s}{L_B} = \frac{bd^2}{\frac{72E_{steel}}{E_{concrete}}} \quad (8.20)$$

di mana b dan d adalah lebar dan panjang pelat dasar, subskrip beton dan baja mewakili beton dan baja, masing-masing. Galambos menyarankan agar kekakuan yang lebih kecil yang dihitung dengan Persamaan (8.25) dan (8.26) digunakan dalam menentukan faktor K .

Pendekatan AASHTO-LRFD

Nilai-nilai berikut disarankan oleh AASHTO-LRFD:

$G = 1,5$ pondasi yang ditambatkan pada batuan

$G = 3,0$ pondasi yang tidak ditambatkan pada batuan

$G = 5,0$ pondasi pada tanah

$G = 1,0$ pondasi pada beberapa baris tiang pancang penahan ujung

Contoh 8.2

Diberikan, Tentukan faktor K untuk Kolom AB seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.5 dengan menggunakan bagan penyesuaian dengan modifikasi yang diperlukan. Sifat penampang dan material diberikan pada Contoh 8.1 dan pondasi telapak berada di atas tanah.
Solusi

1. Hitung faktor G dengan Modifikasi untuk Kolom AB.

Karena ujung jauh dari balok penahan berengsel, kekakuan balok harus dikalikan dengan 0,5. Dengan menggunakan sifat penampang pada Contoh 8.1, kita peroleh:

$$G_E = \frac{\sum E \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{}$$

$$\begin{aligned} G_E &= \frac{\sum_E (E_c I_c / L_c)}{\sum_E \alpha_k (E_g I_g / L_g)} \\ &= \frac{3.22(10^{12}) / 8,000}{(3.14)(10^{12}) / 55,000 + 0.5(3.14)(10^{12}) / 50,000} = 0.454 \\ G &= 5.0_A \text{ (Ref. [2])} \end{aligned}$$

2. Dari bagan penyelarasan pada Gambar 8.4b, diperoleh $K = 1,16$.

Kolom yang Ditahan oleh Balok Persegi Panjang Tirus

Faktor modifikasi α_T dikembangkan oleh King et al. untuk kolom berbingkai yang ditahan oleh balok persegi panjang tirus dengan kondisi ujung jauh yang berbeda. Faktor G yang dimodifikasi berikut diperkenalkan sehubungan dengan penggunaan bagan penyelarasan:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \alpha_T \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)} \quad (8.21)$$

di mana I_g adalah momen inersia balok pada ujung terdekat. Baik solusi bentuk tertutup maupun solusi perkiraan untuk faktor modifikasi α_T telah diturunkan. Ditemukan bahwa fungsi pangkat dua parameter berikut dapat menggambarkan solusi bentuk tertutup dengan sangat baik:

$$\alpha_T = \alpha_k (1 - r)^\beta \quad (8.22)$$

di mana parameter α_k adalah konstanta (Persamaan 8.17 dan 8.18) yang bergantung pada kondisi ujung jauh, dan β adalah fungsi dari kondisi ujung jauh dan faktor penaperan a dan r seperti yang didefinisikan pada Gambar 8.7.

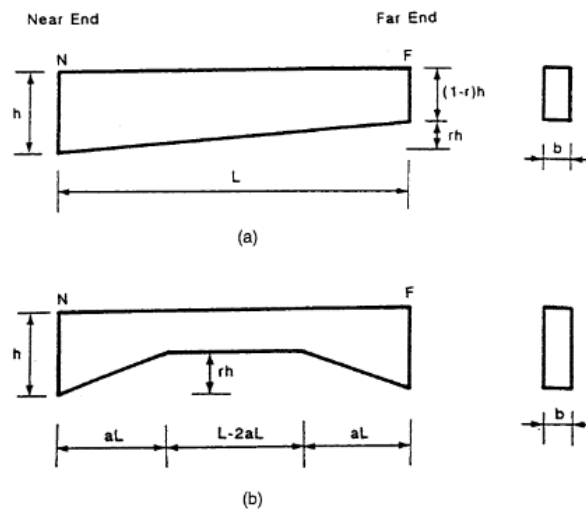
1. Untuk balok persegi panjang yang meruncing secara linier (Gambar 8.7a):

Untuk rangka yang diperkuat:

$$\beta = \begin{cases} 0.02 + 0.4r & \text{ujung jauh yang kaku} \\ 0.75 - 0.1r & \text{ujung jauh tetap} \\ 0.75 - 0.1r & \text{ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.23)$$

Untuk rangka tanpa penyangga:

$$\beta = \begin{cases} 0.95 & \text{ujung jauh yang kaku} \\ 0.70 & \text{ujung jauh tetap} \\ 0.70 & \text{ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.24)$$



Gambar 8.7 Balok persegi panjang tirus. (a) Balok tirus linier. (b) Balok tirus simetris.

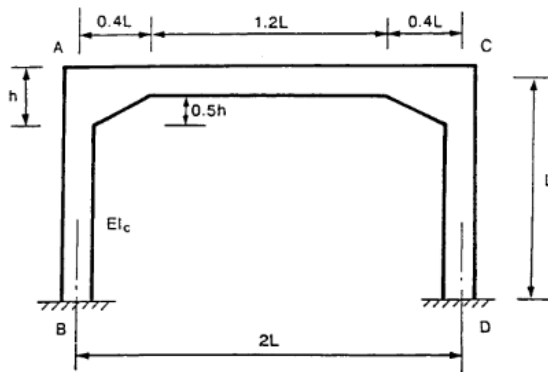
2. Untuk balok persegi panjang yang meruncing secara simetris (Gambar 8.7b)

Untuk rangka yang diperkuat:

$$\beta = \begin{cases} 3 - 1.7a^2 - 2a & \text{ujung jauh yang kaku} \\ 3 + 2.5a^2 - 5.55a & \text{ujung jauh tetap} \\ 3 - a^2 - 2.7a & \text{ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.25)$$

Untuk rangka tanpa penyangga:

$$\beta = \begin{cases} 3 + 3.8a^2 - 6.5a & \text{ujung jauh yang kaku} \\ 3 + 2.3a^2 - 5.45a & \text{ujung jauh tetap} \\ 3 - 0.3a & \text{ujung jauh berengsel} \end{cases} \quad (8.26)$$



Gambar 8.8 Sebuah rangka sederhana dengan penampang persegi panjang.

Contoh 8.3

Diberikan, Sebuah rangka satu lantai dengan balok persegi panjang yang meruncing simetris ditunjukkan pada Gambar 8.8. Dengan asumsi $r = 0,5$, $a = 0,2$, dan $I_g = 2I_c = 2I$, tentukan faktor K untuk Kolom AB.

Solusi

1. Gunakan Bagan Penyelarasan dengan Modifikasi

Untuk sambungan A, karena ujung balok yang jauh kaku, gunakan Persamaan (8.26) dan (8.22)

$$\beta = 3 + 3.8(0.2)^2 - 6.5(0.2) = 1.852$$

$$\alpha_T = (1 - 0.5)^{1.852} = 0.277$$

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{\alpha_T E_g I_g}{L_g}} = \frac{\frac{EI}{L}}{0.277 \frac{E(2I)}{2L}} = 3.61$$

$$G_B = 1.0 \text{ (Ref. [3])}$$

Dari bagan penyalarsan pada Gambar 8.4b, diperoleh $K = 1,59$

2. Gunakan Bagan Penyalarsan tanpa Modifikasi

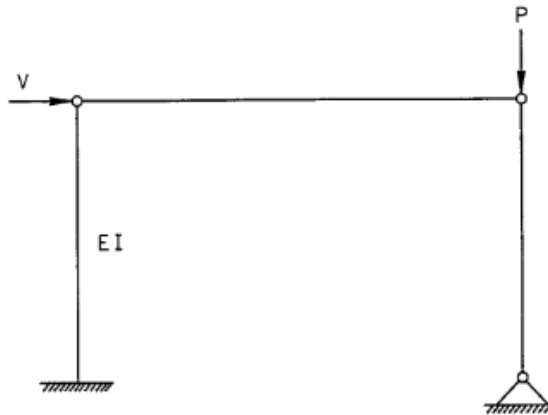
Penggunaan langsung Persamaan (8.7) dengan bagian rata-rata ($0,75h$) menghasilkan

$$I_g = 0.75^3(2I) = 0.844I$$

$$G_A = \frac{\frac{EI}{L}}{\frac{0.844EI}{2L}} = 2.37$$

$$G_B = 1.0$$

Dari bagan keselarasan pada Gambar 8.4b, $K = 1,50$, atau $(1,50 - 1,59)/1,59 = -6\%$ kesalahan pada sisi yang kurang konservatif.



Gambar 8.9 Subrakitan metode LeMessurier.

8.5 KOLOM BERBINGKAI — METODE ALTERNATIF

Metode LeMessurier

Mengingat bahwa semua kolom dalam satu lantai mengalami tekuk secara bersamaan dan kolom yang kuat akan menopang kolom yang lemah (Gambar 8.9), pendekatan yang lebih akurat untuk menghitung faktor K untuk kolom dalam rangka goyangan samping dikembangkan oleh LeMessurier. Nilai K_i untuk kolom ke- i dalam satu lantai dapat diperoleh dengan ekspresi berikut:

$$K_i = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_i}{L_i^2 P_i} \left(\frac{\sum P + \sum C_L P}{\sum P_L} \right)} \quad (8.27)$$

di mana P_i adalah gaya tekan aksial untuk elemen i , dan indeks i mewakili kolom ke- i dan $\sum P$ adalah jumlah gaya aksial dari semua kolom dalam satu lantai.

$$P_L = \frac{\beta EI}{L^2} \quad (8.28)$$

$$\beta = \frac{6(G_A + G_B) + 36}{2(G_A + G_B) + G_A G_B + 3} \quad (8.29)$$

$$C_L = \left(\beta \frac{K^2}{\pi^2} - 1 \right) \quad (8.30)$$

di mana K_o adalah faktor panjang efektif yang diperoleh dari bagan penyelarasan untuk rangka tanpa penguat dan P_L hanya untuk kolom yang memberikan kekakuan terhadap goyangan samping.

Contoh 8.4

Diberikan, Tentukan faktor K untuk kolom jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 8.5 dengan menggunakan metode LeMessurier. Penampang dan sifat material diberikan pada Contoh 8.1.

Tabel 8.1 Contoh 8.4 — Perhitungan Terperinci dengan Metode LeMessurier

Parameter	AB dan EF	CD	Jumlah (Sum)	Catatan
$I(mm^4 \times 10^{11})$	3,217	3,217	—	
$L(mm)$	8.000	12.000	—	
G_{top}	0,454	0,235	—	Pers. (8.7)
G_{bottom}	0,0	0,0	—	Pers. (8.7)
β	9,91	10,78	—	Pers. (8.29)
K_{lu}	1,082	1,045	—	Grafik Alinyemen
C_L	0,176	0,193	—	Pers. (8.30)
P_L	6.813	24.083	123.709	Pers. (8.28)
P	P	$1,4P$	$3,4P$	$P = 3.000\text{Kn}$
$C_L P$	$0,176P$	$0,270P$	$0,622P$	$P = 3.000\text{ kN}$

Solusi, Perhitungan detail tercantum dalam Tabel 8.1. Dengan menggunakan Persamaan (8.32), kita peroleh:

$$\begin{aligned}
 K_{AB} &= \sqrt{\frac{\pi^2 EI_{AB}}{L_{AB}^2 P_{AB}} \left(\frac{\sum P + \sum C_L P}{\sum P_L} \right)} \\
 &= \sqrt{\frac{\pi^2 E (3.217) 10^{11}}{(8.000)^2 (P)} \left(\frac{3.4P + 0.622P}{123,709E} \right)} = 1.270 \\
 K_{CD} &= \sqrt{\frac{\pi^2 EI_{CD}}{L_{CD}^2 P_{CD}} \left(\frac{\sum P + \sum C_L P}{\sum P_L} \right)} \\
 &= \sqrt{\frac{\pi^2 E (3.217) (10^{11})}{(12,000)^2 (1.4P)} \left(\frac{3.4P + 0.622P}{123,709E} \right)} = 0.715
 \end{aligned}$$

Metode Lui

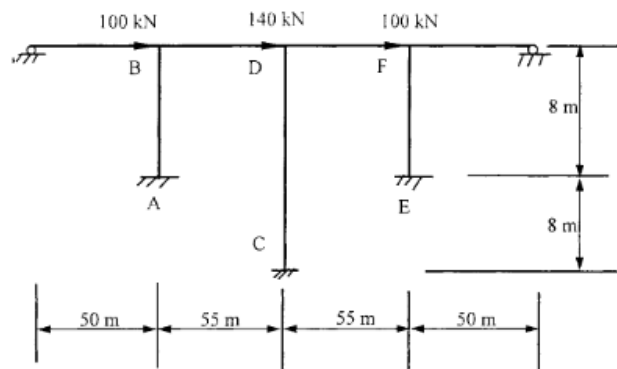
Pendekatan sederhana dan lugas untuk menentukan faktor panjang efektif untuk kolom rangka tanpa menggunakan bagan penyalarsan dan bagan lainnya diusulkan oleh Lui. Rumus-rumus tersebut secara eksplisit memperhitungkan efek ketidakstabilan anggota dan

ketidakstabilan rangka. Faktor K untuk kolom ke-i dalam satu lantai diperoleh dalam bentuk sederhana:

$$K_i = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_i}{P_i L_i^2}\right) \left[\left(\sum \frac{P}{L}\right) \left(\frac{1}{5 \sum \eta}\right) + \frac{\Delta_1}{\sum H} \right]} \quad (8.31)$$

di mana $\sum \left(\frac{P}{L}\right)$ mewakili jumlah rasio gaya aksial terhadap panjang semua elemen dalam satu lantai; $\sum H$ adalah beban lateral lantai yang menghasilkan Δ_1 , Δ_1 adalah defleksi antar lantai orde pertama; η adalah indeks kekakuan elemen dan dapat dihitung dengan

$$\eta = \frac{(3 + 4.8m + 4.2m^2)EI}{L^3} \quad (8.32)$$



Gambar 8.10 Struktur jembatan yang dikenai beban lateral fiktif.

di mana m adalah rasio momen ujung yang lebih kecil terhadap momen ujung yang lebih besar dari elemen; nilainya positif jika elemen tersebut menekuk dengan kelengkungan terbalik, dan negatif untuk kelengkungan tunggal.

Tabel 8.2 Contoh 8.5 — Perhitungan Terperinci dengan Metode Lui

Parameter	AB dan EF	CD	Jumlah (Sum)	Catatan
$I(\text{mm}^2 \times 10^{11})$	3,217	3,217	—	—
$L(\text{mm})$	8.000	12.000	—	—
$H(\text{kN})$	150	210	510	—
$\Delta_1(\text{mm})$	0,00144	0,00146	—	—
$\frac{\Delta_1}{\sum H \left(\frac{\text{mm}}{\text{kN}}\right)}$	—	—	—	—
$M_{top}(\text{kN} - \text{m})$	-476,9	-785,5	—	—
$M_{bottom}(\text{kN} - \text{m})$	-483,3	-934,4	—	—
m	0,986	0,841	—	—
$\eta \left(\frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right)$	185,606	46,577	417,789	Pers. (8.32)

$\frac{P}{L} \left(\frac{\text{kN}}{\text{mm}} \right)$	$\frac{P}{8.000}$	$\frac{1,4P}{12.000}$	$\frac{1,1P}{3.000}$	$P = 3.000 \text{ kN}$

Penting untuk dicatat bahwa istilah $\sum H$ yang digunakan dalam Persamaan (8.36) bukanlah beban lateral aktual yang diterapkan. Sebaliknya, itu adalah gaya pengganggu kecil atau fiktif (diambil sebagai pecahan dari beban gravitasi lantai) yang akan diterapkan pada setiap lantai rangka. Gaya fiktif ini diterapkan dalam arah sedemikian rupa sehingga konfigurasi deformasi rangka akan menyerupai bentuknya yang tertekuk.

Contoh 8.5

Diberikan, Tentukan faktor K untuk kolom jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 8.5 dengan menggunakan metode Lui. Penampang dan sifat material diberikan pada Contoh 8.1. Solusi, Terapkan gaya lateral fiktif di B, D, dan F (Gambar 8.10) dan lakukan analisis orde pertama. Perhitungan rinci ditunjukkan pada Tabel 8.2.

Dengan menggunakan Persamaan (8.31), kita peroleh

$$\begin{aligned}
 K_{AB} &= \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_{AB}}{P_{AB} L_{AB}^2} \right) \left[\left(\sum \frac{P}{L} \right) \left(\frac{1}{5 \sum \eta} \right) + \frac{\Delta_1}{\sum H} \right]} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{\pi^2 (25,000) (3.217) (10^{11})}{P (8,000)^2} \right) \left[\left(\frac{1,1P}{3,000} \right) \left(\frac{1}{5 (417,789)} \right) + 2.843 (10^{-6}) \right]} \\
 &= 1.229 \\
 K_{CD} &= \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_{CD}}{P_{CD} L_{CD}^2} \right) \left[\left(\sum \frac{P}{L} \right) \left(\frac{1}{5 \sum \eta} \right) + \frac{\Delta_1}{\sum H} \right]} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{\pi^2 (25,000) 3.217 (10^{11})}{1.4P (12,000)^2} \right) \left[\left(\frac{1,1P}{3,000} \right) \left(\frac{1,1P}{3,000} \right) \left(\frac{1}{5 (417,789)} \right) + 2.843 (10^{-6}) \right]} \\
 &= 0.693
 \end{aligned}$$

Catatan

Sebagai perbandingan, Tabel 8.3 merangkum faktor K untuk kolom jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 8.5 yang diperoleh dari bagan keselarasan, metode LeMessurier dan Lui, serta analisis nilai eigen. Terlihat bahwa kesalahan hasil bagan keselarasan cukup signifikan dalam kasus ini. Meskipun faktor K yang diprediksi oleh rumus Lui dan rumus LeMessurier hampir sama dalam sebagian besar kasus, kesederhanaan dan independensi bagan apa pun dalam kasus rumus Lui membuatnya lebih diinginkan untuk digunakan di kantor desain.

Tabel 8.3 Perbandingan Faktor K untuk Rangka pada Gambar 8.5

Kolom	Teoretis	Grafik Alinyemen	Persamaan Lui (8.31)	Persamaan LeMessurier (8.27)
AB	1,232	1,082	1,229	1,270
CD	0,694	1,045	0,693	0,715

8.6 SISTEM PENOPANG SILANG

Picard dan Beaulieu melaporkan studi teoritis dan eksperimental tentang penopang silang diagonal ganda (Gambar 8.6) dan menemukan bahwa

1. Persamaan faktor panjang efektif umum diberikan sebagai

$$K = \sqrt{0.523 - \frac{0.428}{\frac{C}{T}}} \geq 0.50 \quad (8.33)$$

di mana C dan T masing-masing mewakili gaya tekan dan gaya tarik yang diperoleh dari analisis elastis.

2. Ketika diagonal ganda kontinu dan terhubung pada titik persimpangan, panjang efektif diagonal tekan adalah 0,5 kali panjang diagonal, yaitu $K = 0,5$, karena rasio $\frac{C}{T}$ biasanya lebih kecil dari 1,6.

El-Tayem dan Goel melaporkan studi teoritis dan eksperimental tentang sistem penguat silang X yang terbuat dari sudut kaki sama tunggal. Mereka menyimpulkan bahwa

1. Desain sistem penguat silang X harus didasarkan pada pertimbangan eksklusif hanya setengah diagonal saja.
2. Untuk sistem penguat silang X yang terbuat dari sudut kaki sama tunggal, panjang efektif 0,85 kali panjang setengah diagonal adalah wajar, yaitu $K = 0,425$.

8.7 ANGGOTA STRUKTUR KISI DAN TERSUSUN

Merupakan praktik umum bahwa ketika model tekuk melibatkan deformasi relatif yang dihasilkan oleh gaya geser pada konektor, seperti batang pengikat dan pelat penahan, antara komponen individual, faktor panjang efektif yang dimodifikasi K_m atau rasio kelangsingan efektif $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ digunakan dalam menentukan kekuatan tekan. K_m didefinisikan sebagai

$$K_m = \alpha_v K \quad (8.34)$$

di mana K adalah faktor panjang efektif biasa dari anggota kisi yang bertindak sebagai satuan yang diperoleh dari analisis struktural; dan α_v adalah faktor geser untuk memperhitungkan efek deformasi geser pada kekuatan tekuk. Detail pengembangan faktor geser α_v dapat ditemukan dalam buku teks oleh Bleich dan Timoshenko dan Gere. Bagian berikut secara singkat merangkum rumus α_v untuk berbagai anggota kisi.

Anggota Kisi

Dengan mempertimbangkan efek deformasi geser pada panel kisi pada beban tekuk, faktor geser α_v dengan bentuk berikut telah diperkenalkan:

Anggota Kompresi Berikat (Gambar 8.11a dan b)

$$\alpha_v = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \frac{d^3}{A_d E_d a b^2}} \quad (8.35)$$

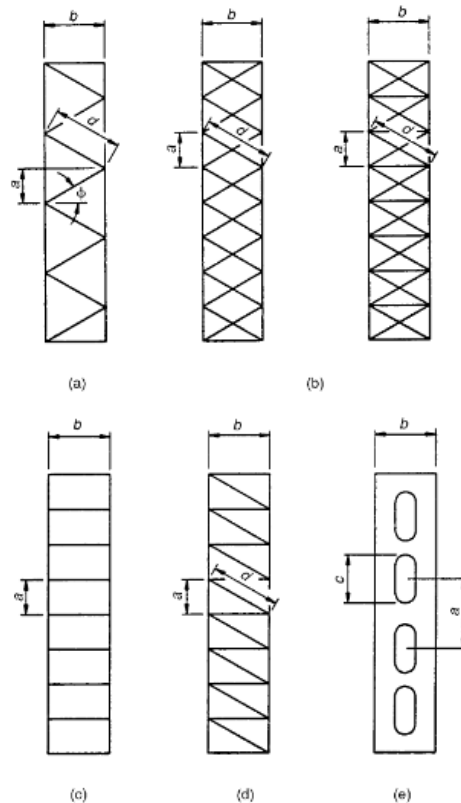
Elemen Tekan dengan Batten (Gambar 8.11c)

$$\alpha_c = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \left(\frac{ab}{12 E_b I_b} + \frac{a^2}{24 EI_f} \right)} \quad (8.36)$$

Elemen Tekan yang Diikat dengan Bilah (Gambar 8.11d)

$$\alpha_v = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \left(\frac{d^3}{A_d E_d a b^2} + \frac{b}{a A_b E_b} \right)} \quad (8.37)$$

Elemen Penekan dengan Pelat Penutup Berlubang (Gambar 8.11e)



Gambar 8.11 Konfigurasi umum anggota kisi-kisi. (a) Pengikatan tunggal; (b) pengikatan ganda; (c) bilah; (d) pengikatan-bilah; (e) pelat penutup berlubang.

$$\alpha_v = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \left(\frac{9_c^3}{64aEI_f} \right)} \quad (8.38)$$

di mana E_d adalah modulus elastisitas material untuk batang pengikat; E_b adalah modulus elastisitas material untuk pelat penahan; A_d adalah luas penampang semua diagonal dalam satu panel; I_b adalah momen inersia semua penahan dalam satu panel pada bidang tekuk, dan I_f adalah momen inersia satu sisi komponen utama yang diambil terhadap sumbu pusat massa flensa pada bidang tekuk; a, b, d masing-masing adalah tinggi panel, kedalaman elemen, dan panjang diagonal; dan c adalah panjang perforasi.

Dewan Penelitian Stabilitas Struktural menyarankan bahwa perkiraan konservatif pengaruh pengikatan 60° atau 45°, seperti yang umumnya ditentukan dalam praktik desain jembatan, dapat dibuat dengan memodifikasi faktor panjang efektif keseluruhan K dengan mengalikan faktor α_v , yang awalnya dikembangkan oleh Bleich sebagai berikut:

$$\text{For } \frac{KL}{r} > 40, \alpha_v = \sqrt{1 + 300/(KL/r)^2} \quad (8.39)$$

$$\text{For } \frac{KL}{r} \leq 40, \quad \alpha_v = 1.1 \quad (8.40)$$

Perlu dicatat bahwa faktor K biasa berdasarkan analisis anggota padat disertakan dalam Persamaan (8.35) hingga (8.38). Namun, karena anggota kisi yang dipelajari sebelumnya memiliki kondisi ujung berengsel, faktor K anggota dalam rangka tidak disertakan dalam suku kedua akar kuadrat dari persamaan di atas dalam derivasi aslinya.

Anggota Rakitan

AISC-LRFD menetapkan bahwa jika tekuk anggota rakitan menghasilkan gaya geser pada konektor antara anggota komponen individual, rasio kelangsingan biasa KL/r untuk anggota tekan harus diganti dengan rasio kelangsingan yang dimodifikasi $(KL/r)_m$ dalam menentukan kekuatan tekan.

1. Untuk konektor baut yang kencang:

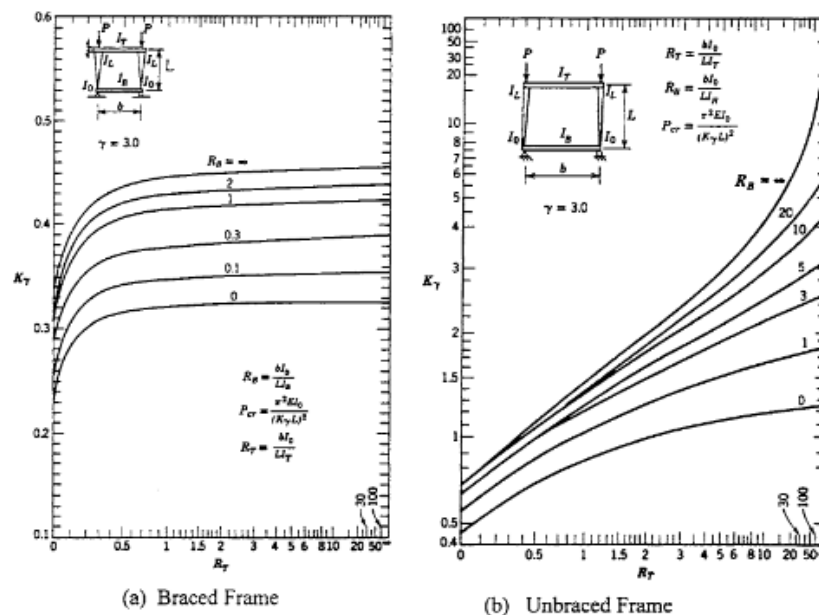
$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i} \right)^2} \quad (8.41)$$

2. Untuk konektor las dan untuk konektor baut yang dikencangkan sepenuhnya:

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2} \quad (8.42)$$

di mana $(KL/r)_o$ adalah rasio kelangsingan anggota rakitan yang bertindak sebagai satu unit, $(KL/r)_m$ adalah rasio kelangsingan modifikasi anggota rakitan, a/r_i adalah rasio

kelangsingan terbesar dari masing-masing komponen, a/r_{ib} adalah rasio kelangsingan masing-masing komponen relatif terhadap sumbu sentroidalnya yang sejajar dengan sumbu tekuk, a adalah jarak antara konektor, r_i adalah jari-jari girasi minimum dari masing-masing komponen, r_{ib} adalah jari-jari girasi masing-masing komponen relatif terhadap sumbu sentroidalnya yang sejajar dengan sumbu tekuk anggota, α adalah rasio pemisahan $= h/2r_{ib}$, dan h adalah jarak antara sentroidal masing-masing komponen yang tegak lurus terhadap sumbu tekuk anggota. Persamaan (8.41) sama dengan yang digunakan dalam kode Italia saat ini, serta dalam spesifikasi Eropa lainnya, berdasarkan hasil pengujian. Dalam persamaan ini, efek lentur dipertimbangkan pada suku pertama dalam akar kuadrat, dan efek gaya geser diperhitungkan pada suku kedua. Persamaan (8.42) diturunkan dari teori stabilitas elastis dan diverifikasi oleh data uji. Dalam kedua kasus, konektor ujung harus dilas atau dibaut kritis geser.



Gambar 8.12 Faktor panjang efektif untuk kolom tirus. (a) Rangka yang diberi penguat; (b) rangka yang tidak diberi penguat.

8.8 KOLOM TIRUS

Desain terkini untuk elemen struktur tirus disediakan dalam panduan SSRC. Grafik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.12 dapat digunakan untuk mengevaluasi faktor panjang efektif untuk kolom tirus yang ditahan oleh balok prismaatik. Pada gambar-gambar ini, I_T dan I_B adalah momen inersia balok atas dan bawah, masing-masing; b dan L adalah panjang balok dan kolom, masing-masing; dan γ adalah faktor tirus seperti yang didefinisikan oleh

$$\gamma = \frac{d_1 - d_o}{d_o} \quad (8.43)$$

di mana d_o dan d_1 adalah kedalaman penampang kolom pada ujung yang lebih kecil dan lebih besar, masing-masing.



Ringkasan

Bab ini merangkum praktik terkini dari faktor panjang efektif untuk kolom terisolasi, kolom berbingkai, sistem penguat diagonal, elemen kisi dan rakitan, dan kolom tirus. Implementasi desain dengan rumus, bagan, tabel, dan berbagai faktor modifikasi yang diadopsi dalam kode dan spesifikasi saat ini, serta yang digunakan dalam struktur jembatan, dijelaskan. Beberapa contoh diberikan untuk mengilustrasikan langkah-langkah aplikasi praktis dari metode ini.

BAB 9

KELELAHAN DAN KERETAKAN

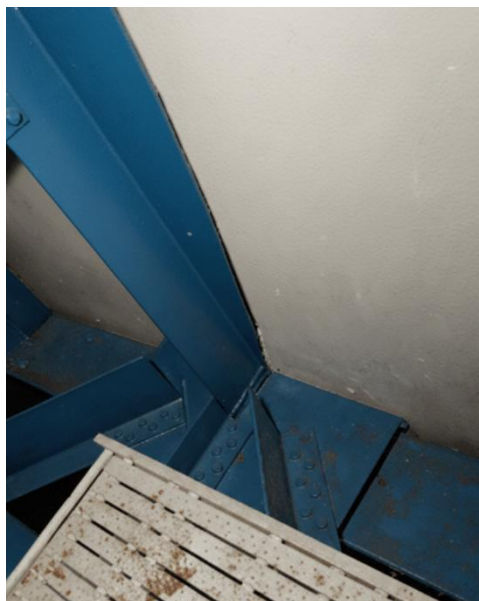
9.1 PENDAHULUAN

Jembatan biasanya tidak runtuh karena kapasitas beban yang tidak memadai, kecuali jika truk yang kelebihan muatan secara ilegal dikendarai ke jembatan tua dengan kapasitas beban yang sangat rendah. Ketika struktur atas jembatan "runtuh," biasanya karena kerusakan berlebihan akibat korosi dan/atau keretakan kelelahan, bukan karena kapasitas beban yang tidak memadai. Meskipun sebagian besar kerusakan dapat dikaitkan dengan kurangnya perawatan yang tepat, ada pilihan yang dibuat dalam desain yang juga dapat berdampak pada masa pakai. Namun, proses desain untuk jembatan terutama berfokus pada kapasitas beban daripada daya tahan.

Bab ini dalam buku pegangan akan memberi tahu pembaca tentang aspek khusus daya tahan, yaitu mode kegagalan kelelahan dan retak, dan tentang perincian untuk meningkatkan ketahanan terhadap kelelahan dan retak. Hanya aspek kelelahan dan retak yang relevan dengan desain atau penilaian komponen dek dan struktur atas jembatan yang dibahas. Komponen struktural beton dan aluminium dibahas secara singkat, tetapi penekanan bagian ini adalah pada komponen struktural baja.

Prosedur desain dan penilaian kelelahan dan retak yang diuraikan dalam bab ini termasuk dalam spesifikasi Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika (AASHTO) untuk jembatan. Beberapa jembatan yang dibangun sebelum pertengahan tahun 1970-an (ketika spesifikasi desain kelelahan saat ini diadopsi) mungkin rentan terhadap retak kelelahan. Ada pelajaran berharga yang dapat dipelajari dari masalah yang dialami jembatan-jembatan ini, dan beberapa contoh akan digunakan dalam bab ini untuk mengilustrasikan berbagai poin. Pelajaran-pelajaran ini telah dimasukkan ke dalam spesifikasi AASHTO saat ini. Akibatnya, jembatan baja yang telah dibangun dalam beberapa dekade terakhir tidak dan tidak akan mengalami masalah yang signifikan dengan kelelahan dan patahan.

Studi kasus keretakan akibat kelelahan ini tidak boleh menimbulkan kesan keliru bahwa terdapat masalah kelelahan yang melekat pada jembatan baja. Masalah yang terjadi terbatas pada jembatan yang lebih tua. Masalah-masalah ini, sebagian besar, relatif kecil dan dapat diperbaiki dengan perbaikan yang murah. Masalah-masalah tersebut bahkan lebih mudah dihindari pada desain baru. Oleh karena itu, karena ada beberapa masalah kelelahan pada jembatan yang lebih tua, jangan sampai kita mendapat kesan bahwa ada masalah kelelahan yang berkelanjutan pada jembatan modern yang dirancang dengan spesifikasi desain kelelahan saat ini.



Gambar 9.1 Kerusakan Fatik pada Balok Jembatan Lafayette Street, St. Paul.

Aturan detail mungkin merupakan bagian terpenting dari prosedur desain dan penilaian kelelahan dan patahan. Aturan detail dimaksudkan untuk menghindari takik dan konsentrasi tegangan lainnya. Aturan detail ini berguna untuk menghindari patah getas serta kelelahan. Karena aturan detail, jembatan baja modern dirancang sedemikian rupa sehingga tampak jauh lebih bersih daripada jembatan yang dibangun sebelum tahun 1970-an. Terdapat lebih sedikit sambungan dan pengikat pada jembatan modern, dan sambungan tersebut menggunakan detail yang lebih tahan terhadap kelelahan seperti sambungan baut berkekuatan tinggi.

Sebagai contoh, AWS D1.5 (Kode Pengelasan Jembatan) tidak mengizinkan batang penahan dibiarkan di tempatnya pada lasan. Aturan ini merupakan hasil dari pengalaman seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.1. Gambar 9.1 menunjukkan pelat penguat lateral pada Jembatan Lafayette St. di St. Paul, MN yang retak dan menyebabkan patahnya balok utama pada tahun 1976. Pada detail ini, batang penahan dibiarkan di tempatnya di bawah lasan alur yang menghubungkan pelat penguat lateral ke penguat melintang dan ke badan balok. Batang penahan menciptakan takik seperti retakan, yang sering disertai dengan cacat kurangnya fusi. Retak kelelahan bermula dari takik seperti retak ini dan kurangnya fusi pada las ke penguat melintang karena, dalam kasus ini, bidang takik tegak lurus terhadap tegangan fluktuasi utama.

Kode Pengelasan Jembatan AWS D1.5 saat ini mensyaratkan bahwa batang penahan harus dihilangkan dari semua las jembatan untuk menghindari takik ini. Sebelum tahun 1994, aturan detail ini tidak dianggap berlaku untuk rangka bangunan tahan momen seismik. Akibatnya, banyak rangka ini retak ketika gempa Northridge 1994 membebaninya. Batang penahan yang tertinggal pada las flensa balok ke kolom rangka ini menciptakan takik seperti retak bawaan. Takik ini berkontribusi pada retakan Northridge, bersama dengan cacat kurangnya fusi dan las dengan ketangguhan rendah.



Gambar 9.2 Kegagalan Las Balok Melintang Jembatan Dan Ryan, Chicago

Gambar 9.2 menunjukkan detail di mana flensa balok utama menembus dan berkesinambungan melalui web balok melintang dari struktur Jembatan Layang Dan Ryan di Chicago. Dalam kasus ini, las vertikal pendek di sisi flensa mengalami kerusakan. Retak kelelahan dimulai pada las ini, yang menyebabkan patahan pada balok melintang. Kemungkinan besar las yang baik tidak dapat dibuat untuk detail ini. Alternatif yang lebih baik adalah dengan membuat lubang sambungan di ujung flensa. Perhatikan bahwa pada Gambar 9.1 dan 9.2, patahan tidak menyebabkan keruntuhan struktural. Alasan toleransi cadangan terhadap retakan besar ini akan dibahas di Bagian 9.2.

Pada jembatan, biasanya terdapat sejumlah besar siklus beban hidup yang signifikan, dan kelelahan hampir selalu mendahului patahan. Oleh karena itu, mengendalikan kelelahan secara praktis lebih penting daripada mengendalikan patahan. Pendekatan teknik sipil untuk kelelahan dijelaskan di Bagian 9.3. Umur kelelahan (N) dari detail tertentu ditentukan oleh rentang tegangan nominal (S) dari kurva $S-N$. Kurva tegangan nominal $S-N$ adalah kurva batas bawah untuk sejumlah besar data uji kelelahan skala penuh. Uji skala penuh secara empiris memperhitungkan sejumlah variabel dengan ketidakpastian yang besar, misalnya, tegangan sisa, profil las, lingkungan, dan diskontinuitas dalam material dari proses manufaktur. Akibatnya, variabilitas data umur kelelahan pada rentang tegangan tertentu biasanya sekitar faktor 10.

Biasanya, satu-satunya tindakan yang diambil dalam desain yang terutama dimaksudkan untuk memastikan ketahanan terhadap patahan adalah dengan menentukan material dengan nilai ketangguhan minimum yang ditentukan, seperti persyaratan uji Charpy V-Notch (CVN). Seperti yang dijelaskan di Bagian 9.4, ketangguhan ditentukan agar struktur tahan terhadap patahan getas meskipun terdapat cacat manufaktur, retakan kelelahan, dan/atau pembebanan yang tidak terduga. Spesifikasi material ini kurang penting untuk jembatan dibandingkan kurva $S-N$ dan aturan detailnya.



Gambar 9.3 Tampilan balok yang retak dari Jembatan I-79 di Pulau Neville di Pittsburgh sebagai contoh jembatan yang cukup redundan untuk menghindari keruntuhan meskipun terjadi patahan pada flensa tarik dan web.

Struktur baja telah menunjukkan daktilitas dan integritas yang tak tertandingi ketika dikenai beban seismik. Jembatan baja modern di Amerika Serikat yang dirancang untuk menahan kelelahan dan patahan akibat beban truk tidak menunjukkan patahan saat gempa bumi. Tampaknya prosedur desain jembatan modern yang mempertimbangkan kelelahan dan patahan akibat beban truk juga memadai untuk memastikan ketahanan terhadap patahan getas di bawah beban seismik. Meskipun jarang terjadi, patahan elemen struktural jembatan telah terjadi selama gempa bumi di luar Amerika Serikat. Misalnya, patahan getas terjadi pada beberapa jenis pilar jembatan baja selama gempa Hyogo-ken Nanbu tahun 1995 di Jepang.

Prosedur desain dan penilaian kelelahan dan patahan untuk jembatan ini juga berlaku untuk banyak jenis struktur yang dibebani secara siklik lainnya yang menggunakan detail pengelasan dan baut yang serupa, misalnya, derek, bangunan, cerobong asap, menara transmisi, struktur pendukung rambu, sinyal, dan lampu, dll. Bahkan, prosedur ini mirip dengan yang ada di American Welding Society AWS D1.1, “Kode Pengelasan Struktural — Baja”, yang berlaku untuk berbagai struktur yang dilas. Pendekatan “teknik sipil” terhadap kelelahan dan patahan ini juga dapat diterapkan pada detail pengelasan dan baut yang besar pada struktur di luar domain tradisional teknik sipil, termasuk kapal, struktur lepas pantai, derek bergerak, dan rangka kendaraan berat.

Namun, pendekatan teknik sipil terhadap kelelahan yang disajikan di sini berbeda dari pendekatan teknik mesin tradisional. Pendekatan teknik mesin sangat cocok untuk bagian-bagian yang dikerjakan dengan mesin halus dan aplikasi lain di mana sebagian besar umur kelelahan suatu bagian dikonsumsi dalam pembentukan retakan awal. Dalam pendekatan teknik mesin, kekuatan kelelahan sebanding dengan kekuatan tarik maksimum baja. Data eksperimental menunjukkan bahwa ini tidak berlaku untuk detail pengelasan, seperti yang dibahas di bawah ini.

9.2 REDUNDANSI, DAKTILITAS, DAN KERUNTUHAN STRUKTUR

Kelelahan dianggap sebagai kondisi batas kemampuan layanan untuk jembatan karena retakan dan patahan kelelahan yang terjadi sebagian besar tidak signifikan dari sudut pandang integritas struktural. Redundansi dan daktilitas jembatan baja telah mencegah keruntuhan yang dahsyat. Hanya pada sistem struktural yang benar-benar tidak redundan tertentu, retakan kelelahan dapat menyebabkan keruntuhan struktural.

Jembatan I-79 di Pulau Neville di Pittsburgh adalah contoh kekokohan bahkan jembatan dua balok yang disebut kritis patahan atau tidak redundan. Pada tahun 1977, salah satu balok mengalami retakan kelelahan pada flensa tarik di lokasi perbaikan fabrikasi sambungan las elektroslag. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.3, retakan tersebut sepenuhnya mematahkan flensa bawah dan merambat ke atas web balok kritis ini. Seorang kapten kapal tunda kebetulan melihat ke atas dan memperhatikan retakan yang memanjang saat ia melewati bawah jembatan.

Meskipun jembatan dua balok dianggap tidak redundan, elemen lain dari jembatan, khususnya dek, biasanya mampu menahan beban dan mencegah keruntuhan seperti pada kasus jembatan I-79. Saat ini, karena penalti dalam desain dan fabrikasi untuk elemen yang tidak redundan atau kritis terhadap fraktur, jembatan dua balok yang sederhana dan berbiaya rendah jarang dibangun. Perhatikan bahwa retakan besar yang ditunjukkan pada jembatan pada Gambar 9.1 dan 9.2 juga tidak menyebabkan keruntuhan struktural. Sayangnya, redundansi bawaan yang ditunjukkan oleh struktur ini sulit diprediksi dan tidak secara eksplisit diakui dalam desain. Efek menguntungkan dari redundansi pada kelelahan dan patahan paling baik dijelaskan dalam hal kondisi batas pada elemen struktural. Beban truk dan beban angin pada jembatan pada dasarnya adalah kondisi batas "beban tetap" atau "pengendalian beban". Namun, pada skala lokal, sebagian besar elemen dan sambungan individual dalam struktur redundan pada dasarnya berada di bawah kondisi batas "pengendalian perpindahan".

Dengan kata lain, karena kekakuan struktur di sekitarnya, ujung elemen harus mengalami deformasi dengan cara yang kompatibel dengan elemen di dekatnya. Elemen yang retak sejajar dengan elemen lain yang serupa tetapi tidak retak akan mengalami penurunan rentang beban dan rentang tegangan nominal seiring dengan penurunan kekakuan elemen yang retak. Perilaku di bawah pengendalian perpindahan ini disebut sebagai pengurangan beban dan dapat memperlambat laju perambatan retakan kelelahan.

Jika retakan kelelahan terbentuk di salah satu elemen dari elemen struktural yang dibaut atau dipaku, retakan tersebut tidak dapat merambat langsung ke elemen tetangga. Biasanya, elemen yang dipaku tidak akan gagal sampai retakan tambahan terbentuk di satu atau lebih elemen tambahan. Oleh karena itu, elemen struktur yang dirakit dengan paku keling pada dasarnya bersifat redundan. Begitu retakan kelelahan terbentuk, retakan tersebut dapat menyebar langsung ke semua elemen anggota las kontinu dan menyebabkan kegagalan pada beban kerja. Struktur las tidak lebih rendah kualitasnya daripada struktur baut atau paku keling; struktur las membutuhkan perhatian lebih pada desain, detail, dan kualitas.

Duktilitas diperlukan agar redundansi dapat sepenuhnya efektif. Seiring dengan berkurangnya penampang bersih elemen jembatan yang retak, kapasitas momen plastis

elemen tersebut juga berkurang. Jika suatu elemen cukup daktil, ia dapat mentolerir retakan yang sangat besar sehingga momen yang diterapkan melebihi momen plastis untuk penampang bersih dan suatu mekanisme akan terbentuk di dalam elemen tersebut. Jika elemen tersebut kemudian dapat mengalami deformasi hingga beberapa kali rotasi leleh, beban akan dialihkan ke dek dan elemen lainnya.

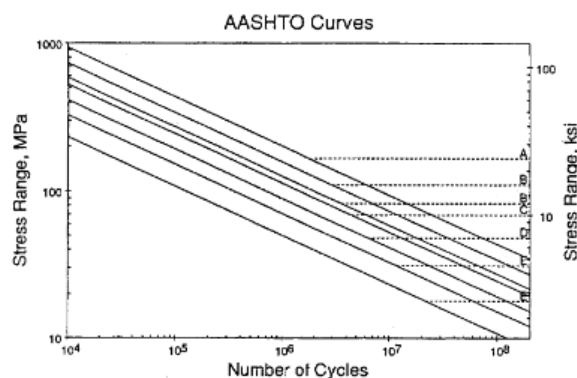
Tingkat ketangguhan retak minimum diperlukan untuk mencapai daktilitas, tetapi tidak cukup. Ketangguhan retak memastikan bahwa retak getas tidak terjadi sebelum leleh umum dari penampang bersih. Namun, leleh penampang bersih tidak terlalu daktil kecuali leleh dapat menyebar ke penampang bruto, yang membutuhkan pengerasan regangan dalam hubungan tegangan-regangan baja, atau rasio leleh terhadap tarik yang cukup rendah.

9.3 KETAHANAN TERHADAP KELELAHAN

Kelelahan siklus rendah adalah kemungkinan mode kegagalan untuk elemen struktural atau sambungan yang mengalami siklus ke wilayah inelastis untuk sejumlah kecil siklus (kurang dari 1000). Misalnya, struktur pilar jembatan dapat mengalami kelelahan siklus rendah dalam gempa bumi. Patahan getas terjadi di Jepang pada pilar baja yang mengalami siklus regangan plastis besar selama gempa Hyogo-ken Nanbu tahun 1995 di Jepang. Namun, untuk fokus pada fenomena kelelahan siklus tinggi yang lebih umum, kelelahan siklus rendah tidak dibahas lebih lanjut di bagian ini.

Lalu lintas truk adalah penyebab utama kelelahan siklus tinggi pada jembatan. Beban angin juga dapat menjadi pertimbangan desain kelelahan pada jembatan. Getaran akibat angin telah menyebabkan banyak masalah kelelahan pada struktur penyangga rambu, sinyal, dan lampu penerangan.

Meskipun retakan dapat terbentuk pada struktur yang mengalami siklus kompresi, retakan tersebut berhenti dan tidak signifikan secara struktural. Oleh karena itu, hanya elemen atau sambungan yang siklus tegangannya setidaknya sebagian dalam tegangan yang perlu dinilai. Pada sebagian besar jembatan, rasio beban truk desain kelelahan terhadap beban desain kekuatan cukup besar sehingga kelelahan dapat mengendalikan desain sebagian besar struktur. Pada jembatan bentang panjang, beban pada sebagian besar struktur atas didominasi oleh beban mati, dengan bagian beban hidup yang berfluktuasi relatif kecil. Anggota-anggota ini tidak akan sensitif terhadap kelelahan. Namun, dek, balok memanjang, dan balok lantai jembatan terutama dikenai beban hidup dan oleh karena itu akan dikendalikan oleh kelelahan.



Gambar 9.4 Kurva S–N batas bawah untuk tujuh kategori kelelahan utama dari spesifikasi AASHTO, AREA, AWS, dan AISC. Garis putus-putus adalah CAFL dan menunjukkan kategori detail.

Untungnya, dek, stringer, dan balok lantai adalah elemen sekunder yang, jika gagal, tidak akan menyebabkan keruntuhan struktural.

Ketika informasi tentang retakan spesifik tersedia, analisis laju pertumbuhan retakan mekanika fraktur harus digunakan untuk menghitung sisa umur. Namun, pada tahap desain, tanpa data ukuran retakan awal spesifik, pendekatan mekanika fraktur tidak lebih akurat daripada pendekatan kurva S–N. Oleh karena itu, analisis pertumbuhan retakan mekanika fraktur tidak akan dibahas lebih lanjut.

Detail pengelasan dan penyekrupan untuk jembatan dan bangunan dirancang berdasarkan rentang tegangan nominal daripada tegangan "terkonsentrasi" lokal pada detail pengelasan. Tegangan nominal biasanya diperoleh dari persamaan desain standar untuk tegangan lentur dan aksial dan tidak termasuk efek konsentrasi tegangan pengelasan dan sambungan. Karena kelelahan biasanya hanya merupakan masalah kemampuan layanan, desain kelelahan dilakukan menggunakan beban layanan seperti yang dibahas di Bagian 9.3.5. Biasanya, tegangan nominal pada elemen dapat dengan mudah dihitung tanpa kesalahan yang berlebihan.

Namun, definisi yang tepat dari tegangan nominal dapat menjadi masalah di daerah dengan gradien tegangan tinggi. Merupakan praktik standar dalam desain kelelahan struktur las untuk memisahkan detail las ke dalam kategori yang memiliki ketahanan kelelahan yang serupa dalam hal tegangan nominal. Setiap kategori detail las memiliki kurva S–N yang terkait. Kurva S–N untuk baja dalam ketentuan AASHTO, AISC, ANSI/AWS, dan American Railway Engineers Association (AREA) ditunjukkan pada Gambar 9.4. Kurva S–N disajikan untuk tujuh kategori detail las — A hingga E', dalam urutan kekuatan kelelahan yang menurun. Kurva S–N ini didasarkan pada batas bawah sejumlah besar data uji kelelahan skala penuh dengan batas kelangsungan hidup 97,5%.

Kemiringan garis regresi yang sesuai dengan data uji untuk detail pengelasan biasanya berada dalam kisaran 2,9 hingga 3,1. Oleh karena itu, dalam kode AISC dan AASHTO serta dalam Eurocode 3, kemiringan telah distandarisasi pada 3,0. Pengaruh pengelasan dan konsentrasi tegangan lainnya tercermin dalam ordinat kurva S–N untuk berbagai kategori detail.

Gambar 9.4 menunjukkan ambang batas kelelahan atau batas kelelahan amplitudo konstan (CAFL) untuk setiap kategori sebagai garis putus-putus horizontal. Ketika uji amplitudo konstan dilakukan pada rentang tegangan di bawah CAFL, retakan yang terlihat tidak terjadi. Jumlah siklus yang terkait dengan CAFL adalah jumlah siklus apa pun yang sesuai dengan rentang tegangan tersebut pada kurva S–N untuk kategori atau kelas detail tersebut. CAFL terjadi pada jumlah siklus yang meningkat untuk kategori atau kelas kelelahan yang lebih rendah. Terkadang, detail yang berbeda, yang memiliki kurva S–N (atau kategori) yang sama dalam rezim umur terbatas, memiliki CAFL yang berbeda.

Tabel 9.1 Batas Kelelahan Amplitudo Konstan untuk Kurva S–N AASHTO dan Asosiasi

Kategori Detail	Aluminium	
	CAFL Baja (MPa)	CAFL Aluminium (MPa)
A	165	70
B	110	41
B'	83	32
C	69	28
D	48	17
E	31	13
E'	18	7

Biasanya, pengujian spesimen skala kecil akan menghasilkan umur kelelahan yang tampak lebih panjang. Oleh karena itu, kurva S–N harus didasarkan pada pengujian komponen struktural ukuran penuh seperti balok. Pengujian pada anggota las skala penuh telah menunjukkan bahwa efek utama pembebanan amplitudo konstan dapat diperhitungkan dalam rentang tegangan beban hidup; yaitu, tegangan rata-rata tidak signifikan. Alasan mengapa beban mati memiliki sedikit pengaruh pada batas bawah hasil adalah karena, secara lokal, terdapat tegangan sisa yang sangat tinggi dari pengelasan. Tegangan rata-rata mungkin penting untuk beberapa detail yang tidak dilas, seperti baut jangkar. Agar konservatif untuk detail yang tidak dilas, di mana mungkin ada pengaruh signifikan dari tegangan rata-rata, data uji kelelahan harus dihasilkan di bawah pembebanan dengan tegangan rata-rata tarik yang tinggi.

Kekuatan dan jenis baja hanya memiliki efek yang dapat diabaikan pada ketahanan kelelahan yang diharapkan untuk detail tertentu. Proses pengelasan juga biasanya tidak berpengaruh pada ketahanan kelelahan. Keterpisahan ketahanan lelah dari jenis baja sangat menyederhanakan pengembangan aturan desain untuk kelelahan karena menghilangkan kebutuhan untuk menghasilkan data untuk setiap jenis baja.

Eksperimen kelelahan skala penuh telah dilakukan di udara lembap dan oleh karena itu mencerminkan beberapa tingkat pengaruh lingkungan atau kelelahan korosi. Eksperimen kelelahan skala penuh di air laut tidak menunjukkan umur kelelahan yang secara signifikan lebih rendah, asalkan korosi tidak terlalu parah sehingga menyebabkan pitting. Umur kelelahan tampaknya lebih signifikan dipengaruhi oleh konsentrasi tegangan di ujung las dan diskontinuitas awal.

Oleh karena itu, kurva S–N batas bawah ini dapat digunakan untuk desain jembatan dalam paparan lingkungan alami apa pun, bahkan di dekat semprotan garam. Namun, pitting akibat korosi parah dapat menjadi kondisi kritis kelelahan dan tidak boleh diizinkan. Kurva S–N serupa telah diusulkan oleh Asosiasi Aluminium untuk struktur aluminium yang dilas. Tabel 9.1 merangkum CAFL untuk baja dan aluminium untuk kategori A hingga E'. Prosedur desain

didasarkan pada pengaitan detail pengelasan dengan kategori spesifik. Untuk baja dan aluminium, pemisahan detail ke dalam kategori kurang lebih sama.

Kategori pada Gambar 9.4 berkisar dari A hingga E' sesuai urutan kekuatan lelah yang menurun. Ada kategori kedelapan, F, dalam spesifikasi (tidak ditunjukkan pada Gambar 9.4) yang berlaku untuk pengelasan fillet yang dibebani geser. Namun, sangat sedikit atau bahkan tidak ada kegagalan yang terkait dengan geser, dan rentang tegangan biasanya sangat rendah sehingga kelelahan jarang mengendalikan desain. Oleh karena itu, kategori tegangan geser F tidak akan dibahas lebih lanjut. Bahkan, sangat sedikit atau bahkan tidak ada kegagalan yang disebabkan oleh detail yang memiliki kekuatan lelah lebih besar dari kategori C.

Klasifikasi Detail pada Komponen Struktur Logam

Detail harus dikaitkan dengan salah satu gambar dalam spesifikasi untuk menentukan kategori kelelahan. Berikut ini adalah tinjauan singkat dan sederhana tentang kategorisasi detail kelelahan. Dalam beberapa kasus, tinjauan ini telah menghilangkan beberapa detail sehingga spesifikasi harus selalu diperiksa untuk kategorisasi detail yang sesuai. Spesifikasi AISC memiliki presentasi sketsa dan penjelasan kategorisasi detail yang agak lebih baik daripada spesifikasi AASHTO.

Selain itu, beberapa laporan telah diterbitkan yang menunjukkan sejumlah besar ilustrasi detail dan kategorinya. Selain itu, Eurocode 3 dan Standar Inggris 7608 memiliki ilustrasi yang lebih detail untuk kategorisasinya daripada spesifikasi AISC atau AASHTO. Sebuah buku karya Maddox membahas kategorisasi banyak detail sesuai dengan BS 7608, dari mana kategori AISC yang kurang lebih setara dapat disimpulkan.

Lubang kecil dianggap sebagai detail Kategori D. Oleh karena itu, sambungan yang dipaku dan diikat secara mekanis (selain sambungan baut berkekuatan tinggi) yang dibebani geser dievaluasi sebagai Kategori D dalam hal tegangan nominal penampang bersih. Sambungan baut berkekuatan tinggi yang ditegangkan dengan benar dan dibebani geser dapat diklasifikasikan sebagai Kategori B. Pelat pin dan eyebars dirancang sebagai detail Kategori E dalam hal tegangan pada penampang bersih.

Sambungan las dianggap memanjang jika sumbu las sejajar dengan rentang tegangan utama. Las memanjang kontinu adalah detail Kategori B atau B'. Namun, pengakhiran las fillet memanjang lebih parah (Kategori E). (Pengakhiran las memanjang alur penetrasi penuh memerlukan radius transisi yang dihaluskan tetapi memberikan kekuatan lelah yang lebih besar, tergantung pada radiusnya.) Jika las memanjang harus diakhiri, lebih baik diakhiri di lokasi di mana rentang tegangan kurang parah.

Sambungan normal pada flensa atau pelat yang tidak menanggung beban signifikan diberi peringkat Kategori C jika panjangnya kurang dari 51 mm searah rentang tegangan utama, D jika panjangnya antara 51 dan 101 mm, dan E jika panjangnya lebih dari 101 mm. (Batas 101 mm mungkin lebih kecil untuk pelat yang lebih tipis dari 9 mm). Jika tidak ada jarak tepi minimal 10 mm, maka Kategori E berlaku untuk sambungan dengan panjang berapa pun. Kategori E', sedikit lebih buruk daripada Kategori E, berlaku jika pelat sambungan atau flensa melebihi ketebalan 25 mm.

Pengaku melintang diperlakukan sebagai sambungan pendek (Kategori C). Pengaku melintang yang digunakan untuk penguat silang atau diafragma juga diperlakukan sebagai detail Kategori C sehubungan dengan tegangan pada anggota utama. Dalam kebanyakan kasus, rentang tegangan pada pengaku dari beban diafragma tidak dipertimbangkan, karena beban ini biasanya tidak dapat diprediksi. Namun, perincian pelat sambungan sangat penting untuk menghindari kelelahan akibat distorsi, seperti yang dibahas di Bagian 9.3.2.

Pada sebagian besar jenis sambungan penahan beban lainnya, terdapat interaksi antara rentang tegangan pada sambungan penahan beban melintang dan rentang tegangan pada elemen utama. Dalam praktiknya, masing-masing rentang tegangan ini diperiksa secara terpisah. Sambungan dievaluasi sehubungan dengan rentang tegangan pada elemen utama, dan kemudian dievaluasi secara terpisah sehubungan dengan rentang tegangan melintang. Efek multiaxial gabungan dari kedua rentang tegangan tersebut diperhitungkan dengan penurunan kekuatan lelah; yaitu, sebagian besar sambungan penahan beban dianggap sebagai detail Kategori E.

Kekuatan lelah sambungan memanjang dapat ditingkatkan jika ujungnya diberi radius dan ujung las fillet atau alur dihaluskan. Misalnya, sambungan memanjang (penahan beban atau tidak) dengan radius transisi lebih besar dari 50 mm dapat dianggap Kategori D. Jika radius transisi sambungan memanjang yang dilas alur ditingkatkan menjadi lebih besar dari 152 mm (dengan ujung las alur dihaluskan), detail tersebut (penahan beban atau tidak) dapat dianggap Kategori C.

Detail untuk Menghindari Kelelahan Akibat Distorsi

Jelas dari jenis retakan yang terjadi pada jembatan bahwa sebagian besar retakan disebabkan oleh distorsi yang diakibatkan oleh pembebanan sekunder tersebut. Solusi untuk masalah retakan kelelahan akibat pembebanan sekunder biasanya bergantung pada seni kualitatif detail yang baik. Seringkali, solusi terbaik untuk masalah retakan distorsi adalah dengan memperkuat struktur. Biasanya, sambungan yang lebih baik lebih kaku.



Gambar 9.5 Perbaikan Retakan Balok Lantai Jembatan Throgg's Neck, NY

Salah satu masalah pembebanan sekunder yang paling sering diabaikan terjadi pada antarmuka struktur dengan kekakuan lentur dan kelengkungan yang berbeda. Gambar 9.5

menunjukkan retakan khas pada bagian atas flensa balok lantai di Jembatan Throg's Neck di New York. Salah satu rusuk trapesium tertutup dari dek baja ortotropik terlihat pada Gambar 9.5. Dek ortotropik ditambahkan ke struktur untuk mengganti dek yang rusak dengan cara dibaut ke balok lantai. Namun, struktur atas memiliki kelengkungan yang tidak sesuai dengan dek yang kaku. Perbedaan kelengkungan tersebut bermanifestasi sebagai rotasi di luar bidang flensa balok lantai. Retakan tersebut disebabkan oleh pembengkokan di luar bidang pada web balok lantai di lokasi cope, yang memiliki banyak diskontinuitas bawaan karena pemotongan api.

Contoh lain dari pembebanan sekunder akibat distorsi di luar bidang dapat terjadi pada pelat pengikat untuk penguat melintang atau untuk balok lantai. Pelat pengikat ini, yang mungkin memiliki beban di luar bidang yang diinduksi distorsi, harus dilas langsung ke kedua flensa serta web. Pada jembatan yang lebih tua, praktik umum adalah tidak mengelas penguat melintang dan pelat pengikat ke flensa tarik dari balok I dan balok kotak yang dilas. Praktik tidak mengizinkan pengelasan fillet melintang pada flensa tarik tidak perlu dan disebabkan oleh kekhawatiran yang tidak beralasan tentang patah getas pada flensa tarik. Sayangnya, praktik ini tidak tidak berbahaya, karena banyak retakan kelelahan telah terjadi karena distorsi pada "celah web," yaitu, celah sempit antara ujung pengelasan fillet pelat pengikat dan flensa. Gambar 9.6 menunjukkan contoh retakan yang terbentuk di sepanjang las fillet yang menghubungkan pelat penghubung diafragma ke bagian tengah balok kotak.

Dalam kebanyakan kasus, masalah retak celah web ini dapat diatasi dengan memasang pelat pengikat secara kaku ke flensa tarik. Untuk merenovasi jembatan yang sudah ada, T atau sudut yang sangat tebal dapat dibaut dengan kekuatan tinggi untuk menyambungkan pelat pengikat ke flensa tarik. Detail yang retak seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.6 direnovasi dengan cara ini. Dalam kasus lain, solusi yang lebih baik adalah membuat detail lebih fleksibel. Fleksibilitas ini dapat dicapai dengan meningkatkan ukuran celah, memungkinkan distorsi terjadi pada panjang yang lebih besar sehingga tegangan yang dihasilkan lebih rendah.

Pendekatan fleksibilitas digunakan untuk mencegah retak pada ujung penguat melintang yang tidak dilas ke flensa bawah. Jika terdapat celah web yang sempit antara ujung penguat melintang dan flensa bawah, retak dapat terjadi karena distorsi celah web akibat beban inersia selama penanganan dan pengiriman. Untuk mencegah jenis retak ini, celah antara flensa dan ujung penguat harus antara empat dan enam kali ketebalan web.



Gambar 9.6 Tampilan Retakan Pada Las Fillet Yang Menyambungkan Pelat Penghubung Diafragma Ke Web Penampang Kotak Pada Struktur Layang Washington Metro. Retakan

Disebabkan Oleh Distorsi Pada Celah Kecil Antara Bagian Bawah Pelat Pengikat Dan Flensa Balok Kotak.



Gambar 9.7 Sudut Sambungan Dari Balok Memanjang Ke Sambungan Balok Lantai Jembatan Di Atas Sungai St. Croix Di I-94 Yang Retak Karena Terlalu Kaku.

Contoh lain di mana detail terbaik lebih fleksibel adalah sudut sambungan untuk balok yang "ditopang secara sederhana". Terlepas dari asumsi kita, sambungan sederhana tersebut mentransmisikan hingga 40% dari momen ujung tetap teoritis, meskipun dirancang hanya untuk mentransmisikan gaya geser. Momen ujung yang tidak disengaja ini dapat menyebabkan retak pada sudut sambungan. Sudut sambungan yang retak yang ditunjukkan pada Gambar 9.7 adalah dari sambungan balok memanjang ke balok lantai pada jembatan yang sebelumnya berada di I-94 di atas Sungai St. Croix (baru-baru ini diganti).



Gambar 9.8 Tampilan Close-Up Dari Retakan Yang Berasal Dari Ujung Flensa Pada Balok Lantai Dengan Sambungan "Sederhana" Ke Pelat Pengikat Di Jembatan Dresbach Di Minnesota. Retakan Tersebut Merupakan Indikasi Momen Ujung Pada Sambungan Sederhana Yang Tidak Diprediksi Dalam Desain.

Untuk beban tertentu, momen pada sambungan berkurang secara signifikan seiring dengan berkurangnya kekakuan rotasi sambungan. Peningkatan fleksibilitas sudut sambungan memungkinkan sejumlah rotasi ujung yang terbatas terjadi dengan tegangan lentur yang berkurang. Kriteria telah dikembangkan untuk desain sudut-sudut ini untuk memberikan fleksibilitas yang cukup. Kriteria tersebut menyatakan bahwa ketebalan sudut (t) harus

$$t < 12(g^2/L) \quad (9.1)$$

di mana (g) adalah ukuran dan L adalah panjang bentang. Misalnya, menggunakan satuan SI, untuk sudut sambungan dengan ukuran 76 mm dan bentang balok 7000 mm, ketebalan sudut harus sedikit kurang dari 10 mm. Untuk mengatasi masalah retak sudut sambungan dalam penggunaan, paku keling atau baut paling atas dapat dilepas dan diganti dengan baut longgar untuk memastikan kapasitas geser. Untuk baut longgar, diperlukan beberapa langkah untuk memastikan mur tidak terlepas.

Hasil lain dari momen ujung yang tidak disengaja pada balok lantai ditunjukkan pada Gambar 9.8 dari Jembatan Dresbach 9320 di Minnesota. Pada jembatan ini, web balok lantai rakitan yang dilas memanjang melampaui flensa untuk dibaut ke pelat sambungan balok lantai pada girder. Momen yang tidak disengaja di ujung balok lantai cukup untuk menyebabkan retak pada pelat web di ujung las fillet flensa. Terdapat konsentrasi tegangan yang besar di lokasi ini yang disebabkan oleh perubahan penampang yang tiba-tiba di ujung flensa; yaitu, ini adalah detail Kategori E.

Tegangan signifikan dari pembebanan sekunder seringkali berada dalam arah yang berbeda dari tegangan primer. Untungnya, pengalaman dengan eksperimen pembebanan multiaxial pada detail struktur las skala besar menunjukkan bahwa pembebanan tegak lurus terhadap takik lokal atau ujung las mendominasi umur kelelahan. Tegangan siklik dalam arah lain tidak berpengaruh jika rentang tegangan di bawah 83 MPa dan hanya berpengaruh kecil di atas 83 MPa. Pendekatan yang direkomendasikan untuk beban multiaxial adalah

1. Untuk menentukan beban mana (primer atau sekunder) yang mendominasi masalah retak kelelahan (biasanya beban yang tegak lurus terhadap sumbu las atau tegak lurus terhadap tempat retakan sebelumnya terjadi pada detail serupa); dan,
2. Untuk melakukan analisis kelelahan menggunakan rentang tegangan dalam arah ini (yaitu, mengabaikan tegangan dalam arah ortogonal).

3. Klasifikasi Detail pada Komponen Struktur Beton

Struktur beton biasanya kurang sensitif terhadap kelelahan dibandingkan struktur baja dan aluminium yang dilas. Namun, kelelahan dapat menentukan desain ketika beban benturan terlibat, seperti perkerasan jalan, dek jembatan, dan bantalan rel. Selain itu, seiring bertambahnya usia balok beton yang digunakan, dan seiring meningkatnya rentang tegangan yang diterapkan dengan meningkatnya kekuatan beton, kekhawatiran terhadap kelelahan pada elemen struktur beton juga meningkat.

Menurut Laporan Komite ACI 215R-74 dalam Manual Praktik Standar, kekuatan kelelahan beton polos pada 10 juta siklus adalah sekitar 55% dari kekuatan ultimate. Namun, bahkan jika kegagalan tidak terjadi, pembebanan berulang dapat menyebabkan retak dini pada beton, seperti retak miring pada balok prategang. Keretakan ini kemudian dapat menyebabkan korosi lokal dan kelelahan tulangan.

Kekuatan leleh batang tulangan lurus tanpa las dan untai prategang dapat dijelaskan (dalam hal kategori detail baja yang dijelaskan di atas) dengan kurva $S - N$ Kategori B. Komite ACI 215 menyarankan agar elemen dirancang untuk membatasi rentang tegangan pada batang tulangan hingga 138 MPa untuk tingkat tegangan minimum yang tinggi (mungkin meningkat

menjadi 161 MPa untuk tegangan minimum yang lebih rendah). Uji kelelahan menunjukkan bahwa batang yang sebelumnya dibengkokkan hanya memiliki sekitar setengah kekuatan lelah dari batang lurus, dan kegagalan telah terjadi hingga 113 MPa. Komite 215 merekomendasikan agar setengah dari rentang tegangan untuk batang lurus digunakan, yaitu 69 MPa untuk tegangan minimum terburuk. Dengan menyamakan rekomendasi ini dengan kurva $S - N$ untuk detail baja, tulangan bengkok dapat diperlakukan sebagai detail Kategori D.

Asalkan kualitasnya baik, las tumpul pada batang tulangan lurus tidak secara signifikan menurunkan kekuatan lelah. Namun, las titik mengurangi kekuatan lelah batang lurus sekitar 33%, dengan kegagalan terjadi serendah 138 MPa. Kegagalan lelah telah dilaporkan pada anyaman kawat las dan anyaman batang.

Jika elemen prategang dirancang dengan pratekanan yang cukup sehingga penampang tetap tidak retak, kemungkinan tidak akan ada masalah dengan kelelahan. Ini karena seluruh penampang menahan rentang beban dan rentang tegangan pada untai prategang minimal. Demikian pula, untuk elemen prategang yang tidak terikat, rentang tegangan akan sangat kecil. Namun, ada alasan untuk khawatir terhadap prategang terikat pada penampang yang retak karena rentang tegangan meningkat secara lokal. Kekhawatiran terhadap penampang yang retak bahkan lebih besar jika terjadi korosi. Pengikisan akibat serangan korosi dapat menurunkan kekuatan lelah tulangan secara drastis.

Meskipun kekuatan lelah untai prategang di udara hampir sama dengan Kategori B, ketika angkur juga diuji, kekuatan lelah sistem tersebut hanya setengah dari kekuatan lelah kawat saja (yaitu, sekitar Kategori E). Ketika balok sebenarnya diuji, situasinya sangat kompleks, tetapi jelas bahwa kekuatan lelah yang jauh lebih rendah dapat diperoleh. Komite 215 telah merekomendasikan hal berikut untuk balok prategang:

1. Rentang tegangan pada tulangan prategang, yang ditentukan dari analisis yang mempertimbangkan penampang yang akan retak, tidak boleh melebihi 6% dari kekuatan tarik tulangan (ini kira-kira setara dengan Kategori C).
2. Tanpa data eksperimental spesifik, kekuatan lelah tulangan yang tidak terikat dan angkurnya harus dianggap setengah dari kekuatan lelah baja prategang. (Ini kira-kira setara dengan Kategori E.) Nilai yang lebih rendah harus digunakan pada angkur dengan banyak elemen

4. Klasifikasi Kabel Penahan

Institut Pasca-Tegangan telah menerbitkan “Rekomendasi untuk Desain dan Pengujian Kabel Penahan”. PTI merekomendasikan bahwa kabel penahan batang yang tidak terhubung adalah detail Kategori B, sedangkan kabel penahan batang yang terhubung (direkatkan) adalah Kategori D. Kekuatan lelah kabel penahan diverifikasi melalui pengujian kelelahan. Dua jenis pengujian dilakukan: (1) pengujian kelelahan untai, dan (2) pengujian panjang kabel yang relatif pendek yang dirakit dengan jangkar. Pengujian yang direkomendasikan untuk sistem ini adalah 2 juta siklus pada rentang tegangan (158 MPa) yang 35 MPa lebih besar dari kelelahan yang diizinkan untuk Kategori B pada 2 juta siklus. Pengujian ini harus lulus dengan kurang dari 2% putus kawat. Pengujian bukti selanjutnya harus mencapai 95% dari kekuatan tarik maksimum sebenarnya dari tendon.

5. Karakterisasi Beban Truk untuk Kelelahan

Riwayat beban layanan aktual kemungkinan terdiri dari siklus dengan berbagai rentang beban yang berbeda, yaitu, pembebanan amplitudo variabel. Namun, kurva $S - N$ yang menjadi dasar ketentuan desain kelelahan didasarkan pada pembebanan amplitudo konstan. Prosedur berikut ditunjukkan untuk mengkonversi rentang tegangan variabel ke rentang tegangan amplitudo konstan yang setara dengan jumlah siklus yang sama. Prosedur ini didasarkan pada aturan penjumlahan kerusakan yang dikreditkan bersama kepada Palmgren dan Miner (disebut sebagai aturan Miner). Jika kemiringan kurva $S - N$ sama dengan 3, maka kerusakan relatif dari rentang tegangan sebanding dengan pangkat tiga dari rentang tegangan. Oleh karena itu, rentang tegangan efektif (S_{Re}) sama dengan akar pangkat tiga dari rata-rata pangkat tiga (rmc) dari rentang tegangan, yaitu,

$$S_{Re} = [(n_i/N_{total})S_i^3]^{1/3} \quad (9.2)$$

di mana n_i adalah jumlah rentang tegangan dengan besaran S_i dan N_{total} adalah jumlah total rentang tegangan.

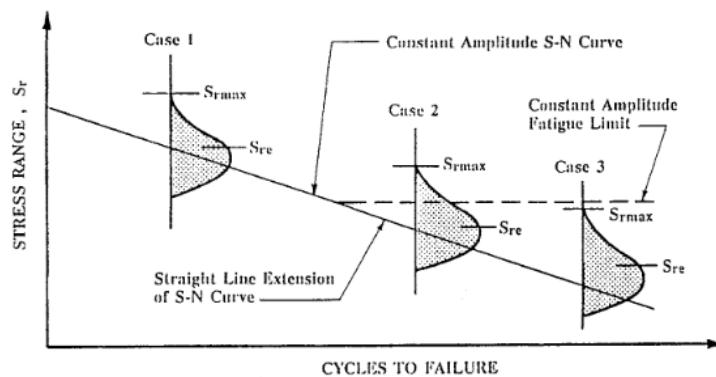
Truk desain kelelahan dalam versi LRFD dari spesifikasi desain jembatan AASHTO dan dalam edisi ke-16 Spesifikasi Standar saat ini adalah truk HS20 tiga gandar. Gandar depan memiliki berat 36 kN dan dua gandar belakang masing-masing memiliki berat 142 kN. Sangat penting untuk dicatat bahwa gandar belakang tunggal dari truk kelelahan HS20 sebenarnya dimaksudkan untuk mewakili pasangan gandar tandem. Penyederhanaan ini memudahkan desain anggota utama dengan mengurangi jumlah gandar (beban) yang harus dipertimbangkan. Representasi sebagai gandar tunggal masuk akal untuk desain anggota utama jembatan, karena jarak dekat gandar tandem (sekitar 1,2 m) secara efektif hanya menghasilkan satu siklus tegangan.

Truk tiga gandar yang disederhanakan ini tidak sesuai untuk desain elemen dek dan bahkan beberapa balok lantai. Setiap gandar dari kelompok gandar tandem menciptakan siklus tegangan unik pada elemen dek. Ketika seluruh distribusi bogie dipertimbangkan, ini menghasilkan sekitar 4,5 gandar atau siklus pembebanan rata-rata untuk setiap bogie. Namun, kode LRFD tidak secara jelas menunjukkan bahwa hal ini harus diperhitungkan dalam desain kelelahan elemen-elemen ini. Jika beban gandar tandem HS20 dibagi, beban gandar efektif adalah 71 kN untuk setiap gandar.

Bogie HS20 digunakan dalam perhitungan kekuatan dengan faktor beban lebih besar dari 1,0. Namun, ada faktor beban 0,75 untuk kelelahan dalam spesifikasi LRFD, yang menyiratkan bahwa bogie desain kelelahan aktual adalah HS15, yaitu beban gandar 107 kN (sebenarnya sepasang gandar tandem 53 kN). Dengan demikian, tujuan Spesifikasi AASHTO LRFD adalah untuk menggunakan pembebanan HS15 untuk kelelahan. Faktor beban diciptakan agar truk desain tambahan yang mungkin membingungkan tidak perlu didefinisikan.

Penggunaan truk HS15 sebagai representatif dari rmc dari rangkaian truk variabel didasarkan pada data timbangan bergerak (WIM) yang ekstensif dan direkomendasikan dalam

Laporan NCHRP 299 “Prosedur Evaluasi Kelelahan untuk Jembatan Baja”. Jarak antar gandar konstan sebesar 30 kaki ditemukan paling mendekati jarak antar gandar truk empat dan lima gandar tipikal yang bertanggung jawab atas sebagian besar kerusakan kelelahan pada jembatan. Truk HS15 ini dimaksudkan untuk mewakili berat kendaraan kotor efektif atau rmc untuk distribusi truk di masa mendatang.



Gambar 9.9 Skema Tiga Kasus Berbeda Dari Hubungan Antara Spektrum Rentang Tegangan Terapan Dan Kurva $S - N$. S_{re} Adalah Rentang Tegangan Efektif Atau Rmc Dan S_{rmax} Adalah Rentang Tegangan Batas Kelelahan Dengan Kelebihan 1:10.000. Kasus 1 Dan 2 Berada Dalam Rezim Umur Terbatas, Sedangkan Kasus 3 Menggambarkan Rezim Umur Tak Terbatas.

Dalam spesifikasi AASHTO LRFD, rentang tegangan efektif dihitung dari beban efektif ini, dan rentang tegangan efektif dibandingkan dengan rentang tegangan yang diizinkan. Rentang tegangan yang diizinkan diperoleh dari kurva $S - N$ amplitudo konstan, menggunakan jumlah siklus yang sama dengan jumlah siklus variabel yang digunakan untuk menghitung rentang tegangan rmc.

Konsep ini diilustrasikan secara skematis pada Gambar 9.9. Gambar 9.9 menunjukkan bagian bawah kurva $S - N$ dengan tiga distribusi rentang tegangan variabel yang berbeda yang ditumpangkan. Rentang tegangan efektif, yang ditunjukkan sebagai S_{re} pada Gambar 9.9, adalah rmc dari rentang tegangan untuk distribusi tertentu, seperti yang didefinisikan dalam Persamaan 9.2. Rentang tegangan amplitudo variabel efektif digunakan dengan kurva $S - N$ dengan cara yang sama seperti rentang tegangan amplitudo konstan digunakan, seperti yang ditunjukkan untuk Kasus 1 pada Gambar 9.9.

Uji kelelahan amplitudo variabel skala penuh menunjukkan bahwa jika lebih dari 0,01% dari rentang tegangan dalam suatu distribusi berada di atas CAFL (Kasus 2 pada Gambar 9.9), retak kelelahan masih akan terjadi. Beberapa siklus yang berada di atas CAFL tampaknya menjaga proses tetap berjalan, sehingga bahkan rentang tegangan yang berada di bawah CAFL tampaknya berkontribusi pada pertumbuhan retak kelelahan. Rentang tegangan efektif dan jumlah siklus hingga kegagalan data dari pengujian ini berada di sepanjang ekstrapolasi garis lurus dari kurva amplitudo konstan. Oleh karena itu, pendekatan dalam spesifikasi AASHTO LRFD adalah menggunakan ekstrapolasi garis lurus dari kurva $S - N$ di bawah CAFL untuk

menghitung rentang tegangan yang diizinkan. Terdapat batas bawah dari ekstrapolasi garis lurus ini, yang akan dibahas kemudian.

Standar desain kelelahan Inggris BS 7608 menggunakan pendekatan yang sama untuk pembebanan amplitudo variabel; yaitu, rentang tegangan r_{mc} digunakan dengan ekstrapolasi kurva $S-N$ di bawah CAFL. Eurocode 3 juga menggunakan konsep rentang tegangan efektif; namun, ia menggunakan kemiringan yang berbeda untuk ekstrapolasi kurva $S-N$ di bawah CAFL.

Kasus 1 dan Kasus 2 pada Gambar 9.9 berada dalam apa yang disebut rezim umur terbatas karena perhitungan melibatkan sejumlah siklus tertentu. Kasus 3 pada Gambar 9.9 mewakili apa yang disebut sebagai rezim umur tak terbatas. Dalam rezim umur tak terbatas, pada dasarnya semua rentang tegangan berada di bawah CAFL. Uji kelelahan amplitudo variabel skala penuh yang disebutkan sebelumnya menunjukkan bahwa sebanyak 0,01% dari rentang tegangan dapat melebihi CAFL tanpa mengakibatkan keretakan. Akibatnya, rentang tegangan yang terkait dengan probabilitas melebihi 0,01% sering disebut sebagai rentang tegangan "batas kelelahan".

Batas bawah ekstrapolasi garis lurus kurva $S-N$ dalam spesifikasi AASHTO LRFD terkait dengan fenomena umur tak terbatas ini. Secara khusus, spesifikasi AASHTO LRFD memotong ekstrapolasi kurva $S-N$ pada rentang tegangan yang sama dengan setengah CAFL. Tujuan dari batas ini sebenarnya untuk memastikan bahwa rentang tegangan batas kelelahan berada tepat di bawah CAFL. Prosedur AASHTO LRFD mengasumsikan bahwa ada hubungan tetap antara r_{mc} atau rentang tegangan efektif dan rentang tegangan batas, khususnya bahwa rentang tegangan efektif sama dengan setengah rentang tegangan batas.

Tergantung pada jenis detailnya, rezim umur tak terbatas dimulai sekitar 35 juta siklus. Saat mendesain untuk jumlah siklus yang lebih besar dari batas ini, tidak lagi penting untuk mengukur jumlah siklus secara tepat. Setiap desain di mana rentang tegangan r_{mc} kurang dari setengah CAFL, atau di mana rentang tegangan batas kelelahan kurang dari CAFL, secara teoritis akan menghasilkan umur yang pada dasarnya tak terbatas.

Rasio rentang tegangan batas kelelahan terhadap rentang tegangan efektif diasumsikan sama dengan rasio rentang beban batas kelelahan terhadap rentang beban efektif, meskipun ini hanya perkiraan terbaik. Oleh karena itu, rentang beban batas kelelahan didefinisikan memiliki probabilitas terlampaui selama masa pakai struktur sebesar 0,01%. Struktur dengan jutaan siklus kemungkinan akan mengalami rentang beban yang melebihi besaran ini ratusan kali, oleh karena itu, rentang beban batas kelelahan tidak sebesar beban ekstrem yang digunakan untuk memeriksa kekuatan ultimat. Rentang beban batas kelelahan diasumsikan sekitar dua kali rentang beban r_{mc} efektif dalam spesifikasi LRFD.

Ingat bahwa beban HS20 dengan faktor beban 0,75, yaitu beban HS15, didefinisikan sebagai beban efektif dalam Spesifikasi AASHTO LRFD. Oleh karena itu, Spesifikasi LRFD menyiratkan bahwa truk batas kelelahan adalah HS30. Perancang menghitung rentang tegangan menggunakan truk HS20 dengan faktor beban 0,75. Dengan memastikan bahwa rentang tegangan yang dihitung ini kurang dari setengah CAFL, spesifikasi AASHTO LRFD

seharusnya memastikan bahwa rentang tegangan dari lalu lintas variabel acak tidak akan melebihi CAFL lebih dari 0,01% dari waktu.

Rasio berat kotor kendaraan (GVW) efektif terhadap GVW truk batas kelelahan dalam spektrum terukur disebut dalam literatur sebagai "faktor alfa". (Pilihan nomenklatur yang kurang tepat ini tidak boleh disamakan dengan faktor alfa lain yang berkaitan dengan rasio rentang tegangan aktual pada jembatan terhadap rentang tegangan yang dihitung.) Spesifikasi LRFD menyiratkan bahwa alfa sama dengan 0,5.

Faktor alfa 0,5 yang tersirat dalam Spesifikasi LRFD tidak konsisten dengan temuan Laporan NCHRP 299 dan Spesifikasi Panduan untuk Desain Kelelahan Jembatan Baja, yang menyiratkan bahwa faktor alfa seharusnya lebih mendekati 0,33. Dengan alfa 0,33, truk batas kelelahan sekitar tiga kali lebih berat daripada truk kelelahan efektif, atau sekitar HS45. Temuan ini didasarkan pada analisis keandalan, perbandingan dengan pemeriksaan batas kelelahan AASHTO asli, tinjauan data WIM nasional, dan studi faktor alfa dari histogram tegangan terukur.

Menurut statistik histogram GVW, truk batas kelelahan HS45 ini hanya memiliki probabilitas melebihi batas sebesar 0,023% (sekitar 1 banding 5000), yang hampir konsisten dengan rekomendasi dari NCHRP 354 bahwa rentang tegangan batas kelelahan memiliki probabilitas melebihi batas kurang dari 1:10.000. Jika alfa 0,33 benar, rentang tegangan yang dihasilkan oleh truk kelelahan harus dibandingkan dengan $\frac{1}{3}$ CAFL daripada $\frac{1}{2}$. Truk batas kelelahan HS30 yang tersirat oleh ketentuan AASHTO LRFD jelas memiliki probabilitas melebihi batas yang jauh lebih tinggi.

Ketidakkonsistenan yang tampak pada tingkat melebihi batas kelelahan berat truk adalah disengaja dan merupakan hasil dari "kalibrasi" spesifikasi jembatan LRFD untuk memberikan persyaratan desain kelelahan yang serupa dengan spesifikasi sebelumnya. Tingkat kelebihan teoritis yang rendah dari berat truk batas kelelahan yang tersirat dalam kode LRFD digunakan karena dirasakan bahwa aspek lain dari proses desain terlalu konservatif, seperti asumsi dalam analisis struktural. Spesifikasi Panduan untuk Desain Kelelahan Jembatan Baja tampaknya menghasilkan perkiraan umur kelelahan yang terlalu konservatif jika dibandingkan dengan perilaku lapangan yang diamati. Akibatnya, Spesifikasi LRFD "dikalibrasi" agar sesuai dengan pengalaman lapangan yang ada.

Data beban gandar terukur menunjukkan beban gandar yang secara substansial melebihi beban gandar batas kelelahan 107 kN (setengah dari beban gandar tandem dari truk HS30) yang tersirat oleh Spesifikasi AASHTO LRFD. Bentuk spektrum beban gandar pada dasarnya sama dengan spektrum GVW; yaitu, faktor alfa sekitar 0,33. Faktor alfa ini menunjukkan bahwa beban gandar batas kelelahan dengan tingkat melebihi sekitar 1:10.000 akan sekitar 160 kN. Bahkan, data beban gandar terukur menunjukkan beban gandar melebihi 160 kN dalam beberapa kasus. Namun, beban gandar yang tepat untuk digunakan dalam spesifikasi desain umum sangat tidak pasti, karena spektrum beban gandar terukur sangat spesifik lokasi pada ujung ekstrem distribusi ini dan datanya sangat jarang.

Selain beban gandar batas kelelahan atau GVW, spektrum pembebanan lainnya tidak penting ketika menggunakan pendekatan umur tak terbatas. Selain itu, jumlah siklus yang

tepat tidak perlu diprediksi. Sebaliknya, hanya perlu menetapkan bahwa jumlah total siklus melebihi jumlah siklus yang terkait dengan CAFL. Oleh karena itu, tidak perlu mengetahui secara tepat perkiraan umur dek dan volume lalu lintas di masa mendatang. Dengan demikian, terlepas dari ketidakpastian dalam nilai yang tepat untuk beban gandar batas kelelahan, pendekatan umur tak terbatas jauh lebih sederhana daripada mencoba memperhitungkan kerusakan kumulatif dari seluruh distribusi beban gandar di masa mendatang, yang bahkan lebih tidak pasti.

Pendekatan umur tak terbatas bergantung pada CAFL sebagai parameter yang menentukan ketahanan kelelahan. Oleh karena itu, penekanan dalam pengujian kelelahan detail harus pada penentuan CAFL. Sayangnya, ada kebutuhan untuk pengujian tambahan untuk menentukan CAFL ini dengan lebih baik. Banyak nilai CAFL dalam Tabel 9.1 didasarkan pada penilaian daripada data pengujian spesifik pada rentang tegangan di dekat CAFL. Penelitian tambahan perlu dilakukan untuk menyelidiki validitas banyak CAFL.

Jelas, sebagian besar struktur menampung lalu lintas truk yang cukup untuk membenarkan pendekatan desain kelelahan umur tak terbatas, terutama untuk elemen dek. Misalnya, dengan asumsi umur 25 tahun dan detail Kategori C, dapat ditunjukkan bahwa ADTT maksimum yang diizinkan adalah sekitar 850 truk/hari jika jumlah siklus yang terkait dengan setengah CAFL sedikit terlampaui pada elemen dek. Dalam kebanyakan kasus, mendesain untuk umur kelelahan tak terbatas daripada mendesain untuk jumlah siklus yang terbatas hanya menambah sedikit biaya. Pendekatan umur tak terbatas ini juga baru-baru ini diterapkan dalam pengembangan spesifikasi desain kelelahan AASHTO untuk struktur pendukung rambu, sinyal, dan lampu yang dibebani angin dan sambungan ekspansi jembatan modular.

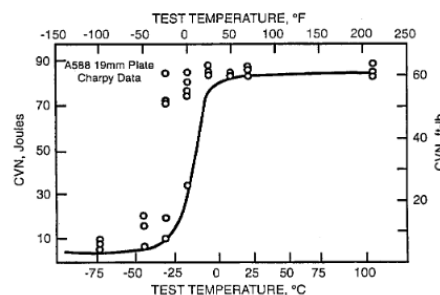
Dalam desain kelelahan elemen dek jembatan menurut spesifikasi AASHTO LRFD, rentang tegangan desain kelelahan diperoleh dari analisis statis di mana beban roda (setengah dari beban gandar) diterapkan secara bertahap. Ukuran tambalan beban dalam Spesifikasi LRFD dihitung dengan cara yang berbeda dari perhitungan dalam Spesifikasi Standar. Namun, dalam kedua metode tersebut, ukuran tambalan meningkat seiring dengan peningkatan beban, yang menghasilkan tekanan yang diterapkan pada permukaan dek kontinu yang kira-kira sama dengan tekanan ban truk tipikal (700 kPa). Dalam Spesifikasi AASHTO LRFD, tambalan memiliki lebar tetap 508 mm dan tekanan ban 860 kPa. Panjang tambalan meningkat seiring dengan peningkatan beban. Saat ini, spesifikasi LRFD tidak jelas mengenai bagaimana faktor beban harus digunakan dalam menghitung ukuran tambalan. Menggunakan faktor beban kekuatan dalam menghitung ukuran tambalan bukanlah hal yang konservatif, karena hal ini cenderung menyebarkan beban ke area yang lebih luas. Idealnya, tambalan untuk beban kelelahan harus dihitung berdasarkan beban batas HS30, meskipun akan lebih konservatif untuk menggunakan beban HS20 atau beban HS15 yang difaktorkan.

9.4 KETAHANAN TERHADAP PATAH

Seperti yang dijelaskan sebelumnya, pencegahan retak akibat kelelahan pada jembatan dianggap lebih penting daripada ketahanan terhadap patah. Namun, untuk komponen

struktural yang tidak mengalami pembebanan siklik yang signifikan, patah masih mungkin terjadi tanpa pertumbuhan retak akibat kelelahan sebelumnya. Batang tarik utama pada rangka bentang panjang adalah salah satu contohnya. Biasanya, ini akan terjadi ketika beban diterapkan untuk pertama kalinya selama konstruksi.

Tidak seperti kelelahan, perilaku patah sangat bergantung pada jenis dan tingkat kekuatan baja atau logam pengisi. Secara umum, ketangguhan patah ditemukan menurun seiring dengan meningkatnya kekuatan luluh suatu material, menunjukkan hubungan terbalik antara kedua sifat tersebut. Namun, dalam praktiknya, ketangguhan patah lebih kompleks daripada yang tersirat oleh hubungan sederhana ini karena baja dengan tingkat kekuatan yang serupa dapat memiliki tingkat ketangguhan patah yang sangat bervariasi.



Gambar 9.10 Kurva Transisi Energi Charpy Untuk Baja Struktural A588 Grade 50 (Kekuatan Luluh 350 MPa).

Baja menunjukkan transisi dari perilaku patah getas ke ulet seiring peningkatan suhu. Misalnya, Gambar 9.10 menunjukkan plot energi yang dibutuhkan untuk mematahkan spesimen uji impak CVN dari baja struktural A588 pada berbagai suhu. Hasil ini tipikal untuk baja struktural canai panas biasa. Fenomena transisi yang ditunjukkan pada Gambar 9.10 adalah hasil dari perubahan pada mode patah mikrostruktural yang mendasarinya.

Ada tiga jenis patah dengan perilaku yang berbeda:

1. Patah getas dikaitkan dengan pembelahan butiran individu pada bidang kristalografi tertentu. Jenis patah ini terjadi pada ujung bawah rentang suhu, meskipun perilaku getas dapat bertahan hingga titik didih air pada beberapa material dengan ketangguhan rendah. Bagian dari rentang suhu ini disebut rak bawah karena ketangguhan minimum cukup konstan hingga suhu transisi. Patahan getas dapat dianalisis dengan mekanika patahan elastis linier karena plastisitas yang terjadi dapat diabaikan.
2. Patahan rentang transisi terjadi pada suhu antara rak bawah dan rak atas dan dikaitkan dengan campuran patahan belahan dan patahan berserat pada skala mikrostruktural. Karena campuran mekanisme mikro, patahan rentang transisi ditandai dengan variabilitas yang sangat besar.
3. Patahan ulet dikaitkan dengan proses inisiasi, pertumbuhan, dan koalesensi rongga pada skala mikrostruktural, suatu proses yang membutuhkan energi yang substansial. Ujung atas rentang suhu ini disebut sebagai rak atas karena tingkat ketangguhan stabil

dan pada dasarnya konstan untuk suhu yang lebih tinggi. Patahan ulet juga disebut patahan berserat karena tampilan permukaan patahan yang berserat, atau patahan geser karena bibir geser miring yang biasanya besar pada permukaan patahan.

Baja struktural biasa seperti A36 atau A572 biasanya hanya digulung panas, sedangkan untuk mencapai ketangguhan yang sangat tinggi, baja harus digulung terkontrol, yaitu digulung pada suhu yang lebih rendah, atau harus menerima beberapa perlakuan panas tambahan seperti normalisasi. Berbeda dengan logam las, biaya baja merupakan bagian utama dari total biaya. Biaya baja dengan ketangguhan tinggi belum terbukti sepadan untuk sebagian besar jembatan, sedangkan biaya logam pengisi dengan ketangguhan tinggi mudah dibenarkan. Baja yang digulung panas, yang mengalami patahan di daerah transisi pada suhu layanan terendah, memiliki ketangguhan yang cukup untuk kinerja yang dibutuhkan sebagian besar bangunan dan jembatan yang dilas.

Spesifikasi ASTM untuk baja jembatan (A709) menetapkan tingkat energi uji dampak CVN minimum. Baja struktural yang ditentukan oleh A36, A572, atau A588, tanpa spesifikasi tambahan, tidak memerlukan uji Charpy. Hasil uji CVN, energi dampak, sering disebut sebagai nilai "ketangguhan takik".

Tabel 9.2 Persyaratan Minimum Uji Dampak Charpy untuk Jembatan dan Bangunan

Material	Minimum Service Temperature		
	-18°C, J@°C	-34°C, J@°C	-51°C, J@°C
Steel: nonfracture-critical members ^{a,b}	20@21	20@4	20@-12
Steel: fracture-critical members ^{a,b}	34@21	34@4	34@-12
Weld metal for nonfracture critical ^a	27@-18	27@-18	27@-29
Weld metal for fracture critical ^{a,b}	34@-29 for all service temperatures		

- Persyaratan ini berlaku untuk baja las dengan kekuatan luluh minimum yang ditentukan hingga 350 MPa hingga ketebalan 38 mm. Anggota kritis patah didefinisikan sebagai anggota yang jika patah akan mengakibatkan runtuhnya jembatan.
- Persyaratan ini hanya berlaku untuk anggota yang dikenai tegangan atau tegangan akibat lentur.

Spesifikasi CVN bekerja dengan memastikan bahwa transisi dari patah getas ke patah ulet terjadi pada suhu tertentu yang lebih rendah dari suhu layanan. Persyaratan ini memastikan bahwa patah getas tidak akan terjadi selama retakan besar tidak berkembang. Karena uji Charpy relatif mudah dilakukan, kemungkinan besar uji ini akan terus menjadi ukuran ketangguhan yang digunakan dalam spesifikasi baja. Seringkali 34 J (25 ft-lbs), 27 J (20 ft-lbs), atau 20 J (15 ft-lbs) ditentukan pada suhu tertentu. Tujuan dari penentuan angka-angka ini sama, yaitu untuk memastikan bahwa transisi dimulai di bawah suhu ini.

Beberapa persyaratan ketangguhan Charpy untuk baja dan logam las untuk jembatan dibandingkan dalam Tabel 9.2. Tabel ini disederhanakan dan tidak mencakup semua persyaratan. Perhatikan bahwa spesifikasi baja jembatan memerlukan CVN pada suhu yang

38°C lebih tinggi dari suhu layanan minimum. “Pergeseran suhu” ini memperhitungkan efek laju regangan, yang lebih rendah pada pembebanan layanan jembatan (sekitar 10–3) daripada pada uji Charpy (lebih besar dari 101). Dimungkinkan untuk mengukur ketangguhan menggunakan spesimen Charpy yang dibebani pada laju regangan yang karakteristik untuk jembatan, yang disebut laju regangan menengah, meskipun pengujiannya lebih sulit dan hasilnya lebih bervariasi. Ketika energi CVN dari laju regangan menengah diplot sebagai fungsi suhu, transisi terjadi pada suhu sekitar 38°C lebih rendah untuk material dengan kekuatan luluh hingga 450 MPa.

Seperti yang ditunjukkan pada Tabel 9.2, spesifikasi Kode Pengelasan Jembatan AWS D1.5 untuk ketangguhan logam las lebih menuntut daripada spesifikasi untuk logam dasar. Margin tambahan ketangguhan retak pada logam las masuk akal karena logam las selalu merupakan lokasi diskontinuitas dan tegangan sisa tarik tinggi. Karena biaya logam pengisi relatif kecil dibandingkan dengan biaya keseluruhan material, biasanya sepadan dengan biaya untuk mendapatkan logam pengisi dengan ketangguhan tinggi.

Persyaratan CVN minimum biasanya cukup untuk memastikan toleransi kerusakan, yaitu, untuk memungkinkan retakan tumbuh cukup lama sebelum terjadi patahan. Retakan kelelahan tumbuh dengan laju yang meningkat secara eksponensial; oleh karena itu, sebagian besar umur kelelahan terjadi saat retakan masih sangat kecil. Ketangguhan retak tambahan, lebih besar dari nilai minimum yang ditentukan, akan memungkinkan retakan tumbuh hingga ukuran yang lebih besar sebelum terjadi patahan mendadak. Namun, retakan tumbuh begitu cepat di akhir masa pakai sehingga ketangguhan tambahan mungkin hanya meningkatkan umur pakai secara tidak signifikan. Oleh karena itu, spesifikasi tingkat ketangguhan yang melebihi tingkat minimum ini biasanya tidak sebanding dengan peningkatan biaya material.

Keretakan pada sambungan baja yang terjadi pada gempa Northridge tahun 1994 adalah contoh dari apa yang dapat terjadi jika tidak ada spesifikasi ketangguhan logam pengisi. Pada saat itu, tidak ada persyaratan untuk ketangguhan logam las dalam AWS D1.1 untuk bangunan, bahkan untuk rangka momen baja las seismik (WSMF). Kurangnya persyaratan ini dibenarkan karena biasanya endapan las memiliki ketangguhan yang lebih tinggi daripada logam dasar. Namun, ini tidak selalu demikian; misalnya, las busur inti fluks terlindung sendiri (FCAW-S) yang digunakan di banyak WSMF yang retak pada gempa Northridge dilaporkan memiliki ketangguhan yang sangat rendah.

ASTM A673 memiliki spesifikasi untuk frekuensi pengujian Charpy. Frekuensi H membutuhkan satu set tiga spesimen CVN untuk diuji dari satu lokasi untuk setiap heat atau sekitar 50 ton. Pengujian ini dapat dilakukan pada pelat dengan ketebalan hingga 9 mm berbeda dari ketebalan produk jika digulung dari heat yang sama. Frekuensi P membutuhkan satu set tiga spesimen untuk diuji dari salah satu ujung setiap pelat, atau dari satu bentuk dalam setiap 15 ton bentuk tersebut. Untuk baja jembatan, spesifikasi AASHTO mensyaratkan pengujian CVN pada frekuensi H sebagai minimum. Untuk elemen kritis patahan, spesifikasi panduan mensyaratkan pengujian CVN pada frekuensi P . Dalam spesifikasi AISC, pengujian CVN diperlukan pada frekuensi P untuk pelat tebal dan penampang jumbo. Lokasi pengujian

husus di inti penampang jumbo ditentukan, serta persyaratan bahwa penampang yang diuji diproduksi dari bagian atas ingot.

Bahkan frekuensi pengujian P mungkin tidak cukup untuk baja struktural yang digulung. Dalam laporan terbaru untuk NCHRP, data CVN diperoleh dari berbagai lokasi pada pelat baja jembatan. Data menunjukkan bahwa karena variabilitas ekstrem dalam CVN di seluruh pelat yang digulung, ada kemungkinan untuk melewati area pelat yang berpotensi rapuh jika hanya satu lokasi per pelat yang diambil sampelnya. Untuk pelat yang diberi perlakuan panas normalisasi, variabilitas yang berlebihan dihilangkan.

Cara kuantitatif untuk memprediksi patahan rapuh tersedia, yaitu mekanika patahan. Perhitungan patahan kuantitatif ini biasanya tidak dilakukan dalam desain, tetapi sering digunakan dalam layanan untuk menilai cacat tertentu. Namun, akurasi prediksi patahan ini paling baik hanya sekitar plus atau minus 30%. Beberapa faktor yang berkontribusi pada kurangnya akurasi ini meliputi (1) variabilitas sifat material; (2) perubahan nilai ketangguhan nyata dengan perubahan ukuran dan geometri spesimen uji; (3) perbedaan ketangguhan dan kekuatan zona las; (4) tegangan sisa yang kompleks; (5) gradien tegangan tinggi di sekitar retakan akibat konsentrasi tegangan; dan (6) perilaku retakan pada struktur kompleks pelat yang saling berpotongan hasil pengelasan.

9.5 RINGKASAN

1. Elemen struktural di mana beban hidup merupakan persentase besar dari total beban berpotensi rentan terhadap kelelahan. Banyak faktor dalam fabrikasi dapat meningkatkan potensi kelelahan termasuk takik, ketidaksejajaran, dan diskontinuitas geometris lainnya, pemotongan termal, desain sambungan las (terutama batang penahan), tegangan sisa, evaluasi non-destruktif dan cacat las, las yang saling berpotongan, dan lubang akses las yang tidak memadai. Prosedur desain kelelahan dalam Spesifikasi AASHTO didasarkan pada pengendalian rentang tegangan dan pengetahuan tentang kekuatan kelelahan dari berbagai detail. Dengan menggunakan spesifikasi ini, dimungkinkan untuk mengidentifikasi dan menghindari detail yang diperkirakan memiliki kekuatan kelelahan rendah.
2. Metode desain kelelahan yang disederhanakan untuk umur tak terbatas dibenarkan karena ketidakpastian dalam memprediksi pembebanan di masa depan pada suatu struktur. Filosofi desain kelelahan umur tak terbatas mensyaratkan bahwa pada dasarnya semua rentang tegangan kurang dari CAFL. Salah satu keuntungan dari pendekatan ini untuk struktur dengan riwayat tegangan yang kompleks adalah tidak perlu memprediksi secara akurat seluruh distribusi rentang tegangan di masa depan. Prosedur desain kelelahan hanya membutuhkan pengetahuan tentang rentang tegangan dengan tingkat melebihi 1:10.000. Pendekatan umur tak terbatas bergantung pada CAFL sebagai parameter yang menentukan ketahanan kelelahan. Oleh karena itu, penekanan dalam pengujian kelelahan detail harus pada pendefinisian CAFL. Penelitian tambahan harus dilakukan untuk menyelidiki validitas banyak CAFL dalam spesifikasi saat ini.

- 
3. Sambungan las dan lubang, potongan, blok, atau potongan yang dipotong secara termal berpotensi rentan terhadap patah getas. Banyak variabel desain yang saling terkait dapat meningkatkan potensi patah getas termasuk kurangnya redundansi, gaya dan momen besar dengan laju pembebanan dinamis, anggota tebal, diskontinuitas geometris, dan kendala tinggi pada sambungan. Suhu rendah dapat menjadi faktor untuk struktur yang terpapar. Faktor-faktor yang disebutkan di atas yang memengaruhi potensi kelelahan memiliki efek serupa pada potensi patah. Selain itu, pengerjaan dingin, pelurusan dengan api, masukan panas pengelasan, dan urutan pengelasan juga dapat memengaruhi potensi terjadinya patahan. Spesifikasi AASHTO mensyaratkan nilai minimum CVN “ketangguhan takik” pada suhu tertentu untuk logam dasar dan logam las dari elemen yang diberi beban tarik atau tarik akibat lentur. Hampir dua dekade pengalaman dengan spesifikasi jembatan ini telah membuktikan bahwa spesifikasi tersebut berhasil mengurangi jumlah patahan getas secara signifikan.

BAB 10

STATISTIK BERAT BAJA JEMBATAN JALAN RAYA

10.1 PENDAHULUAN

Dalam bab ini, sebuah basis data jembatan jalan raya baja dibentuk untuk menilai desain dengan menganalisisnya secara statistik. Tidak ada dua jembatan yang merupakan replika persis satu sama lain karena variasi kondisi lokasi yang tak terbatas. Setiap jembatan memenuhi kondisi tanah, lalu lintas, ekonomi, dan estetika tertentu. Bentuk struktural, kondisi penyangga, panjang, lebar, dan jarak antar balok, jalur pejalan kaki, dan material, semuanya bergantung pada kombinasi unik dari kriteria desain. Bahkan jika kriteria yang ditetapkan identik, jembatan akhir tidak, karena secara alami mencerminkan niat individu dari perancang yang berbeda. Oleh karena itu, berat baja merupakan minat utama bagi para insinyur.

Berat baja jembatan jalan raya adalah salah satu faktor terpenting dari banyak faktor yang memengaruhi proyek konstruksi jembatan. Berat tersebut memberikan indikasi yang baik tentang fitur struktural, ekonomi, dan keselamatan jembatan. Secara umum, berat dinyatakan sebagai gaya per satuan luas permukaan jalan (tonf/m^2 atau kN/m^2). Distribusi stokastik berat mencakup banyak faktor berpengaruh pada desain yang menyebabkan sebaran. Analisis sebaran ini dapat menunjukkan karakteristik jembatan. Sebagai aturan umum, jembatan sederhana lebih ringan daripada jembatan yang lebih kompleks, jembatan dengan margin keamanan tinggi lebih berat, dan konstruksi komposit menghasilkan jembatan yang lebih ringan secara keseluruhan. Dengan demikian, perancang mendapatkan wawasan tentang karakteristik jembatan. Karena desain jembatan juga membutuhkan perkiraan berat baja terlebih dahulu, data yang dikumpulkan di sini sangat berguna.

Di Jepang, banyak jembatan baja telah dibangun dalam beberapa dekade terakhir. Berat baja yang digunakan dalam jembatan-jembatan ini telah dikumpulkan ke dalam satu basis data. Jembatan-jembatan tersebut semuanya buatan Jepang, tetapi insinyur dari negara lain menggunakan pertimbangan struktural dan ekonomi yang serupa dan dapat memanfaatkannya dalam desain mereka. Dalam bab ini, kriteria desain Jepang disajikan terlebih dahulu. Beban hidup dan sifat material dijelaskan secara rinci untuk memperjelas perbedaan yang mungkin diperhatikan oleh negara lain. Kemudian, basis data komputer dijelaskan dan digunakan untuk membuat perbandingan antara balok pelat dan balok kotak, jembatan rangka dan jembatan struktur rangka, jembatan tumpuan sederhana dan jembatan tumpuan kontinu, dek pelat beton bertulang dan dek baja, dan banyak lagi.

10.2 KRITERIA DESAIN

1. Beban Hidup

Kekuatan yang dibutuhkan agar jembatan dapat menahan beban sangat bergantung pada beban hidup, dan beban hidup umumnya berbeda dari satu negara ke negara lain. Karena informasi berat yang digunakan di sini mengikuti spesifikasi Jepang, maka spesifikasi tersebutlah yang akan dijelaskan. Versi terakhir spesifikasi desain jembatan diterbitkan pada

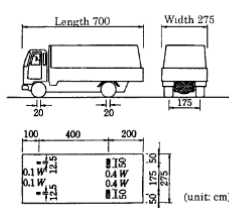
tahun 1996 , dan didasarkan pada berat truk 25 ton (245 kN). Namun, jembatan yang dipelajari di sini dirancang menggunakan versi kode yang lama , dan karenanya menggunakan beban truk 20 ton (196 kN).

Beban hidup 20 ton (TL-20) memiliki dua bentuk seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.1a. Beban T digunakan untuk mendesain komponen lokal seperti pelat atau sistem lantai dan beban L digunakan untuk komponen global seperti balok utama. Beban T adalah beban roda yang terkonsentrasi dan beban L dibagi lagi. Beban yang terdistribusi sebagian (disebabkan oleh truk) dan beban yang terdistribusi sepanjang jembatan (sesuai dengan beban lalu lintas rata-rata) membentuk beban L. Sebagian besar jembatan dirancang untuk TL-20, tetapi pada rute, seperti yang dekat dengan pelabuhan, beban truk yang berat diperkirakan akan terjadi dan jembatan tersebut dirancang untuk TT-43 (Gambar 10.1b). Dalam basis data ini, perbedaan tersebut tidak dipertimbangkan.

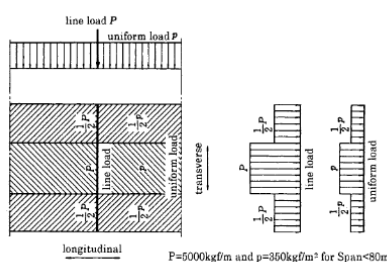
Ketika sebuah jembatan memiliki jalur samping untuk lalu lintas pejalan kaki, dan beban hidup (beban kerumunan) kecil dibandingkan dengan beban lalu lintas kendaraan, biasanya dibutuhkan lebih sedikit baja. Namun, perbedaan berat untuk jalur pejalan kaki dan kendaraan tidak dipertimbangkan dalam basis data ini. Luas permukaan trotoar dianggap sama beratnya dengan luas di jalur kendaraan.

2. Material

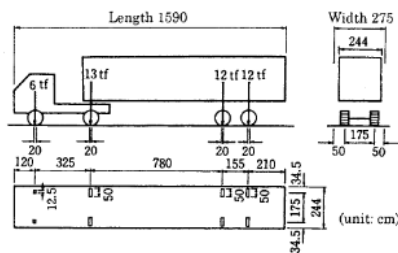
Kekuatan baja sangat bervariasi. Baja lunak mungkin memiliki kekuatan luluh sekitar 235N/mm^2 dan umumnya digunakan dalam desain jembatan, tetapi kekuatan yang lebih tinggi yaitu 340 atau 450N/mm^2 juga digunakan, seringkali pada jembatan besar. Berbagai kekuatan baja dipertimbangkan dalam penelitian ini. Jelas, ketika baja dengan kekuatan lebih tinggi digunakan, berat baja yang dibutuhkan akan berkurang. Namun, perbedaan tingkat kekuatan baja tidak dibedakan dalam basis data. Karena pemilihan tingkat kekuatan dilakukan dengan mempertimbangkan rasionalitas desain, hal itu umumnya akan menghasilkan keputusan yang serupa untuk banyak jembatan. Dengan kata lain, desain jembatan yang serupa menentukan kekuatan material yang serupa. Pengaruh kekuatan dengan demikian secara implisit dimasukkan dalam basis data.



(a)

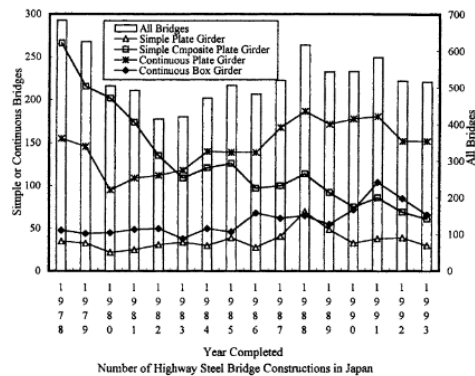


(b)



(c)

Gambar 10.1 Beban Hidup (TL-20). (a) Beban T ($W = 20$ tf); (b) Beban L; (c) TT-43 ($W = 43$ tf).



Gambar 10.2 Jumlah Konstruksi Jembatan Baja Jalan Raya Di Jepang.

10.3 BASIS DATA BERAT BAJA

Asosiasi Konstruksi Jembatan Baja Jepang (JASBC) menerbitkan laporan tahunan tentang konstruksi jembatan baja. Informasi tentang berat baja diambil dari laporan-laporan ini selama periode 15 tahun (dari tahun 1978 hingga 1993). Basis data dikumpulkan menggunakan komputer pribadi. Berat dinyatakan dalam satuan intensitas per satuan luas permukaan jalan (tonf/m^2). Tabel 10.1 menunjukkan jumlah data yang tersedia untuk setiap tahun yang berkaitan dengan berbagai jenis jembatan. Jika data yang cukup tersedia untuk melakukan analisis statistik yang andal, data baru digunakan. Jika sampel tahunan kecil, semua data disertakan.

Data dalam Tabel 10.1 diplot dalam Gambar 10.2, yang juga menunjukkan jumlah jembatan baja yang dibangun di Jepang. Dari Gambar 10.2, dapat dilihat bahwa sekitar 500 jembatan baja dibangun setiap tahun. Kecenderungan tipe struktur juga dapat dilihat: balok pelat komposit yang ditopang sederhana secara bertahap digantikan oleh balok menerus. Hal ini dapat dijelaskan karena sambungan ekspansi merusak perkerasan dan menyebabkan kendaraan menimbulkan kebisingan saat melewati sambungan tersebut.

10.4 STATISTIK BERAT BAJA

Distribusi berat untuk berbagai jenis jembatan ditunjukkan pada Gambar 10.3 hingga 10.13. Berat diplot terhadap panjang bentang yang menunjukkan panjang yang berlaku untuk jenis jembatan. Pada gambar, nilai rata-rata ditunjukkan oleh garis dan kurva parabola; persamaannya diberikan pada Tabel 10.2.

1. Jembatan Balok Pelat Nonkomposit yang Ditopang Sederhana

Pada Gambar 10.3, distribusi untuk jembatan balok pelat yang ditopang sederhana dengan pelat beton bertulang (RC) dan dek baja ditunjukkan. Berat baja sangat bervariasi, dari mana kita dapat menyelidiki kekhasan jembatan tersebut.

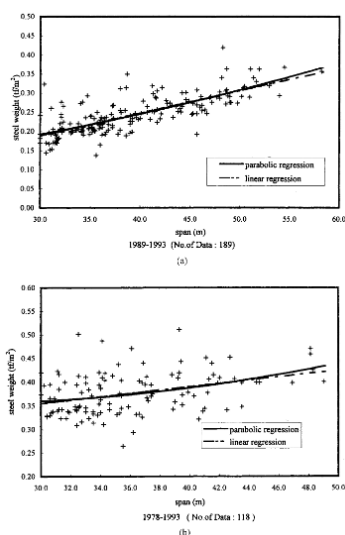
Tabel 10.1 Jumlah Data Masukan

Jenis Jembatan	Tahun Selesai																
	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	Total
Gelagar plat sederhana	35	33	22	25	31	34	30	39	28	41	70	49	33	38	39	30	577
Gelagar plat sederhana (lantai baja)	6	2	5	4	6	9	6	8	9	11	12	9	14	5	4	8	118
Gelagar plat komposit sederhana	266	216	202	174	135	109	121	126	97	100	114	92	75	86	69	61	2043
Gelagar kotak sederhana	30	29	34	24	24	12	29	33	24	36	41	36	35	40	32	44	503
Gelagar kotak sederhana (lantai baja)	15	12	6	6	4	7	6	10	16	5	16	14	14	21	20	28	200
Gelagar kotak komposit sederhana	42	36	18	23	9	13	10	13	12	17	21	18	11	8	6	10	267
Gelagar plat menerus	155	146	95	109	112	118	140	139	139	168	187	172	178	180	147	150	2335
Gelagar plat menerus (lantai baja)	0	4	4	0	0	5	6	6	6	1	4	5	6	5	0	2	54
Gelagar kotak menerus	48	44	45	49	50	38	50	46	68	62	65	55	72	104	85	66	947
Gelagar kotak menerus (lantai baja)	9	18	19	16	11	16	19	24	23	17	25	20	23	27	28	42	337
Rangka batang sederhana	16	26	15	7	11	16	11	14	9	15	15	10	17	8	10	11	211
Rangka batang menerus	10	13	9	10	0	6	12	8	6	12	7	6	12	5	6	2	124
Pelengkung Langer	19	12	8	12	7	10	7	12	4	5	3	7	5	4	8	11	134
Pelengkung Langer Berangka	2	9	4	5	2	2	0	3	2	1	5	2	4	1	4	1	47
Pelengkung Lohse	11	12	12	10	9	11	11	8	19	7	8	11	13	17	17	7	183
Pelengkung Nielsen Lohse	2	0	0	0	1	4	4	2	4	3	4	5	5	7	5	7	53
Portal kaku (Rahmen)	16	12	5	15	3	9	8	10	10	12	17	15	10	8	14	18	182
Portal kaku (tipe π)	3	6	4	6	4	4	4	5	2	5	6	6	7	6	8	7	83
Jembatan busur	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4	3	4	2	15
Jembatan kabel (lantai baja)	0	0	2	2	0	2	1	5	4	5	2	4	5	5	5	6	48
Total Keseluruhan	685	630	509	497	419	425	475	511	482	523	622	538	543	578	511	513	8461

Tabel 10.2 Koefisien Persamaan Regresi

Jenis Jembatan	$\alpha (\times 10^{-2})$	b	Deviasi Standar (1)	$\alpha (\times 10^{-4})$	$\beta (\times 10^{-2})$	γ	Deviasi Standar (2)	Tahun	Jumlah Data	Koefisien Korelasi	No. Gbr.
Gelagar plat sederhana	0,5866	0,0124	0,0325	0,4621	0,2075	0,0881	0,0324	1989 – 1993	189	0,758	10.3a
Gelagar plat sederhana (lantai baja)	0,3504	0,2499	0,0420	0,1228	-0,5853	0,4252	0,0419	1978 – 1993	118	0,353	10.3b
Gelagar plat komposit sederhana	0,6084	-0,0306	0,0249	0,3824	0,2985	0,0307	0,0249	1989 – 1993	383	0,830	10.4
Gelagar kotak sederhana	0,5917	0,0778	0,0410	0,4350	0,1488	0,1866	0,0409	1989 – 1993	187	0,803	10.5a
Gelagar kotak sederhana (lantai baja)	0,3019	0,2738	0,0709	0,0616	0,2303	0,2930	0,0709	1978 – 1993	200	0,556	10.5b
Gelagar kotak komposit sederhana	0,4765	0,1007	0,0412	0,3329	0,1290	0,1887	0,0411	1981 – 1993	171	0,714	10.6
Gelagar plat menerus	0,3729	0,0533	0,0331	-0,3092	0,6425	-0,0035	0,0330	1991 – 1993	477	0,653	10.7a
Gelagar plat menerus (lantai baja)	0,2329	0,2464	0,0484	-0,2413	0,4482	0,2022	0,0481	1978 – 1993	54	0,508	10.7b
Gelagar kotak menerus	0,3029	0,1510	0,0499	0,0099	0,2906	0,1546	0,0499	1989 – 1993	382	0,665	10.8a
Gelagar kotak menerus (lantai baja)	0,1516	0,3110	0,0634	0,0213	0,1080	0,3307	0,0633	1978 – 1993	337	0,593	10.8b
Rangka batang sederhana	0,2993	0,1421	0,0504	0,3711	-0,2355	0,3284	0,0493	1978 – 1993	211	0,592	10.9a
Rangka batang menerus	0,2221	0,1633	0,0602	0,0959	0,4830	0,0257	0,0567	1978 – 1993	124	0,799	10.9b
Pelengkung Langer	0,2907	0,1433	0,0632	-0,0135	0,3140	0,1338	0,0632	1978 – 1993	134	0,675	10.10a
Pelengkung Langer Berangka	0,2696	0,1700	0,0609	0,1693	-0,1173	0,3794	0,0592	1978 – 1993	47	0,741	10.10b
Pelengkung Lohse	0,2372	0,1956	0,0942	0,0110	0,2128	0,2076	0,0941	1978 – 1993	183	0,676	10.11a

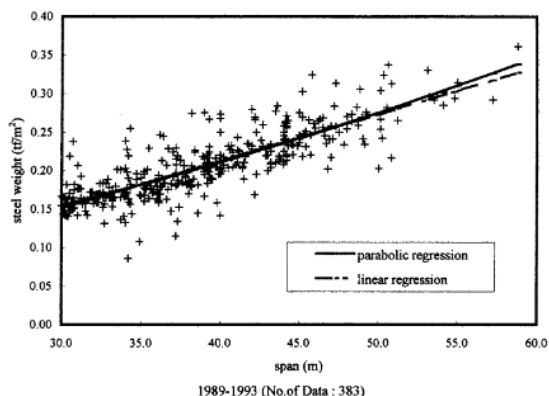
Pelengkung Nielsen	0,2372	0,1956	0,1019	0,0110	0,2128	0,2076	0,1018	1978 – 1993	53	0,735	10.11b
Lohse											
Portal kaku (Rahmen)	0,4326	0,0542	0,0737	0,4399	-0,1004	0,2024	0,0711	1978–1993	182	0,659	10.14a
Portal kaku (tipe π)	0,4982	0,0050	0,0555	0,2477	0,1528	0,1160	0,0544	1978–1993	83	0,813	10.14b
Jembatan kabel (lantai baja)	0,2102	0,2944	0,2056	0,0407	-0,0014	0,4736	0,1937	1978–1993	48	0,784	10.15
Persamaan(tf/m ²)	$aL + b \dots (1)$			$\alpha L^2 + \beta L + \dots (2)$				$L = span(m)$			



Gambar 10.3 Balok Pelat Nonkomposit Sederhana. (a) Pelat Dek Beton Bertulang; (b) Dek Baja.

2. Jembatan Balok Pelat Komposit yang Ditopang Sederhana

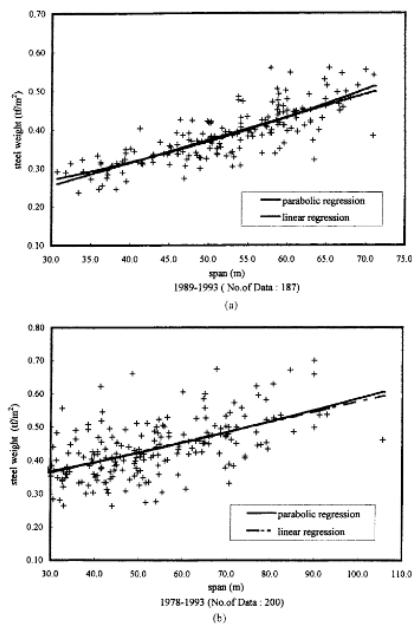
Distribusi untuk jembatan balok pelat komposit yang ditopang sederhana ditunjukkan pada Gambar 10.4. Karena banyak jembatan jenis ini dibangun setiap tahun, hanya data 4 tahun yang digunakan (1989 hingga 1993).



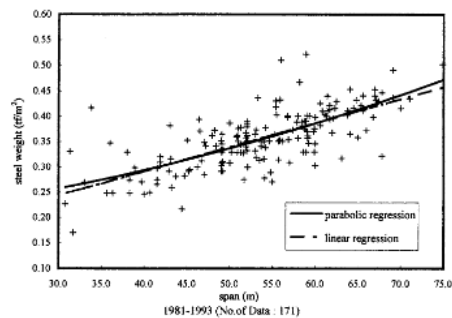
Gambar 10.4 Balok Pelat Komposit Sederhana.

3. Jembatan Balok Kotak dengan Tumpuan Sederhana

Distribusi untuk jembatan balok kotak dengan tumpuan sederhana (nonkomposit) untuk pelat beton bertulang dan dek baja diplot pada Gambar 10.5. Jembatan dek baja menunjukkan variasi yang lebih besar daripada jembatan dek beton bertulang. Jembatan balok kotak komposit dengan tumpuan sederhana diplot pada Gambar 10.6.



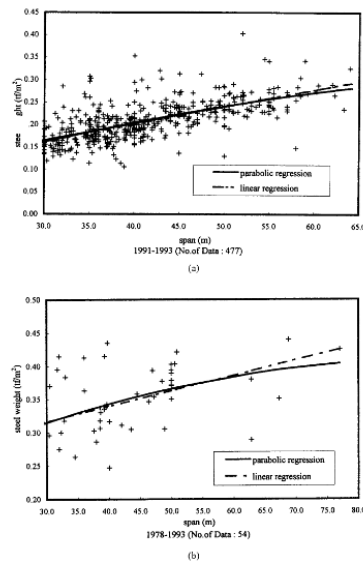
Gambar 10.5 Balok Kotak Nonkomposit Sederhana. (a) Dek Pelat Beton Bertulang; (b) Dek Baja.



Gambar 10.6 Balok Kotak Komposit Sederhana.

4. Jembatan Balok Pelat yang Ditopang Secara Kontinu

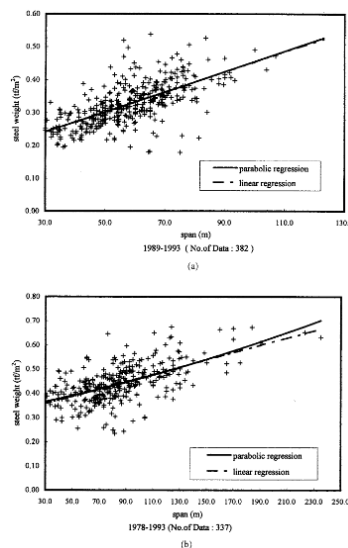
Baru-baru ini, jembatan kontinu semakin populer karena cacat yang disebabkan oleh sambungan ekspansi dapat dihindari. Berat baja untuk jembatan kontinu dengan dek pelat beton bertulang (nonkomposit) yang dibangun dalam 3 tahun 1991 hingga 1993 dan dengan dek baja yang dibangun dalam 15 tahun 1978 hingga 1993 diplot pada Gambar 10.7. Dek baja hanya memiliki sedikit data dan menunjukkan sebaran yang luas.



Gambar 10.7 Balok Pelat Kontinu. (a) Dek Pelat Beton Bertulang; (b) Dek Baja.

5. Jembatan Balok Kotak yang Ditopang Secara Kontinu

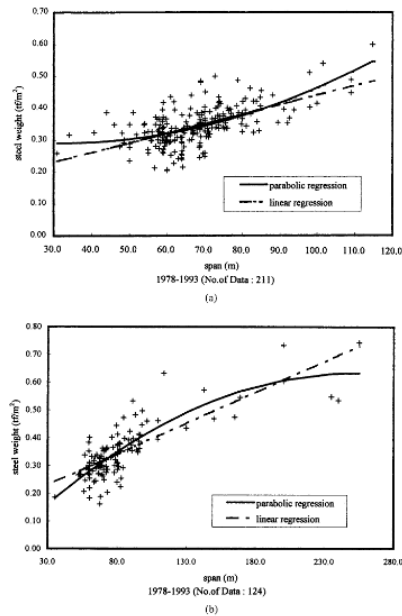
Gambar 10.8 menunjukkan distribusi untuk jembatan balok kotak kontinu dengan dek pelat beton bertulang dan dek baja. Tipe ini memiliki sebaran yang relatif lebar. Dapat dilihat bahwa panjang bentang yang berlaku untuk jembatan dek baja (Gambar 10.8b) jauh lebih panjang daripada jembatan dek pelat beton bertulang (Gambar 10.8a).



Gambar 10.8 Balok Kotak Kontinu. (a) Pelat Dek Beton Bertulang; (b) Dek Baja.

6. Jembatan Rangka

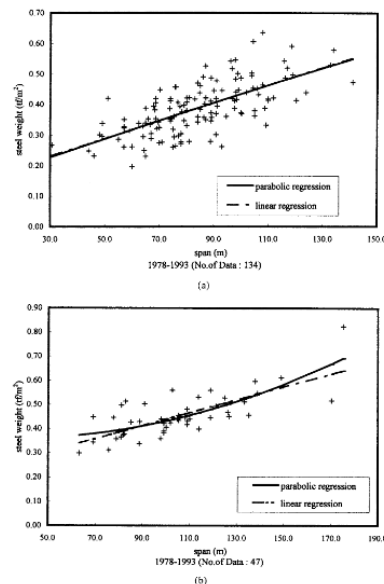
Gambar 10.9 adalah untuk jembatan rangka yang ditopang sederhana dan kontinu. Data terkumpul pada panjang bentang sedang sehingga prediksi berat jembatan rangka untuk bentang pendek atau panjang menjadi tidak akurat.



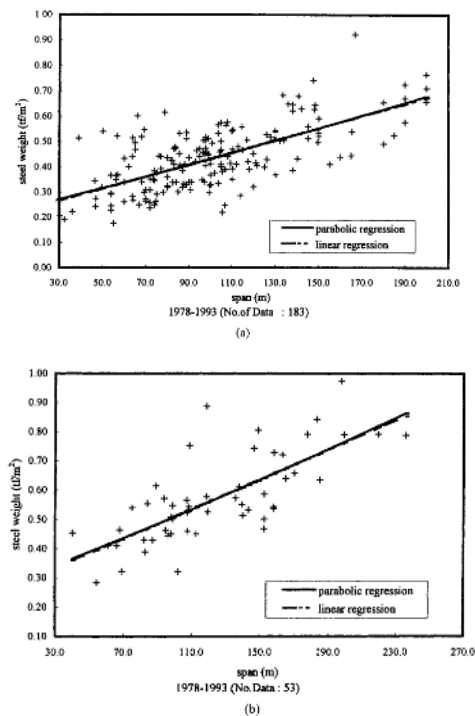
Gambar 10.9 Jembatan Rangka. (a) Rangka Sederhana; (b) Rangka Kontinu.

7. Jembatan Lengkung

Gambar 10.10 dan 10.11 adalah distribusi untuk dua jenis lengkung; jembatan Langer dan jembatan Lohse. Diasumsikan dalam analisis struktural bahwa rusuk lengkung jembatan Lohse menahan momen lentur, gaya geser, dan kompresi aksial sedangkan jembatan Langer hanya menahan kompresi aksial. Pada jembatan Langer, balok utama diperkuat oleh rusuk lengkung melalui anggota vertikal. Jembatan Langer rangka menggunakan anggota diagonal untuk tujuan yang sama.

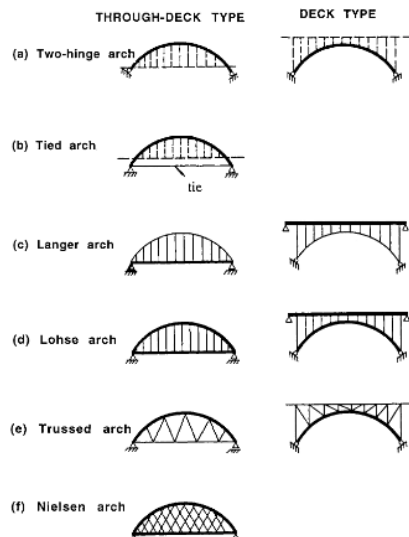


Gambar 10.10 Jembatan Langer. (a) Langer; (b) Langer Rangka.



Gambar 10.11 Jembatan Lohse. (a) Lohse; (b) Nielsen Lohse.

Jembatan Lohse juga memiliki elemen vertikal di antara lengkungan dan balok utama, tetapi jembatan Lohse Nielsen hanya memiliki batang tipis yang hanya menahan tegangan dan membentuk jaring. Jenis-jenis jembatan lengkung diilustrasikan pada Gambar 10.12.

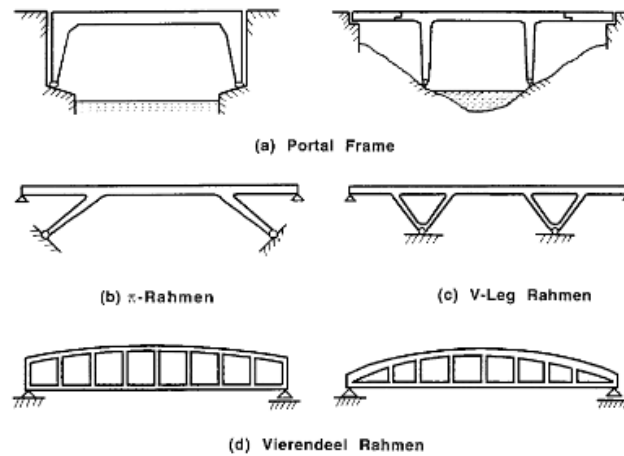


Gambar 10.12 Jenis-Jenis Jembatan Lengkung. (a) Dua Engsel; (b) Terikat; (c) Langer; (d) Lohse; (e) Rangka; (f) Nielson.

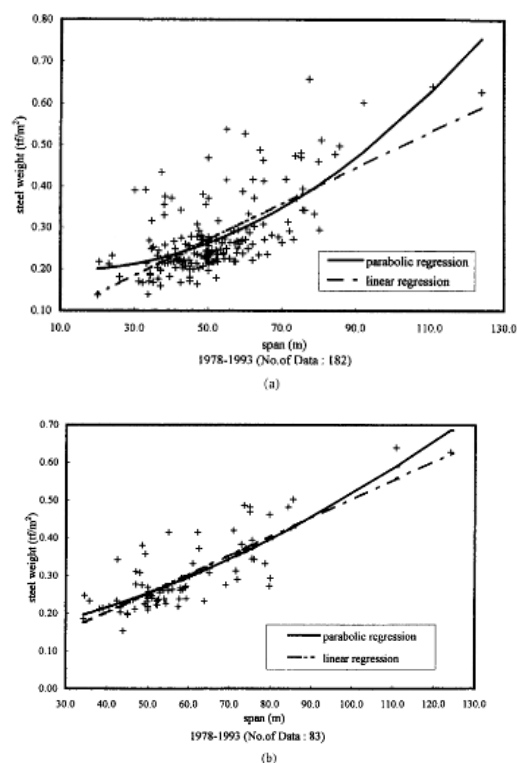
8. Jembatan Rahmen (Rangka Kaku)

Jembatan Rahmen adalah struktur rangka di mana semua elemen menanggung momen lentur dan gaya aksial serta geser. Terdapat banyak variasi bentuk struktur untuk jenis

konstruksi ini seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.13. Gambar 10.14 menunjukkan distribusi berat untuk π –Rahmen tipikal dan jenis lainnya.



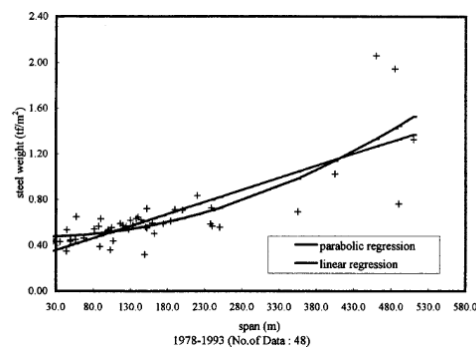
Gambar 10.13 Jenis Jembatan Rahmen. (a) Rangka Portal; (b) π –Rahmen; (c) Rahmen Kaki V; (d) Vierendeel Rahmen.



Gambar 10.14 Rangka Kaku (Rahmen). (a) Rangka Kaku (tipe umum); (b) π –Rahmen.

9. Jembatan Kabel-Tahan

Gambar 10.15 menunjukkan berat jembatan kabel-tahan. Data mungkin tidak cukup untuk analisis statistik. Sebaran lebih signifikan pada bentang panjang.



Gambar 10.15 Jembatan Kabel-Stayed (Dek Baja).

10.5 PERSAMAAN REGRESI

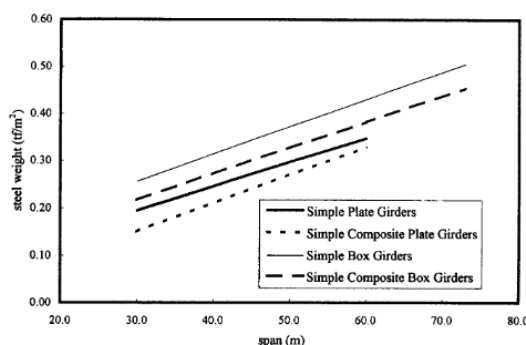
Dua garis pada gambar distribusi yang ditunjukkan sebelumnya pada Gambar 10.3 hingga 10.13 adalah nilai rata-rata yang diperoleh dengan regresi linier menggunakan metode kuadrat terkecil. Garis-garis tersebut linier dan parabola. Tampaknya kurva parabola tidak selalu memberikan prediksi yang lebih baik. Tabel 10.2 memberikan koefisien persamaan regresi untuk memberikan informasi yang diperlukan kepada perancang untuk memperkirakan berat baja dan menilai desain.

10.6 PERBANDINGAN

Distribusi berat pada Gambar 10.3 hingga 10.13 dibandingkan dari berbagai sudut pandang berikut ini.

1. Balok Komposit dan Nonkomposit

Gambar 10.16 adalah perbandingan rata-rata yang diberikan oleh regresi linier untuk jembatan balok pelat nonkomposit yang ditunjukkan pada Gambar 10.3 dan jembatan balok pelat komposit pada Gambar 10.4. Gambar tersebut juga menunjukkan perbandingan serupa untuk jembatan balok kotak (Gambar 10.5 dan 10.6). Jelas bahwa balok komposit lebih ekonomis daripada balok nonkomposit.

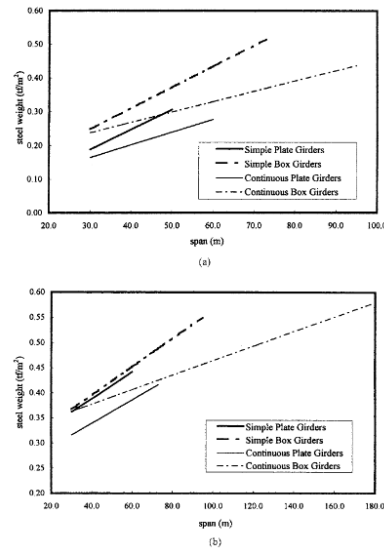


Gambar 10.16 Perbandingan Antara Balok Pelat Komposit Dan Nonkomposit.

2. Balok yang Ditopang Sederhana dan Kontinu

Perbedaan yang disebabkan oleh variasi kondisi penopang ditunjukkan pada Gambar 10.17 untuk balok pelat dan balok kotak. Gambar yang ditampilkan adalah untuk jembatan

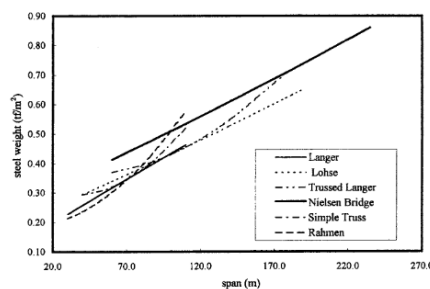
dengan pelat beton bertulang dan dek baja. Dinilai bahwa balok kontinu lebih menguntungkan ketika bentangnya panjang. Tidak ada perbedaan signifikan antara balok pelat sederhana dan balok kotak untuk jembatan dek baja. Balok kotak kontinu dapat digunakan pada jembatan bentang panjang.



Gambar 10.17 Perbandingan Jembatan Balok. (a) Dek Pelat Beton Bertulang; (b) Dek Baja.

3. Jembatan Rangka

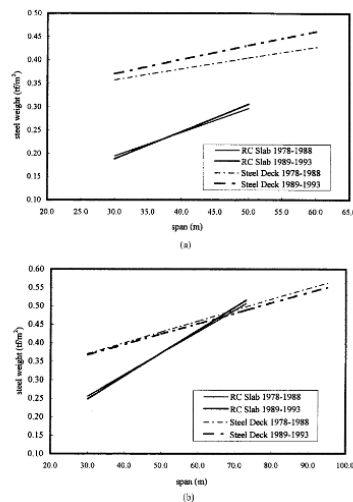
Enam jenis jembatan rangka dibandingkan pada Gambar 10.18. Jembatan Nielsen adalah yang terberat. Jembatan Nielsen dan Lohse, serta jembatan Langer yang berstruktur rangka, paling cocok untuk bentang panjang.



Gambar 10.18 Perbandingan Jembatan Rangka.

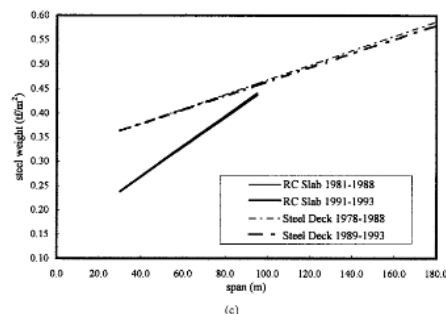
4. Dek Pelat Beton Bertulang dan Dek Baja

Gambar 10.19a menunjukkan perbandingan antara nilai rata-rata jembatan balok pelat dengan dek pelat beton bertulang dan dek baja. Jembatan dengan dek baja secara alami jauh lebih berat daripada jembatan dengan dek pelat beton bertulang karena berat dek disertakan.



Gambar 10.19 Perbandingan Antara Jembatan Pelat Beton Bertulang Dan Jembatan Dek Baja. (a) Balok Pelat Sederhana; (b) Balok Kotak Sederhana; (c) Balok Kotak Menerus.

Perbandingan serupa untuk balok kotak ditunjukkan pada Gambar 10.19(b). Perbedaannya semakin kecil seiring bertambahnya panjang bentang, yang menyiratkan bahwa jembatan dek baja lebih ekonomis jika bentangnya panjang.

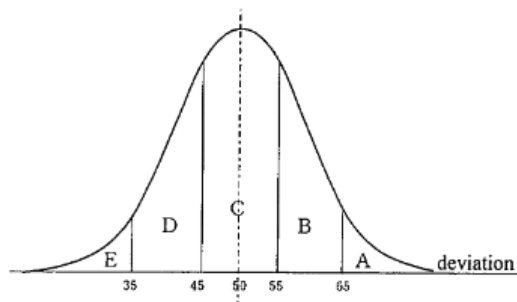


Gambar 10.19 (Lanjutan)

10.7 PENILAIAN DESAIN JEMBATAN

1. Deviasi

Distribusi bobot dapat dinyatakan dengan teknik Gaussian standar yang memberikan nilai rata-rata 50 dan deviasi standar 10 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.20. Nilai rata-rata $X(L)$ dihitung dengan persamaan regresi pada Tabel 10.2 dan dikonversi menjadi 50. Deviasi standar σ juga dapat diperoleh dari tabel persamaan regresi (Tabel 10.2), dan dikonversi menjadi 10 menggunakan prosedur Gaussian standar.



Gambar 10.20 Klasifikasi Distribusi.

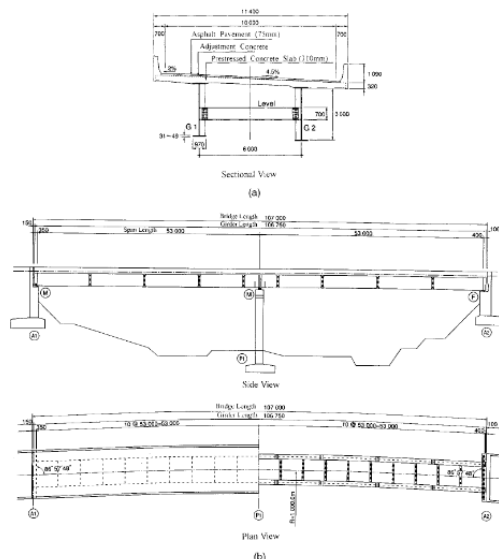
Penyimpangan (H) dari berat baja yang dirancang (X) diperoleh menggunakan persamaan

$$H = \frac{X - X(L)}{\sigma} \times 10 + 50 \quad (10.1)$$

H dapat digunakan sebagai indeks untuk membandingkan desain secara statistik dan melakukan penilaian sederhana terhadap desain tersebut.

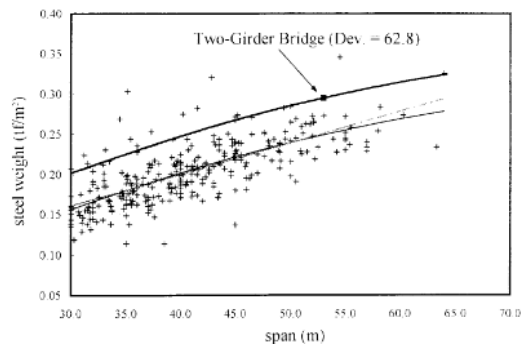
2. Penilaian Desain

Contoh penilaian desain tipikal dibahas berikut ini. Biaya tenaga kerja dan pemeliharaan jembatan telah menjadi pertimbangan utama di semua negara. Untuk mengatasi hal ini, konsep desain baru diusulkan dengan hanya menggunakan dua balok dengan jarak antar balok yang lebar. Gambar 10.21 adalah salah satu jembatan dua balok yang dibangun di Jepang. Ini adalah jembatan kontinu dua bentang dengan panjang masing-masing bentang 53 m. Lebar jalan adalah 10 m dan jarak antar balok 6 m. Pada jembatan ini, penampang balok tidak diubah dalam blok pemasangan untuk mengurangi panjang pengelasan, sehingga mengurangi biaya tenaga kerja.



Gambar 10.21 Rencana Umum Jembatan Dua Girder. (a) Tampilan Penampang; (b) Tampilan Denah.

Berat baja jembatan ini diplot pada Gambar 10.22. Deviasi dalam kasus ini adalah $H = 62,8$ (Peringkat B) menggunakan Persamaan (10.1). Dalam perhitungan, rata-rata dan deviasi standar ditunjukkan pada Tabel 10.2. Perhatikan bahwa sebagian besar jembatan kontinu pada Gambar 10.22 adalah jembatan kontinu tiga bentang. Selain itu, desain jembatan ini mengikuti kode baru. Hal ini menyebabkan deviasi untuk kasus ini cenderung lebih tinggi. Dari nilai deviasi ini, berat baja jembatan serupa dapat diperkirakan.



Gambar 10.22 Jembatan Dua Balok Pada Jembatan Kontinu.

10.8 RINGKASAN

Berat baja jembatan merupakan indikasi umum dari desain yang menunjukkan hasil keseluruhan. Ini mencerminkan setiap faktor desain yang berpengaruh. Sebuah basis data telah disusun untuk memungkinkan penilaian desain dan prediksi berat baja berbagai jenis jembatan jalan raya. Distribusi diplot dan ditampilkan untuk setiap jenis jembatan. Dari gambar-gambar tersebut, perbandingan dibuat dari berbagai sudut pandang untuk melihat perbedaan pada setiap jenis jembatan. Persamaan regresi untuk berat rata-rata diturunkan, dari mana perancang dapat memperkirakan berat baja untuk desain mereka sendiri atau melihat fitur ekonomi atau keselamatan jembatan dibandingkan dengan yang lain.

BAB 11

PENGUKURAN BERAT TRUK METODE TIMBANGAN BERGERAK

11.1 PENDAHULUAN

Pengetahuan tentang spektrum beban masa lalu dan saat ini, bersama dengan beban masa depan yang diprediksi, sangat penting dalam evaluasi dan analisis kelelahan jembatan yang ada. Banyak truk membawa beban yang melebihi batas desain. Hal ini dapat menyebabkan kegagalan kelelahan. Informasi mengenai beban aktual sangat penting untuk penilaian jembatan. Oleh karena itu, diperlukan metode yang akurat dan murah untuk menentukan beban aktual, kekuatan jembatan, dan sisa umurnya. Diperlukan juga verifikasi beban hidup yang digunakan untuk pengembangan generasi baru kode desain jembatan. Telah dikonfirmasi bahwa beban truk sangat spesifik lokasi. Beberapa jembatan menampung lalu lintas truk berat (volume dan besaran); yang lain hanya menampung lalu lintas yang lebih ringan. Lebih lanjut, efek beban seperti momen lentur, geser, dan/atau tegangan bersifat spesifik komponen. Pengamatan ini penting dalam evaluasi kerusakan kelelahan dan prediksi sisa umur. Bab ini menyajikan beberapa prosedur praktis yang digunakan untuk pengukuran berat truk di lapangan dan regangan yang dihasilkan.

11.2 PENGUKURAN BERAT TRUK DENGAN TIMBANGAN BERGERAK

1. Peralatan Timbangan Bergerak

Beban hidup jembatan adalah beban yang disebabkan oleh lalu lintas truk. Di masa lalu, data truk dikumpulkan melalui survei truk, yang memiliki keterbatasan. Metode survei yang paling umum terdiri dari menimbang truk menggunakan timbangan statis yang dipasang di stasiun timbang di lokasi tetap di sepanjang jalan raya utama. Namun, kegunaan data yang diperoleh terbatas karena banyak pengemudi truk yang kelebihan muatan sengaja menghindari timbangan, sehingga hasilnya bias terhadap truk yang lebih ringan.

Oleh karena itu, upaya penelitian difokuskan pada pengembangan metodologi timbangan bergerak (weigh-in-motion/WIM) yang dapat memberikan data truk yang tidak bias, termasuk berat gandar, jarak antar gandar, kecepatan kendaraan, keberadaan beberapa truk, dan lalu lintas truk harian rata-rata (average daily truck traffic/ADTT). Hasil yang sangat baik diperoleh dengan menggunakan sistem WIM dengan jembatan sebagai timbangan. Sensor mengukur regangan pada balok, dan ini digunakan untuk menghitung parameter truk pada kecepatan jalan raya.

Sistem WIM menyediakan instrumentasi yang tidak terlihat oleh pengemudi truk, dan oleh karena itu, pengemudi tidak mencoba menghindari timbangan. Sistem ini portabel dan dapat dengan mudah dipasang di jembatan untuk mendapatkan data truk spesifik lokasi.

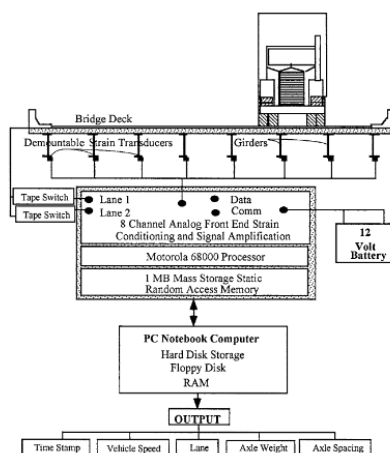
Sistem WIM jembatan terdiri dari tiga komponen dasar: transduser regangan, detektor gandar (sakelar pita atau sensor inframerah), dan sistem akuisisi dan pengolahan data (Gambar 11.1). Analog front end (AFE) bertindak sebagai pengkondisi sinyal dan penguat

dengan kapasitas delapan saluran input. Setiap saluran dapat mengkondisikan dan memperkuat sinyal dari transduser regangan. Selama akuisisi data, AFE mempertahankan sinyal regangan pada nol. Penyeimbangan otomatis transduser regangan diaktifkan ketika gandar pertama kendaraan melewati detektor gandar pertama. Saat truk melewati detektor gandar, kecepatan dan jarak antar gandar ditentukan. Ketika kendaraan memasuki jembatan, pengambilan sampel regangan diaktifkan. Saat gandar terakhir kendaraan keluar dari bentang jembatan yang diinstrumentasi, pengambilan sampel regangan dimatikan. Data yang diterima dari transduser regangan didigitalkan dan dikirim ke komputer di mana berat gandar ditentukan oleh algoritma garis pengaruh. Data ini tidak termasuk beban dinamis. Proses ini memakan waktu 1,5 hingga 3,0 detik, tergantung pada panjang bentang yang diinstrumentasi, panjang kendaraan, jumlah gandar, dan kecepatan. Data kemudian disimpan ke memori.

Peralatan WIM dikalibrasi menggunakan truk kalibrasi. Pembacaan diverifikasi dan konstanta kalibrasi ditentukan dengan menjalankan truk dengan beban gandar yang diketahui di atas jembatan beberapa kali di setiap jalur. Perbandingan hasil menunjukkan bahwa akurasi pengukuran berada dalam kisaran 13% untuk truk 11 gandar. Akurasi berat kotor kendaraan (GVW) untuk truk lima gandar berada dalam kisaran 5%, namun akurasi beban gandar berada dalam kisaran 20% .

2. Prosedur Pengujian

Sistem WIM menyediakan berat gandar truk, berat kotor kendaraan, dan jarak antar gandar. Regangan diukur pada flensa bawah balok dan riwayat waktu regangan diuraikan menggunakan garis pengaruh untuk menentukan berat gandar kendaraan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.1. Transduser regangan dapat dijepit pada permukaan atas atau bawah flensa bawah balok baja seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.2. Semua transduser ditempatkan pada balok dengan jarak yang sama dari abutmen, di sepertiga tengah bentang sederhana. Kecepatan kendaraan, waktu kedatangan, dan lajur perjalanan diperoleh menggunakan sensor lajur di jalan raya yang ditempatkan sebelum bentang jembatan yang dilengkapi instrumen (Gambar 11.3).

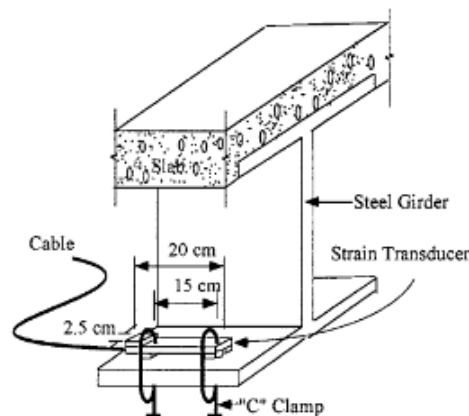


Gambar 11.1 Sistem Pengukuran Truk Wim.

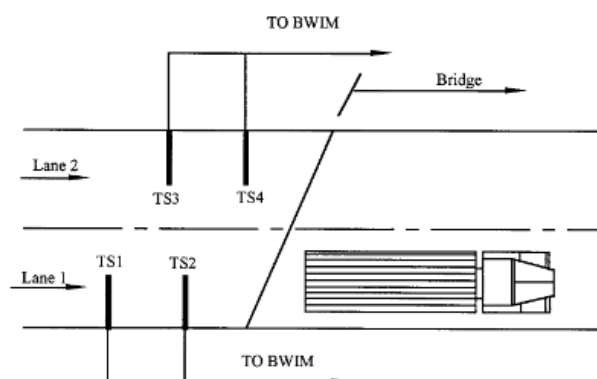
Dua jenis sensor lajur dapat digunakan tergantung pada kondisi lokasi: sakelar pita dan sensor inframerah. Sakelar pita terdiri dari dua strip logam yang dipisahkan dalam kondisi

normal. Saat roda kendaraan melewati pita, strip logam tersebut akan bersentuhan dan mengaktifkan sakelar. Jika tegangan diberikan pada sakelar, sinyal akan diperoleh pada saat kendaraan melewati pita. Sinyal ini dialirkan ke komputer untuk menentukan kecepatan, jarak antar gandar, dan jumlah gandar. Sakelar pita ditempatkan tegak lurus terhadap aliran lalu lintas dan digunakan untuk memicu pengumpulan data regangan. Semua kabel yang digunakan untuk menghubungkan sakelar pita dan transduser regangan ke AFE adalah kabel kawat lima pin.

Masalah utama dengan sakelar pita adalah kerentanannya terhadap kerusakan akibat lalu lintas yang bergerak, terutama jika permukaan jalan basah. Berbagai perangkat alternatif dapat dipertimbangkan. Sensor inframerah dapat digunakan untuk mengganti sakelar pita. Sistem inframerah terdiri dari sumber sinar inframerah dan reflektor. Sumber cahaya dipasang di sisi jalan. Reflektor dipasang di tengah jalur lalu lintas. Namun, masalah kerentanannya terhadap kerusakan akibat lalu lintas yang bergerak belum teratasi. Sistem inframerah lebih sulit dipasang dan truk dapat dengan mudah menggeser reflektor dan mengganggu pengoperasiannya (sinar cahaya harus disejajarkan).



Gambar 11.2 Transduser Regangan Yang Dapat Dilepas Dipasang Pada Flensa Bawah.



Gambar 11.3 Rencana Konfigurasi Sensor Jalan Raya.

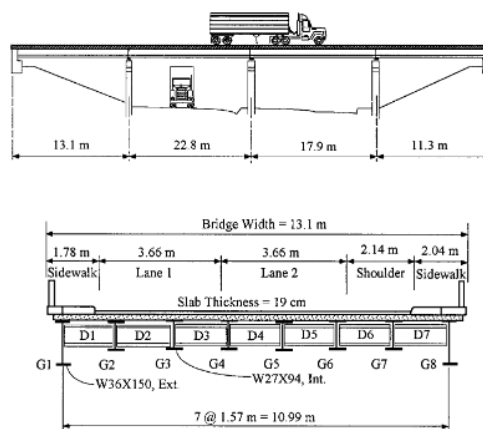
Tabel 11.1 Parameter Jembatan Terpilih

Lokasi Jembatan	Bentang (m)	Jumlah Gelagar	Jarak Gelagar (m)	Jumlah Jalur	ADTT (Satu Arah)

WY/I-94	10,0	9	1,55	2	750
I-94/M-10	23,2	5	2,70	2	1.500
U.S. 12/I-94	12,0	9	1,68	2	500
DA/M-10	13,1	8	1,57	2	750
M-39/M-10	10,0	8	1,85	3	1.500
I-94/I-75	13,5	8	1,40	2	1.500
M-153/M-39	9,5	12	1,75	3	500

3. Pemilihan Jembatan untuk Pengujian

Pengukuran WIM didemonstrasikan pada tujuh jembatan. Struktur yang dipilih terletak di Michigan. Faktor-faktor penting yang dipertimbangkan dalam proses pemilihan meliputi aksesibilitas dari tanah, ketersediaan ruang kerja, efek dinamis yang rendah, dan penempatan sakelar pita atau sensor inframerah. Parameter dasar tercantum dalam Tabel 11.1. Parameter tersebut meliputi panjang bentang, jumlah balok, jarak antar balok, jumlah lajur lalu lintas, dan ADTT. ADTT diperkirakan berdasarkan pengukuran truk yang dilakukan untuk penelitian ini dan bervariasi dari 500 hingga 1500 dalam satu arah. Lokasi jembatan ditunjukkan oleh persimpangan dua jalan; simbol pertama mewakili jalan yang dilalui jembatan, dan simbol lainnya menunjukkan jalan di bawah jembatan. Bentang bervariasi dari sekitar 10 hingga 25 m. Volume lalu lintas dinyatakan dalam ADTT. Jembatan yang dipilih mewakili struktur tipikal. Elevasi dan penampang melintang jembatan tipikal ditunjukkan pada Gambar 11.4.



Gambar 11.4 Jembatan DA/M-10.

4. Hasil dari Tes WIM

a) Distribusi Berat Kotor Kendaraan

Hasil WIM dapat disajikan dalam bentuk histogram tradisional (frekuensi atau kumulatif). Namun, pendekatan ini tidak memungkinkan analisis yang efisien terhadap nilai ekstrem (ekor atas atau bawah) dari distribusi yang dipertimbangkan. Oleh karena itu, hasil pengukuran WIM GVW untuk tujuh jembatan ditunjukkan pada Gambar 11.5 dalam bentuk fungsi distribusi kumulatif (CDF) pada kertas probabilitas normal. CDF digunakan untuk menyajikan dan membandingkan nilai ekstrem kritis dari data. CDF diplot pada kertas probabilitas normal. Skala horizontal dinyatakan dalam parameter truk yang dipertimbangkan (misalnya, GVW, berat gandar, momen lajur, atau gaya geser). Skala vertikal mewakili

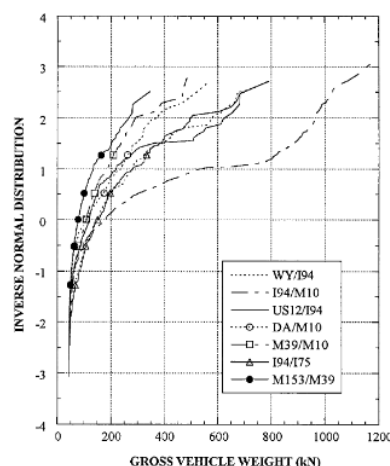
probabilitas terlampaui, p . Kemudian, probabilitas terlampaui (skala vertikal) diganti dengan fungsi distribusi normal standar invers, $\Phi^{-1}(p)$. Misalnya, $\Phi^{-1}(p) = 0$, sesuai dengan probabilitas terlampaui, $p = 0,5$; $\Phi^{-1}(p)$, sesuai dengan $p = 0,159$; dan $\Phi^{-1}(p) = -1$ sesuai dengan $p = 0,841$; dan seterusnya.

Distribusi jenis truk berdasarkan jumlah gandar biasanya memiliki hubungan langsung dengan distribusi GVW; semakin besar populasi kendaraan multi-gandar (lebih dari lima gandar) semakin besar spektrum beban GVW. Penelitian sebelumnya menunjukkan bahwa 92 hingga 98% truk adalah kendaraan empat dan lima gandar. Data yang diperoleh dalam penelitian ini menunjukkan bahwa antara 40 dan 80% populasi truk adalah kendaraan lima gandar, sangat bergantung pada lokasi jembatan. Kendaraan tiga dan empat gandar sering dikonfigurasi serupa dengan kendaraan lima gandar, dan jika digabungkan dengan kendaraan lima gandar, mencakup antara 55 dan 95% dari populasi truk. Antara 0 dan 7,4% truk di Michigan adalah kendaraan 11 gandar.

Sebagian besar negara bagian di Amerika Serikat mengizinkan GVW maksimum 355 kN di mana hingga lima gandar per kendaraan diizinkan. Batas hukum Negara Bagian Michigan mengizinkan truk 11 gandar hingga 730 kN, tergantung pada konfigurasi gandar. Terdapat sejumlah truk yang dimuat secara ilegal yang diukur selama pengumpulan data di beberapa lokasi. Berat truk WIM maksimum (1192 kN) melebihi batas hukum hingga 63%.

b) Distribusi Berat Gandar

Yang berpotensi lebih penting untuk kelelahan jembatan dan desain perkerasan adalah berat gandar dan jarak untuk truk yang melewati jembatan. Gambar 11.6 menyajikan distribusi berat gandar kendaraan yang diukur. Semua distribusi mencakup gandar dengan berat lebih besar dari 22 kN. Berat gandar maksimum bervariasi dari 90 hingga 225 kN, dan nilai rata-rata dari 30 kN hingga 60 kN.



Gambar 11.5 CDF dari GVW untuk jembatan yang dipertimbangkan.

c) Distribusi Momen dan Geser Lajur

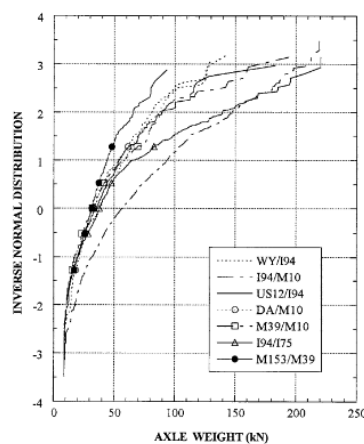
Struktur dipengaruhi oleh efek beban. Oleh karena itu, untuk truk yang diukur, momen dan geser lajur dihitung untuk berbagai bentang. CDF yang dihasilkan untuk bentang 27 m ditunjukkan pada Gambar 11.7 untuk momen lajur dan Gambar 11.8 untuk geser lajur. Setiap truk dalam basis data dikemudikan secara analitis melintasi jembatan untuk menentukan momen lentur statis maksimum (geser) per lajur. CDF dari momen lajur (geser) untuk bentang 27 m kemudian ditentukan. Sebagai titik referensi, momen (geser) yang dihitung dibagi dengan momen (geser) desain yang ditentukan oleh Spesifikasi AASHTO LRFD yang baru .

Beban hidup desain menurut AASHTO LRFD adalah superposisi dari truk seberat 320 kN (tiga gandar: 35, 145, dan 145 kN dengan jarak 4,25 m) dan beban terdistribusi merata sebesar 9,3 kN/m. Momen lajur pada Gambar 11.7 menunjukkan variasi yang luas di antara jembatan. Nilai maksimum rasio momen lajur terhadap momen LRFD bervariasi dari 0,6 di M-153/M-39 hingga 2,0 di I-94/M-10. Semua lokasi memiliki momen lajur median antara 0,16 dan 0,34 kali momen LRFD, yang sesuai dengan nilai normal invers 0. Variasi geser lajur pada Gambar 11.8 mirip dengan variasi momen lajur. Untuk I-94/M-10, nilai ekstremnya melebihi 2,0. Untuk jembatan lainnya, geser maksimum bervariasi dari 0,65 pada M-153/M-39 hingga 1,5 pada I-94/I-75.

11.3 PENGUKURAN BEBAN KELELAHAN

1. Peralatan Pengujian

Sistem Pengukuran Tegangan (SMS) dengan unit utama yang diproduksi oleh SoMat Corporation ditunjukkan pada Gambar 11.9. SMS menyusun histogram tegangan untuk balok dan komponen lainnya.



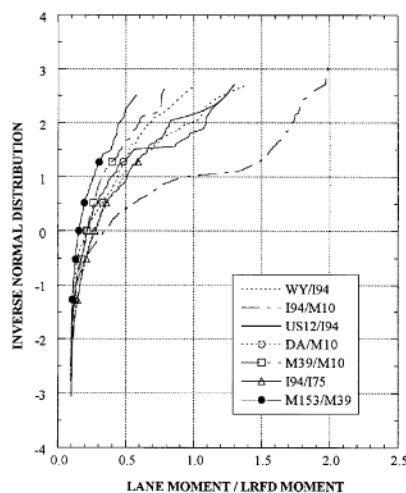
Gambar 11.6 CDF berat gandar untuk jembatan yang dipertimbangkan.

SMS mengumpulkan riwayat regangan di bawah lalu lintas normal dan menyusun histogram siklus tegangan dengan metode rainflow penghitungan siklus, dan metode penghitungan lainnya. Data kemudian disimpan ke memori dan diunduh pada akhir periode pengujian. Metode rainflow menghitung jumlah, n , siklus dalam setiap rentang tegangan yang telah ditentukan, S_i , untuk riwayat tegangan tertentu. SMS mampu merekam hingga 4 miliar siklus per saluran untuk periode yang diperpanjang dalam mode tanpa pengawasan.

Transduser regangan dipasang pada semua balok di flensa tengah bawah jembatan. Siklus regangan dinamis diukur di bawah lalu lintas normal menggunakan algoritma rainflow.

Sistem SoMat Corporation untuk Modul Pengukur Regangan ditunjukkan pada Gambar 11.9. Sistem ini mencakup modul daya/prosesor/komunikasi, unit memori tambahan CMOS 1 MB, dan delapan modul pengkondisian sinyal pengukur regangan. Sistem ini dirancang untuk mengumpulkan regangan melalui delapan saluran dalam mode pengawasan dan tanpa pengawasan dengan rentang 2,1 hingga 12,5 mV. Komputer notebook kedua digunakan untuk berkomunikasi dengan sistem SoMat untuk perintah terkait mode akuisisi data, kalibrasi, inisialisasi, tampilan data, dan pengunduhan data. Sistem SoMat telah dikonfigurasi secara khusus untuk tujuan pengumpulan riwayat tegangan-regangan dan analisis statistik untuk jembatan jalan raya. Hal ini dimungkinkan karena pengaturan komponen modular dari sistem tersebut.

Sistem akuisisi data terdiri dari lima komponen utama dengan total 12 modul — delapan modul pengkondisian sinyal transduser regangan dan empat untuk Paket Baterai, Daya/Komunikasi, Memori Ekstensi CMOS 1-MB, dan Prosesor Model 2100 NSC 80180 (lihat Gambar 11.9). Daya yang diatur disuplai oleh konverter DC-DC terisolasi listrik 11,3 hingga 13,4 V yang dapat diisi ulang. Unit ini memberi daya pada semua modul serta menyediakan eksitasi untuk transduser regangan. Komunikasi serial melalui konektor RS 232C dan cadangan baterai untuk perlindungan memori disediakan oleh modul Daya/Komunikasi. Modul Memori Tambahan 1 Mbyte, RAM CMOS berkecepatan tinggi dan hemat daya dengan baterai cadangan untuk perlindungan data disertakan untuk penyimpanan data. Delapan modul pengkondisian pengukur regangan masing-masing menyediakan eksitasi transduser regangan 5-V, resistor kalibrasi shunt internal, dan konverter analog-ke-digital 8-bit.



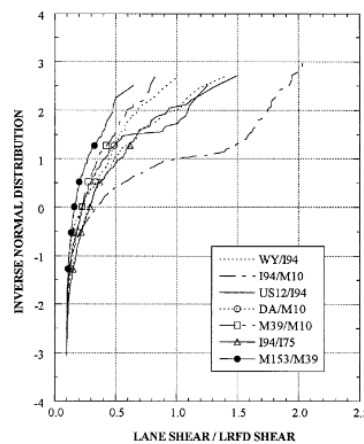
Gambar 11.7 CDF momen lajur untuk panjang bentang 27 m.

Rentang pengukuran regangan adalah minimum $\pm 2,1$ mV dan maksimum $\pm 12,5$ mV. Modul prosesor terdiri dari memori terprogram 32 kbyte dan prosesor berkecepatan tinggi NSC 80180 yang mampu mengambil sampel data dalam mode simultan sehingga menghasilkan laju pengambilan sampel maksimum 3000 Hz. Komunikasi ke PC dilakukan

melalui RS 232C pada 13.600 baud. Mode akuisisi data meliputi riwayat waktu, riwayat waktu burst, puncak lembah sekuensial, matriks waktu pada level, matriks aliran hujan, dan matriks puncak lembah. Setelah dikumpulkan, data ditinjau dan diunduh ke hard drive PC untuk penyimpanan, pemrosesan, analisis, dan pembuatan grafik.

2. Metode Rainflow untuk Penghitungan Siklus

Pengembangan model beban kelelahan probabilistik memerlukan pengumpulan riwayat waktu tegangan dinamis aktual dari berbagai anggota dan komponen. Setelah pengumpulan riwayat waktu, data harus diproses menjadi bentuk yang dapat digunakan. Bagian ini menyajikan karakteristik riwayat waktu tegangan dinamis yang umum ditemukan pada jembatan jalan raya girder baja sebagai proses acak, dan metode rainflow untuk menghitung kerusakan kelelahan.



Gambar 11.8 CDF geser jalur untuk panjang bentang 27 m.

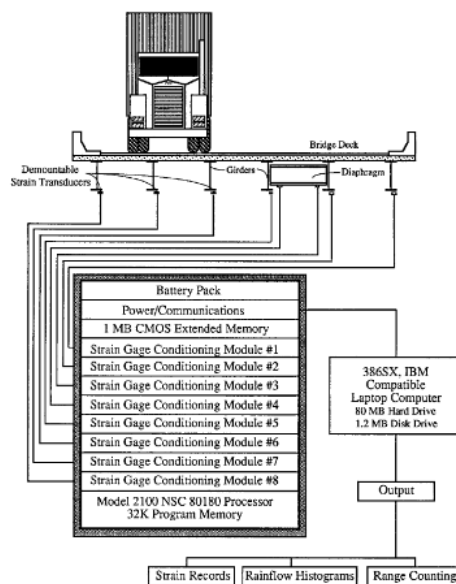
Riwayat beban yang umum terjadi dalam analisis kelelahan sering dikategorikan sebagai proses pita sempit atau pita lebar. Proses pita sempit dicirikan oleh periode yang kira-kira konstan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.10a. Proses pita lebar dicirikan oleh ekskursi kecil frekuensi lebih tinggi yang ditumpangkan pada proses frekuensi variabel yang lebih rendah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.10b. Untuk jembatan jalan raya girder baja, di mana pembebanannya bersifat acak dan dinamis, riwayat tegangan bersifat pita lebar. Riwayat tegangan yang bersifat pita lebar tidak memungkinkan penghitungan siklus sederhana.

Siklusnya tidak teratur dengan frekuensi dan amplitudo yang bervariasi. Beberapa metode penghitungan siklus tersedia untuk kasus proses pita lebar dan nonstasioner, masing-masing berhasil sampai batas tertentu dalam memprediksi umur kelelahan suatu struktur. Metode rainflow lebih disukai karena identifikasi rentang tegangan dalam histogram tegangan amplitudo dan frekuensi variabel, yang terkait dengan loop histeresis tertutup. Ini penting ketika membandingkan siklus yang dihitung dengan data uji kelelahan yang telah ditetapkan yang diperoleh dari riwayat tegangan amplitudo konstan.

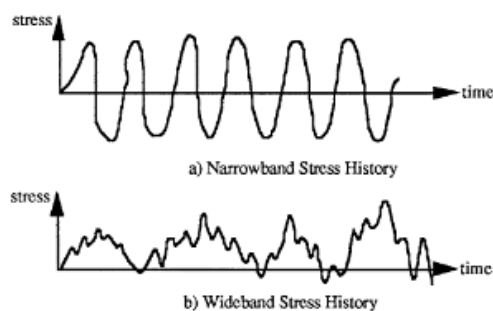
Metode rainflow menghitung jumlah, n , siklus dalam setiap rentang tegangan yang telah ditentukan, S_i , untuk riwayat tegangan tertentu. Aturan penghitungan diterapkan pada

riwayat tegangan setelah mengorientasikan jejak secara vertikal, sumbu waktu positif mengarah ke bawah. Konvensi ini memfasilitasi aliran "hujan" karena gravitasi di sepanjang jejak dan hanyalah alat bantu untuk memahami metode tersebut. Berikut adalah aturan untuk metode rainflow (lihat Gambar 11.11):

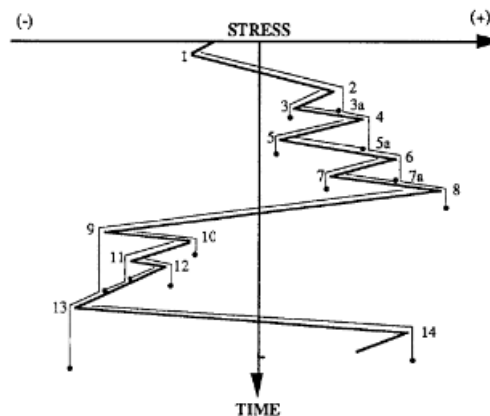
1. Semua puncak positif diberi nomor genap.
2. Jalur rainflow dimulai di bagian dalam setiap puncak dan lembah tegangan.
3. Rainflow bergerak sepanjang lereng dan "menetes" ke lereng berikutnya.
4. Rainflow diizinkan untuk berlanjut kecuali aliran dimulai pada nilai minimum yang lebih negatif daripada nilai minimum yang berlawanan dengan aliran tersebut, dan demikian pula untuk rainflow yang dimulai pada nilai maksimum. Misalnya, jalur 1–8, 9–10, 2–3, 4–5, dan 6–7.
5. Aliran hujan harus berhenti jika bertemu dengan aliran lain yang mengalir dari atas. Misalnya, jalur 3–3a, 5–5a, dan 7–7a.
6. Aliran hujan tidak dimulai sampai aliran sebelumnya berhenti.



Gambar 11.9 Sistem akuisisi data regangan Somat.



Gambar 11.10 Contoh riwayat tegangan pita sempit (a) dan pita lebar (b).



Gambar 11.11 Diagram penghitungan aliran hujan.

Mengikuti prosedur di atas, setiap segmen riwayat dihitung hanya sekali. Setengah siklus dihitung antara minimum negatif dan maksimum positif, serta setengah siklus atau interupsi antara maksimum dan minimum. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.11, semua setengah siklus yang dimulai oleh palung negatif pada akhirnya akan dipasangkan dengan siklus yang dimulai oleh puncak dengan besaran yang sama. Untuk penjelasan dan diskusi yang lebih rinci tentang metode aliran hujan dan lainnya, lihat teks pengantar tentang analisis kelelahan .

3. Hasil Pengujian Spektrum Regangan

Riwayat regangan dikumpulkan secara terus menerus selama periode 1 minggu dan dikurangi menggunakan algoritma aliran hujan. Data dikumpulkan untuk setiap balok di jembatan. Data disajikan di sini dalam bentuk CDF dan mewakili siklus regangan akibat lalu lintas normal selama 7 hari. Untuk memudahkan interpretasi hasil, CDF diplot pada kertas probabilitas normal (Gambar 11.12).

Untuk setiap jembatan, CDF ditampilkan untuk regangan pada balok yang diberi nomor mulai dari 1 (ekterior, di sisi kanan jika dilihat dari arah lalu lintas). Jumlah balok untuk jembatan yang diukur bervariasi dari 6 hingga 10. Regangan rata-rata kurang dari 50×10^{-6} untuk semua balok dan semua jembatan; namun, regangan terbesar diamati pada balok yang menopang jalur lalu lintas kanan (balok nomor G3, G4, dan G5) dan paling dekat dengan roda kiri lalu lintas di jalur kanan. Seperti yang diharapkan, balok ekterior setiap jembatan mengalami ekstrem regangan terendah dalam spektrum.

Sebagai alat perbandingan beban hidup akibat kelelahan, tegangan ekuivalen, s_{eq} , dihitung untuk setiap balok menggunakan rumus root mean cube (RMC) berikut:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{p_i S_i^3} \quad (11.1)$$

di mana S_i = titik tengah interval tegangan i dan p_i = frekuensi relatif jumlah siklus untuk interval i . Tegangan, S_i , dihitung sebagai hasil perkalian regangan dan modulus elastisitas baja. CDF siklus regangan dan nilai tegangan ekuivalen yang sesuai ditunjukkan pada Gambar 11.12

hingga 11.23. Nilai tegangan akibat beban lalu lintas yang tercatat pada balok relatif rendah. Nilai maksimum yang diamati sekitar 70 MPa. Namun, dalam kebanyakan kasus, nilai maksimum tidak melebihi 35 MPa untuk balok yang paling terbebani, dengan sebagian besar pembacaan sekitar 7 MPa. Spektrum tegangan sangat bervariasi dari balok ke balok (spesifik komponen). Oleh karena itu, umur kelelahan yang diharapkan berbeda tergantung pada lokasi balok. Balok eksterior mengalami spektrum beban terendah.

11.4 PENGUKURAN BEBAN DINAMIS

1. Pendahuluan

Beban dinamis merupakan komponen penting dari beban jembatan. Beban dinamis bersifat bervariasi terhadap waktu, acak, dan bergantung pada jenis kendaraan, berat kendaraan, konfigurasi gandar, panjang bentang jembatan, kekasaran jalan, dan posisi melintang truk di jembatan. Contoh respons jembatan sebenarnya untuk kendaraan yang melaju dengan kecepatan jalan raya ditunjukkan pada Gambar 11.24. Sebagai perbandingan, juga ditunjukkan respons statis yang setara, yang mewakili kendaraan yang sama yang melaju dengan kecepatan merayap.

Beban dinamis biasanya dianggap sebagai beban hidup statis yang setara dan dinyatakan dalam faktor beban dinamis (DLF). Terdapat berbagai definisi untuk DLF, seperti yang dirangkum oleh Bakht dan Pinjarkar dalam laporan terkini mereka tentang pengujian dinamis jembatan. Dalam studi ini, DLF diambil sebagai rasio respons dinamis dan statis:

$$DLF = D_{\text{dyn}}/D_{\text{stat}} \quad (11.2)$$

di mana D_{dyn} = respons dinamis maksimum (misalnya, tegangan, regangan, atau defleksi) yang diukur dari data uji, $D_{\text{dyn}} = D_{\text{total}} - D_{\text{stat}}$; D_{total} = respons total; dan D_{stat} = respons statis maksimum yang diperoleh dari respons dinamis yang difilter.

2. Beban Dinamis Terukur

Pengukuran lapangan dilakukan untuk menentukan efek beban truk aktual dan untuk memverifikasi model analitis yang tersedia. Pengujian dilakukan pada jembatan girder baja. Pengukuran dilakukan menggunakan sistem WIM dengan transduser regangan. Untuk setiap lintasan truk, respons dinamis dipantau dengan merekam data regangan. Berat truk, kecepatan, konfigurasi gandar, dan okupansi lajur juga ditentukan dan dicatat. Prosedur numerik dikembangkan untuk memfilter dan memproses data yang dikumpulkan. DLF ditentukan di bawah lalu lintas truk normal untuk berbagai rentang beban dan konfigurasi gandar.

Contoh tegangan statis dan dinamis aktual ditunjukkan pada Gambar 11.25. CDF dari tegangan statis diplot pada kertas probabilitas normal. Untuk setiap nilai tegangan statis, tegangan dinamis yang sesuai juga ditampilkan. Tegangan akibat beban dinamis hampir konstan dan tidak bergantung pada berat truk. Gambar 11.26 menunjukkan DLF sebagai fungsi regangan statis. Juga ditunjukkan dalam gambar adalah kurva pangkat yang sesuai, yang secara

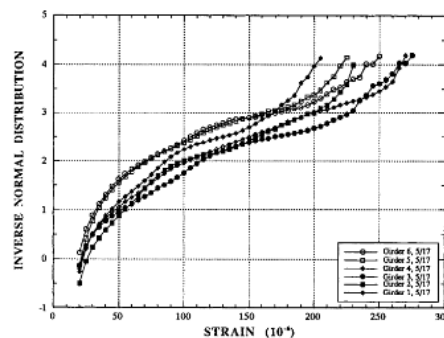
kasar mewakili nilai rata-rata DLF. Secara umum, DLF menurun seiring dengan peningkatan regangan statis. Oleh karena itu, DLF berkurang untuk truk yang lebih berat.

11.5 RINGKASAN

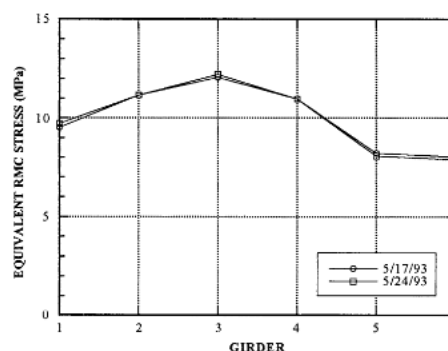
Berdasarkan pengukuran WIM, spektrum beban spesifik lokasi disajikan untuk beberapa lokasi jembatan. Spektrum tegangan komponen disajikan untuk balok dalam bentuk CDF dan tegangan ekuivalen dihitung untuk perbandingan. Statistik spesifik lokasi yang diperlukan untuk analisis kelelahan berdasarkan model saat ini disajikan. Regangan diukur untuk menentukan spektrum beban spesifik komponen.

Spektrum beban truk untuk jembatan sangat spesifik lokasi. Jembatan yang terletak di rute utama antara wilayah metropolitan industri besar akan mengalami beban ekstrem tertinggi. Rute di mana kendaraan dapat menghindari stasiun timbang stasioner akan memiliki beban ekstrem yang sangat tinggi. Jembatan yang tidak berada di jalur utama dan jembatan yang sangat dekat dengan stasiun timbang mengalami beban ekstrem yang lebih rendah. Spektrum tegangan beban hidup sangat spesifik untuk setiap komponen. Setiap komponen mungkin memiliki distribusi rentang siklus regangan yang berbeda. Balok yang paling dekat dengan jalur roda kiri kendaraan yang melaju di jalur kanan mengalami tegangan tertinggi dalam spektrum tegangan. Tegangan berkurang seiring dengan jarak dari lokasi ini. Informasi ini dapat berguna untuk menargetkan upaya inspeksi jembatan ke anggota kritis.

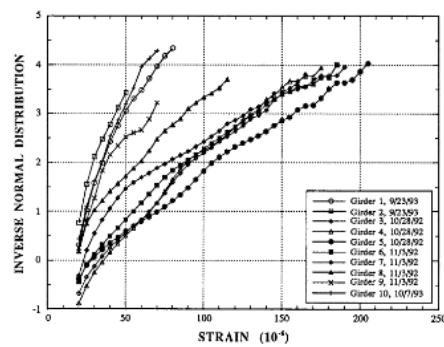
Tegangan akibat beban dinamis hampir konstan dan tidak bergantung pada berat truk. Secara umum, DLF menurun seiring dengan peningkatan regangan statis. Oleh karena itu, DLF berkurang untuk truk yang lebih berat.



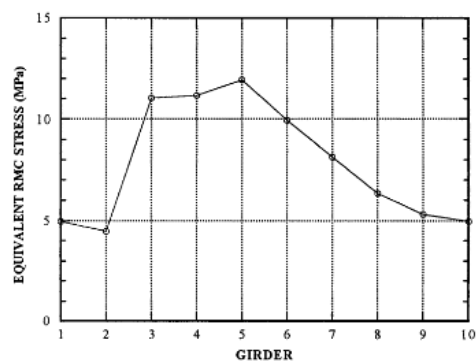
Gambar 11.12 Regangan untuk balok jembatan U.S. 23/HR.



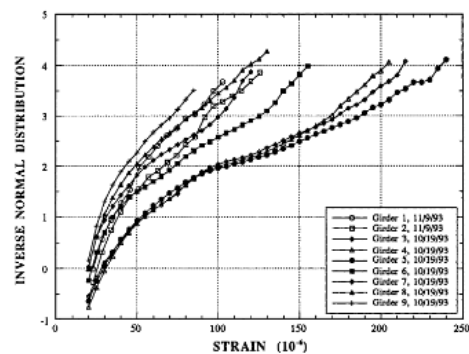
Gambar 11.13 Tegangan ekuivalen untuk balok jembatan U.S. 23/HR.



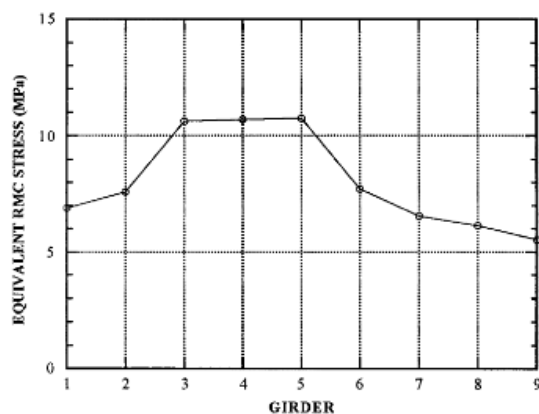
Gambar 11.14 Regangan untuk balok jembatan U.S. 23/SR.



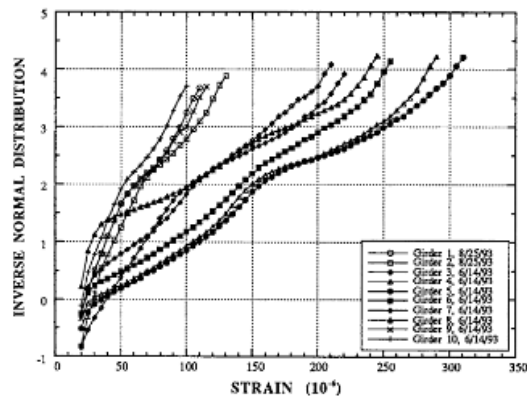
Gambar 11.15 Tegangan ekivalen untuk balok jembatan U.S. 23/SR.



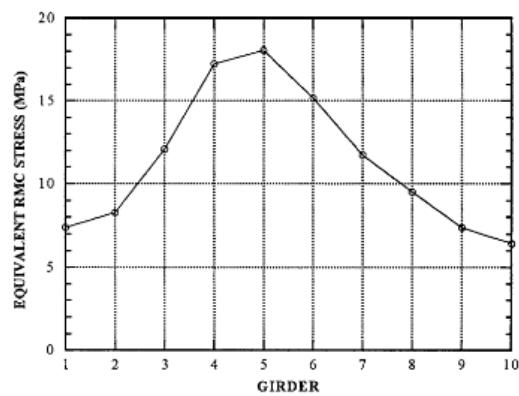
Gambar 11.16 Regangan untuk balok jembatan I-94/JR.



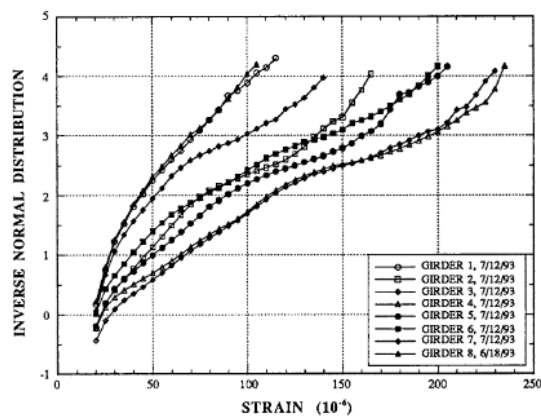
Gambar 11.17 Tegangan ekivalen untuk balok jembatan I-94/JR.



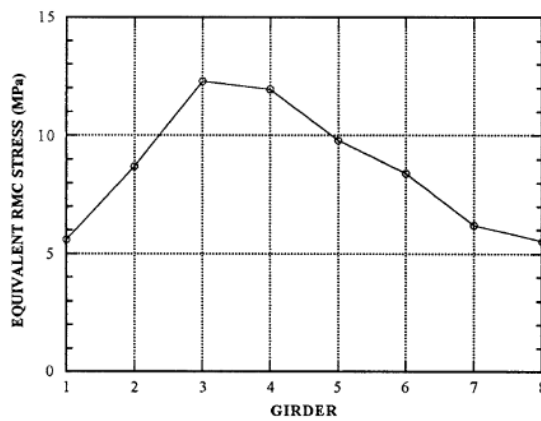
Gambar 11.18 Regangan untuk balok jembatan I-94/PR.



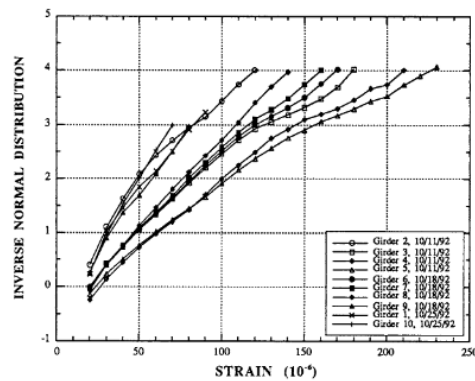
Gambar 11.19 Tegangan ekivalen untuk balok jembatan I-94/PR.



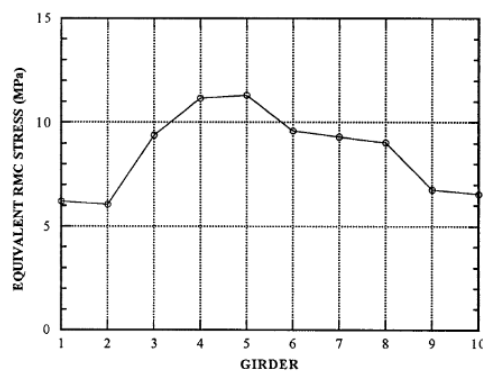
Gambar 11.20 Regangan untuk balok jembatan M-14/NY.



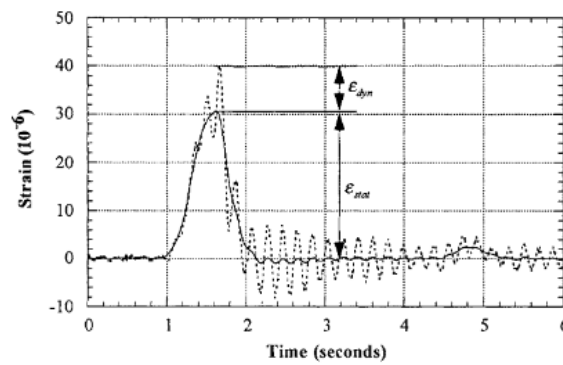
Gambar 11.21 Tegangan ekivalen untuk balok jembatan M-14/NY.



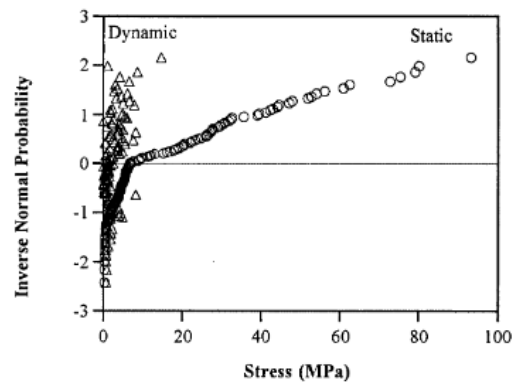
Gambar 11.22 Regangan untuk balok jembatan I-75/BC.



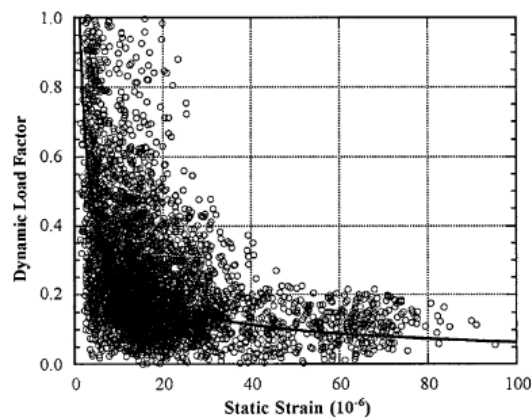
Gambar 11.23 Tegangan ekivalen untuk balok jembatan I-75/BC.



Gambar 11.24 Regangan dinamis dan statis di bawah truk yang melaju dengan kecepatan jalan raya.



Gambar 11.25 CDF tipikal dari tegangan statis dan tegangan dinamis yang sesuai.



Gambar 11.26 DLF vs. Regangan statis.

BAB 12

EFEK BENTURAN KENDARAAN BERGERAK

12.1 PENDAHULUAN

Kendaraan seperti truk dan kereta api yang melewati jembatan pada kecepatan tertentu akan menyebabkan efek dinamis, di antaranya getaran global dan efek palu lokal. Beban dinamis untuk kendaraan bergerak dianggap sebagai "benturan" dalam rekayasa jembatan karena durasinya yang relatif singkat. Besarnya respons dinamis bergantung pada bentang jembatan, kekakuan dan kekasaran permukaan, serta karakteristik dinamis kendaraan seperti kecepatan bergerak dan sistem isolasi. Tidak seperti beban gempa yang dapat menyebabkan getaran pada arah memanjang, melintang, dan vertikal jembatan, kendaraan yang bergerak terutama menimbulkan getaran vertikal pada jembatan. Efek benturan terutama memengaruhi struktur atas dan beberapa elemen struktur bawah di atas tanah karena energi akan terdisipasi secara efektif pada elemen di bawah tanah oleh tanah penahan beban.

Meskipun interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan cukup kompleks, efek dinamis kendaraan yang bergerak pada jembatan diperhitungkan dengan tunjangan beban dinamis, IM, selain beban hidup statis (LL) dalam spesifikasi desain jembatan saat ini. Menurut spesifikasi American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) dan American Railway Engineering Association (AREA),

$$IM = \frac{D_{\text{dyn}}}{D_{\text{st}}} - 1 \quad (12.1)$$

di mana D_{dyn} adalah respons dinamis maksimum untuk defleksi, momen, atau geser dari elemen struktur dan D_{st} adalah respons statis maksimum yang sesuai. Efek beban hidup total, LL , kemudian dapat dinyatakan sebagai

$$LL = AF \times D_{\text{st}} \quad (12.2)$$

Dan

$$AF = 1 + IM \quad (12.3)$$

di mana AF adalah faktor amplifikasi yang mewakili amplifikasi dinamis dari efek beban statis dan IM adalah faktor dampak yang ditentukan oleh rumus empiris dalam kode desain. Dengan demikian, tidak diperlukan analisis dinamis dalam praktik desain.

Sebagian besar penelitian awal tentang perilaku dinamis jembatan di bawah kendaraan bergerak berfokus pada pendekatan analitis yang memodelkan jembatan sebagai balok yang ditopang sederhana atau pelat yang ditopang sederhana di bawah beban bergerak konstan atau berdenyut (model beban bergerak). Efek dinamis di bawah kecepatan beban bergerak

yang berbeda dan rasio redaman yang berbeda dipelajari. Ditemukan bahwa kecepatan kendaraan dan periode fundamental jembatan mendominasi perilaku dinamis jembatan. Karena sebagian besar jembatan terdiri dari balok dan pelat seperti jembatan dek girder, model sederhana di atas memiliki validitas yang terbatas.

Bersamaan dengan studi analitis, metode numerik seperti analisis elemen hingga dan metode beda hingga telah digunakan baru-baru ini dalam mempelajari respons dinamis sistem kendaraan-jembatan. Dua set persamaan gerak dikembangkan untuk jembatan dan kendaraan, masing-masing. Persamaan-persamaan ini saling terkait pada titik kontak antara jembatan dan kendaraan, dan titik kontak tersebut bergantung pada waktu dan ruang karena kendaraan bergerak di sepanjang permukaan yang kasar. Prosedur iterasi harus digunakan untuk menyelesaikan persamaan-persamaan yang saling terkait. Pengukuran lapangan merupakan alternatif lain untuk menyelidiki efek dinamis yang mengungkapkan rentang efek beban hidup untuk jembatan balok I baja di bawah beban truk.

Berdasarkan analisis analitik dan studi pengukuran lapangan, karakteristik utama respons dinamis jembatan di bawah kendaraan yang bergerak dapat diringkas sebagai berikut:

1. Faktor dampak terukur, IM, pada jembatan jalan raya bervariasi secara signifikan, misalnya, dengan rata-rata sekitar 0,12 dan deviasi standar sekitar 0,05 untuk jembatan balok I baja. Faktor dampak terukur jauh di bawah spesifikasi AASHTO.
2. Faktor dampak meningkat seiring dengan peningkatan kecepatan kendaraan dalam sebagian besar kasus.
3. Faktor dampak menurun seiring dengan peningkatan bentang jembatan.
4. Dalam kondisi kekasaran permukaan jalan yang "sangat baik" (amplitudo kurva profil jalan raya kurang dari 1 cm), faktor dampak jauh di bawah yang tercantum dalam spesifikasi desain. Namun, faktor dampak meningkat pesat seiring dengan peningkatan kekasaran permukaan jalan dari "baik" ke "buruk" (amplitudo kurva profil jalan raya lebih dari 4 cm) dan dapat jauh melampaui faktor dampak dalam spesifikasi desain.
5. Faktor dampak menurun ketika kendaraan melaju di lebih dari satu lajur. Peluang terjadinya respons dinamis maksimum secara bersamaan untuk semua kendaraan sangat kecil.
6. Faktor dampak untuk balok eksterior jauh lebih besar daripada untuk balok interior karena bentuk mode torsi yang tereksitasi berkontribusi pada respons dinamis balok eksterior.
7. Bentuk mode pertama jembatan dominan dalam sebagian besar kasus, terutama untuk efek dinamis pada balok interior di jembatan bentang tunggal.

Faktor dampak, IM, adalah pengukuran yang diterima secara luas untuk efek dinamis jembatan di bawah kendaraan yang bergerak dan digunakan dalam spesifikasi desain di seluruh dunia. Pertimbangan efek benturan pada jembatan jalan raya dan kereta api dalam praktik desain akan diperkenalkan melalui contoh-contoh pada Bagian 12.2 dan 12.3. Getaran bebas dan getaran paksa akibat kendaraan yang bergerak akan diperkenalkan pada Bagian 12.4 dan 12.5 untuk mengungkap perilaku dinamis getaran jembatan.

12.2 PERTIMBANGAN EFEK BENTURAN PADA DESAIN JEMBATAN JALAN RAYA

Karena efek benturan pada jembatan oleh kendaraan yang bergerak dipengaruhi oleh faktor-faktor seperti bentang jembatan, kekakuan, kekasaran permukaan, dan kecepatan serta sistem suspensi kendaraan yang bergerak, faktor benturan bervariasi dalam rentang yang besar. Meskipun pemodelan aktual dari efek ini kompleks, perhitungan efek benturan sangat disederhanakan dalam praktik desain jembatan dengan menghindari analisis getaran yang disebabkan oleh kendaraan. Secara umum, efek dinamis disebabkan oleh dua sumber: (1) efek palu lokal oleh rakitan roda kendaraan yang melintasi diskontinuitas permukaan seperti sambungan dek, retakan, delaminasi, dan lubang; dan (2) getaran global yang disebabkan oleh kendaraan yang bergerak pada undulasi panjang di perkerasan jalan, seperti yang disebabkan oleh penurunan timbunan, atau oleh eksitasi resonansi jembatan.

Sumber pertama memiliki efek benturan lokal pada sambungan dan ekspansi jembatan. Di sisi lain, sumber kedua akan berpengaruh pada sebagian besar anggota struktur atas dan beberapa anggota struktur bawah. Berbagai pertimbangan dan rumus desain diusulkan di seluruh dunia untuk sumber kedua, yang berarti bahwa komunitas jembatan belum mencapai konsensus mengenai masalah ini. Perbedaan di antara berbagai spesifikasi kode di seluruh dunia untuk faktor amplifikasi dinamis vs. frekuensi fundamental sangat besar. Efek dinamis yang besar dipertimbangkan di beberapa negara untuk frekuensi jembatan yang berkisar dari 1,0 hingga 5,0 Hz, yang merupakan rentang frekuensi fundamental dari sebagian besar sistem suspensi truk. Ini sebagian besar merupakan upaya untuk memberikan penalti pada jembatan yang dirancang dalam rentang frekuensi ini. Namun, evaluasi akurat frekuensi pertama jembatan sulit dilakukan pada tahap desain.

Dalam *Spesifikasi Standar Jembatan Jalan Raya AASHTO (1996)* di Amerika Serikat, faktor dampak akibat getaran jembatan untuk anggota dalam Grup A termasuk struktur atas, pilar, dan bagian-bagian beton dan tiang baja di atas tanah yang menopang struktur atas, dinyatakan secara sederhana sebagai fungsi bentang jembatan:

$$IM = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30 \quad (12.4)$$

di mana L (dalam kaki) adalah panjang bentang yang dibebani untuk menciptakan tegangan maksimum. Dalam *Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (1994)*, efek statis dari truk atau tandem desain harus ditingkatkan dengan efek benturan dalam persentase yang ditentukan dalam Tabel 12.1.

Dalam Tabel 12.1, 75% dari efek benturan dipertimbangkan untuk sambungan dek untuk semua kondisi batas karena efek palu lokal, 15% untuk kondisi batas kelelahan dan patahan untuk anggota yang rentan terhadap pembebanan siklik seperti konektor geser dan anggota pengelasan, dan 33% untuk semua anggota lain yang dipengaruhi oleh getaran global. Uji lapangan menunjukkan bahwa di sebagian besar jembatan jalan raya, komponen dinamis dari respons tidak melebihi 25% dari respons statis terhadap kendaraan. Karena kombinasi beban hidup yang ditentukan dari truk desain dan beban lajur mewakili sekelompok kendaraan

pengecualian yang setidaknya $\frac{4}{3}$ dari kendaraan yang disebabkan oleh truk desain saja pada jembatan bentang pendek dan menengah, nilai yang ditentukan sebesar 33% dalam Tabel 12.1 adalah hasil perkalian dari $\frac{4}{3}$ dan nilai dasar 25%. Efek benturan tidak dipertimbangkan untuk dinding penahan yang tidak dikenai reaksi vertikal dari struktur atas, dan untuk komponen pondasi bawah tanah karena efek redaman tanah.

Efek dinamis yang disebabkan oleh kendaraan diperhitungkan dalam praktik desain jembatan dalam perhitungan beban hidup, seperti yang ditunjukkan pada contoh berikut.

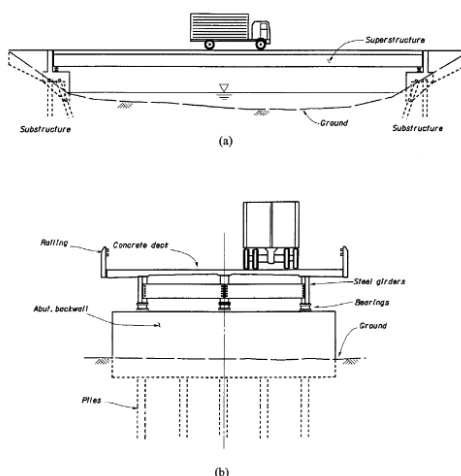
Contoh 11.1 — Perhitungan Beban Hidup dalam Desain Jembatan Jalan Raya

Diberikan

Jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 12.2 adalah jembatan gelagar baja-dek beton dengan bentang 50 kaki (15,24 m). Jembatan yang menampung beban lalu lintas dua lajur terdiri dari empat balok dengan jarak antar balok 7 kaki (2,13 m). Balok baja yang digunakan adalah W36 $\times$ 150 dan ketebalan dek beton rata-rata adalah 9 inci (3,54 m). Jembatan ini dirancang untuk menampung truk tertentu dengan nomor seri HS20-44.

Solusi 1

Menggunakan Spesifikasi Standar Jembatan Jalan Raya AASHTO (1996) untuk menghitung momen beban hidup desain untuk balok baja interior di bawah truk desain HS20-44.



Gambar 12.1 (a) Kendaraan bergerak di atas jembatan. (b) Tampilan penampang jembatan dan kendaraan.

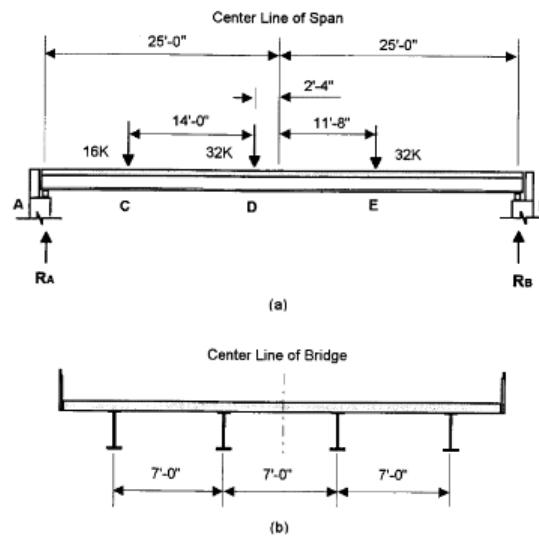
Tabel 12.1 Batas Beban Dinamis, *IM*

Komponen	IM
Sambungan dek — Semua batas kondisi	75%
Komponen lainnya:	
• Batas kondisi lelah dan patah	15%
• Semua batas kondisi lainnya	33%

1. Hitung Momen Desain Statis pada Balok Penopang Bagian Dalam di Bawah Beban Truk HS20-44

- a. Hitung momen beban truk maksimum statis pada suatu lajur di bagian kritis struktur atas yang disebabkan oleh beban truk:

Terdapat dua jenis beban hidup kendaraan: beban truk dan beban lajur. Untuk momen lentur yang disebabkan oleh beban HS20-44 untuk panjang bentang hingga 140 kaki, beban truk akan menjadi penentu.



Gambar 12.2 (a) Tampak jembatan girder baja di bawah beban truk HS20-44. (b) Penampang jembatan girder baja.

Momen beban hidup maksimum terjadi pada posisi truk yang paling merugikan. Bahkan, momen maksimum terjadi pada posisi beban terpusat kedua ketika garis tengah bentang berada di tengah antara pusat gravitasi beban dan beban terpusat kedua seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.2a. Reaksi R_A di ujung A ditentukan dengan menggunakan persamaan keseimbangan jumlah momen terhadap titik B:

$$\sum M_B = 0$$

Dengan demikian,

$$50R_A - 8 \times 41.33 - 32 \times 27.33 - 32 \times 13.33 = 0, \text{ and}$$

$$R_A = \frac{1632}{50} = 32.64 \text{ kip (145.25 kN)}$$

Momen beban hidup maksimum di Titik D (lihat Gambar 12.2) adalah

$$M_{max} = 22.67R_A - 8 \times 4 = 627.95 \text{ kips-ft (851.50 kN-m)}$$

- b. Hitung faktor distribusi beban gandar, DF, untuk balok penopang:

Untuk lantai beton dua jalur dengan balok I baja dengan jarak antar balok 7 kaki (2,13 m), faktor distribusi, DF, menurut AASHTO-96 adalah

$$DF = \frac{S}{2 \times 5.5} = \frac{7}{2 \times 5.5} = 0.64$$

- c. Hitung momen lentur statis desain pada balok memanjang:

$$M_{LL} = DF(M_{max}) = 627.95 \times 0.64 = 401.89 \text{ kips-ft (544.96 kN-m)}$$

2. Menentukan Faktor Amplifikasi Dinamis, AF

$$AF = 1.0 + IM = 1.0 + \frac{50}{L + 125} = 1.0 + \frac{50}{50 + 125} = 1.29 \quad (\text{AASHTO-96})$$

3. Hitung Momen Lentur Total di Bawah Beban Hidup

Momen lentur total di bawah beban hidup termasuk faktor amplifikasi adalah

$$\begin{aligned} M_{LL+IM} &= M_{LL} \times AF \\ &= 401.89 \times 1.29 = 518.44 \text{ kips-ft (703.00 kN-m)} \quad (\text{AASHTO-96}) \end{aligned}$$

Solusi 2

Menggunakan Spesifikasi Desain AASHTO-LRFD (1994) untuk menghitung momen beban hidup desain untuk balok baja interior di bawah truk HS20-44.

1. Hitung Momen Statis Truk pada Balok Interior di bawah Truk HS20-44

- a. *Momen maksimum* dalam satu lajur sama seperti pada Metode 1:

$$M_{max} = 627.95 \text{ kips-ft (851.50 kN-m)}$$

- b. *Hitung faktor distribusi beban momen*, DF, untuk balok baja:

Untuk lantai beton dua jalur dengan balok I baja berjarak 7 kaki (2,13 m), faktor distribusi, DF, adalah

$$DF = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1} = 0.075 + \left(\frac{7.0}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{7.0}{L}\right)^{0.2} \times 1.0 = 0.63$$

(untuk penggunaan desain awal)

- c. Hitung momen lentur statis desain pada balok memanjang:

$$M_{LL} = DF(M_{max}) = 627.95 \times 0.63 = 395.64 \text{ kips-ft (538.07 kN-m)}$$

2. Menentukan Faktor Amplifikasi Dinamis, AF

$$AF = 1.0 + IM = 1.0 + 0.33 = 1.33 \quad (\text{AASHTO-94})$$

3. Hitung Momen Lentur Total pada Balok Penopang Interior di Bawah Beban Truk

Momen lentur total di bawah beban truk termasuk faktor amplifikasi adalah

$$\begin{aligned} M_{LL+IM} (\text{truck}) &= M_{LL} AF = 395.64 \times 1.33 \\ &= 526.20 \text{ kips-ft} \quad (715.64 \text{ kN-m}) \quad (\text{AASHTO-94}) \end{aligned}$$

4. Momen beban hidup kendaraan merupakan kombinasi dari beban truk desain dengan toleransi benturan dan beban lajur desain tanpa toleransi benturan (0,64 kip/ft per 10,0 ft per lajur, 0,88 kN/m per 3,0 m):

$$\begin{aligned} M_{LL+IM} (\text{total}) &= 526.20 + 0.63 \times (0.64 \times 50/2 \times 22.67 - 1/2 \times 0.64 \times 22.67^2) \\ &= 651.10 \text{ kips-ft} \quad (885.50 \text{ kN-m}) \end{aligned}$$

12.3 PERTIMBANGAN EFEK DAMPAK PADA DESAIN JEMBATAN KERETA API

Untuk jembatan kereta api, rasio beban hidup yang disebabkan oleh kendaraan bergerak seperti lokomotif dan kereta api terhadap beban mati biasanya lebih tinggi daripada pada jembatan jalan raya. Demikian pula, seperti pada desain jembatan jalan raya, efek beban hidup statis oleh kendaraan harus ditingkatkan dengan faktor dampak untuk memperhitungkan efek amplifikasi dinamis. Sumber dampak jembatan yang paling penting adalah:

1. Pantulan dan gulingan awal kendaraan,
2. Kecepatan kendaraan, dan
3. Sifat dinamis jembatan dan kekasaran permukaan rel.

Dalam spesifikasi AREA, beban dampak yang ditentukan didasarkan pada investigasi dan pengujian jembatan kereta api yang beroperasi di bawah beban lokomotif dan kereta api. Getaran untuk jembatan adalah efek dinamis yang paling dominan dalam desain jembatan kereta api. Dalam getaran, efek getaran vertikal akan digabungkan dengan efek goyang (RE) yang disebabkan oleh gerakan pitch kendaraan (rotasi transversal kendaraan). Dengan demikian, pasangan dengan 10% beban gandar yang bekerja ke bawah pada satu rel dan ke atas pada rel lainnya harus ditambahkan ke dalam efek dampak vertikal. Efek goyangan, RE, harus dinyatakan sebagai persentase; baik 10% dari beban gandar atau 20% dari beban roda. Efek benturan total dapat dihitung sebagai

1. Persentase beban hidup untuk peralatan bergulir tanpa benturan palu, seperti lokomotif diesel dan listrik, dan lainnya.,

$$IM = RE + 40 - \frac{3L^2}{1600} \quad \text{if } L < 50 \text{ ft (15.24 m)} \quad (12.5)$$

$$IM = RE + 16 - \frac{600}{L - 30} \quad \text{if } L \geq 80 \text{ ft (24.39 m)}$$

2. Persentase beban hidup untuk lokomotif uap dengan palu:

a. Untuk bentang balok, balok memanjang, balok penopang, balok lantai, bagian bentang rangka dek yang hanya menanggung beban dari balok lantai:

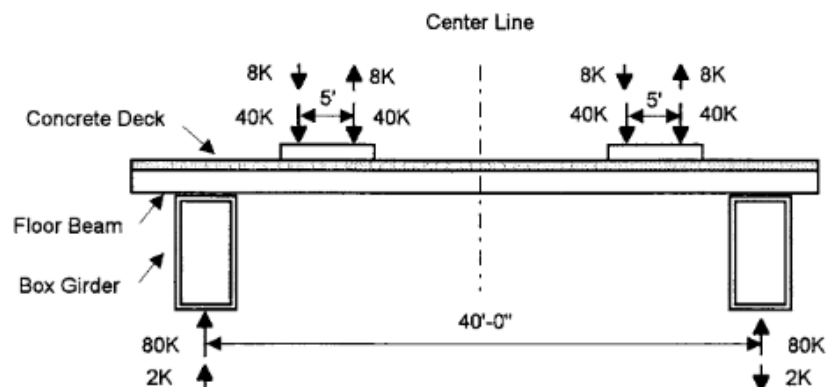
$$IM = RE + 40 - \frac{L^2}{500} \quad \text{if } L < 100 \text{ ft (30.48 m)}$$

$$IM = RE + 10 - \frac{1600}{L - 40} \quad \text{if } L \geq 100 \text{ ft (30.48 m)} \quad (12.6)$$

b. Untuk bentang rangka:

$$IM = RE + 10 - \frac{4000}{L + 25} \quad (12.7)$$

di mana L adalah panjang bentang efektif (kaki).



Gambar 12.3 Model efek goyangan untuk jembatan kereta api.

Uji coba telah menunjukkan bahwa beban benturan pada jembatan dek balas dapat dikurangi hingga 90% dari yang ditentukan untuk jembatan dek terbuka karena efek redaman yang dihasilkan dari jembatan dek balas. Ditemukan dari studi parametrik bahwa dampak berkisar dari 24,9 hingga 26,0%, dengan rata-rata 25,6%, kecuali untuk penggantung. Contoh berikut menunjukkan bagaimana memperhitungkan efek benturan dalam perhitungan beban hidup pada desain jembatan kereta api.

Contoh 12.2 — Perhitungan Beban Hidup pada Desain Jembatan Kereta Api Diberikan

Sebuah jembatan dek balas sepanjang 105 kaki (32,01 m) ditopang oleh dua balok kotak. Jarak antar balok kotak adalah 40 kaki (12,20 m) untuk membawa dua jalur, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.3. Beban hidup adalah Cooper E-80 tanpa pukulan palu. Momen lentur maksimum MLL di tengah bentang di bawah beban hidup statis adalah 15.585 kips-ft

(21.195,60 kN-m) per rel berdasarkan nilai AREA. Momen lentur M_{LL+IM} di tengah bentang di bawah beban hidup dapat dihitung sebagai berikut.

1. Tentukan Efek Goyang (RE)

Beban gandar maksimum adalah 80 kips (356,00 kN) (40 kips per rel, 178,00 kN per rel). Gaya kopel yang dihasilkan oleh efek goyang:

$$20\% \times 40 = 8 \text{ kip (35.60 kN)}$$

Gaya kopel total pada balok kotak adalah:

$$\text{total couple} = 8 \times 5 \text{ ft (rail spacing)} \times 2 \text{ tracks} = 40 \text{ kips-ft (10.24 kN-m)}$$

$$\text{total couple force} = \frac{\text{total couple}}{\text{stringer spacing}} = \frac{80}{40} = 2.0 \text{ kip (8.9 kN)}$$

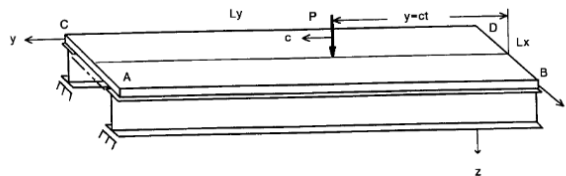
Efek goyang pada balok penopang adalah perbandingan antara reaksi goyang dan reaksi statis:

$$RE = \frac{2.0}{80} = 0.025 = 2.5$$

2. Tentukan Persentase Efek Benturan dari Spesifikasi LUAS

Untuk $L > 80$ kaki (24,39 m) dan kasus tanpa efek palu:

$$IM = RE + \left(16 + \frac{600}{L - 30}\right)$$



Gambar 12.4 Jembatan Dek Balok Di Bawah Beban Konstan Bergerak.

Untuk jembatan dek balas, pengurangan 90% harus dipertimbangkan, yaitu:

$$IM = 90$$

3. Menentukan Pengaruh Beban Hidup dari Momen Lentur Maksimum di Titik Tengah Bentang

$$AF = 1.0 + IM = 1.0 + 0.24 = 1.24$$

$$M_{LL+IM} = AF(M_{LL}) = 1.24 \times 15,585 = 19,264 \text{ kips-ft (26,199.04 kN-m)}$$

12.4 ANALISIS GETARAN BEBAS

1. Model Struktur

Pada dua bagian berikut, getaran jembatan di bawah beban bergerak akan dibahas untuk menyelidiki respons dinamis jembatan. Pada dasarnya ada dua jenis metode analisis: analisis numerik (model massa pegas) dan analisis analitik (model beban bergerak). Analisis numerik memodelkan interaksi antara kendaraan dan jembatan dan mengekspresikan perilaku dinamis secara numerik.

Di sisi lain, analisis analitik sangat menyederhanakan interaksi kendaraan dengan jembatan dan memodelkan jembatan sebagai pelat atau balok tetapi mengekspresikan perilaku dinamis secara eksplisit. Akurasi yang baik dapat diperoleh menggunakan model analitik ketika rasio beban hidup terhadap berat sendiri struktur atas kurang dari 0,3. Metode analisis analitik akan disajikan untuk jembatan dengan sistem balok-pelat.

Struktur yang ditunjukkan pada Gambar 12.4 mewakili pelat dengan dua tepi berlawanan AC dan BD yang ditopang sederhana oleh tanah kaku dan dua tepi lainnya AB dan CD yang ditopang sederhana pada dua balok. Asumsi yang dibuat adalah

- Hubungan tegangan-regangan untuk material balok dan pelat adalah elastis linier;
- Terdapat permukaan bidang netral pada pelat dan keberadaan balok tidak berpengaruh pada posisi bidang netral ini, yaitu, balok hanya dapat memberikan reaksi gaya vertikal pada tepi AB dan CD untuk pelat. Struktur tersebut adalah jembatan dek girder nonkomposit; dan
- Teori pelat tipis dan balok sederhana dapat diterapkan.

2. Analisis Getaran Bebas

Persamaan diferensial untuk getaran bebas pelat yang ditunjukkan pada Gambar 12.4 adalah

$$D\nabla^{(4)}W + mW_{tt}^{(2)} = 0 \quad (12.8)$$

Di mana

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu)} = \text{Kekakuan lentur plat}$$

m = massa per satuan luas pelat

W = defleksi vertikal pelat

Kondisi batas untuk pelat adalah sebagai berikut:

At $y = 0$ and $y = L_y$:

$$W(x, y, t) = 0 \quad (12.9a)$$

$$M_y(x, y, t) = 0 \quad (12.9b)$$

At $x = 0$:

$$M_x(x, y, t) = 0 \quad (12.9c)$$

$$Q_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -E_b I_b \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} - m_b \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \quad (12.9d)$$

At $x = L_x$

$$M_x(x, y, t) = 0 \quad (12.9e)$$

$$Q_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = -E_b I_b \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} - m_b \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} \quad (12.9f)$$

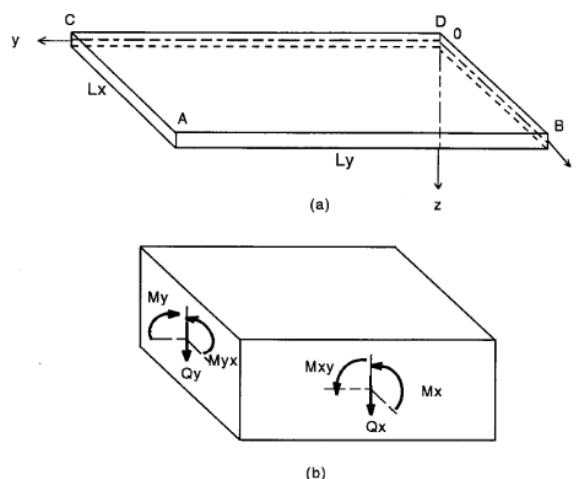
Di mana E_b , I_b , dan m_b masing-masing adalah kekakuan lentur dan massa per satuan panjang balok, dan M_x , M_y masing-masing adalah momen lentur transversal dan longitudinal. M_{xy} adalah torsi dan Q_y adalah gaya geser di tepi pelat, masing-masing. Tanda-tandanya ditunjukkan pada Gambar 12.5. Istilah di sisi kanan pada Persamaan (12.9d) dan (12.9f) mewakili gaya interaksi di tepi AB dan CD antara pelat dan balok. Terlihat bahwa partisipasi balok diperhitungkan dalam persamaan diferensial parsial melalui kondisi batas untuk pelat.

Dengan asumsi bahwa struktur bergetar dalam suatu mode sehingga bentuk defleksi dijelaskan oleh

$$W = \sin \frac{i\pi y}{L_y} X_j(x) \sin(\omega_{ij}t + q) \quad (12.10)$$

Persamaan berikut dapat diperoleh dengan mensubstitusikan Persamaan (12.10) ke dalam Persamaan (12.8):

$$X_j^{(4)} - 2 \frac{i^2 \pi^2}{L_y^2} X_j^{(2)} + \frac{i^4 \pi^4}{L_y^4} X_j - \frac{m}{D} \omega_{ij}^2 X_j = 0 \quad (12.11)$$



Gambar 12.5 (a) Pelat tiga dimensi dengan panjang L_y dan lebar L_x . (b) Elemen volume dengan gaya antar-dimensi yang bekerja pada sisi-sisinya.

Solusi dari persamaan diferensial homogen di atas adalah

$$X_j = e^{\lambda_x x / L_x}$$

di mana λ harus memenuhi persamaan karakteristik:

$$\frac{\lambda^4}{L_x^4} - 2 \frac{i^2 \pi^2 \lambda^2}{L_y^2 L_x^2} + \left(\frac{i^4 \pi^4}{L_y^4} - \frac{m \omega_{ij}^2}{D} \right) = 0 \quad (12.12)$$

Persamaan ini memiliki empat akar. Berdasarkan tanda akarnya, $X_j(x)$ akan memiliki dua bentuk berbeda, yang akan dibahas secara terpisah.

Kasus 1

$$i^2 > pr_{ij}^2$$

Dimana

$$pr_{ij}^2 = \frac{\omega_{ij}^2 m L_y^2}{D \pi^4} \quad (12.13)$$

Kita memiliki solusi berikut untuk Persamaan (12.11)

$$X_j = \sinh \lambda_1 u + A \cosh \lambda_1 u + B \sinh \lambda_2 u + C \cosh \lambda_2 u$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{\pi}{\gamma} [i^2 \mp pr_{ij}^2] \quad (12.14)$$

Dimana

$$u = x / L_x \quad (12.15.a)$$

$$\gamma = L_y / L_x \quad (12.15.b)$$

Dengan mensubstitusikan Persamaan (12.14) dan (12.10) ke dalam kondisi batas pada Persamaan (12.9a) hingga (12.9f), konstanta A , B , dan C pada Persamaan (12.14) dapat ditentukan dengan menyelesaikan sekelompok persamaan nilai eigen. Frekuensi alami ω_{ij} pada Kasus 1 dapat diperoleh dari persamaan nonlinier berikut dari kondisi batas sebagai

$$2\lambda_1 \lambda_2 D_1^2 D_2^2 (\cosh \lambda_1 \cosh \lambda_2 - 1) - (\lambda_1^2 D_1^4 + \lambda_2^2 D_2^4) \sinh \lambda_1 \sinh \lambda_2$$

$$- (D_1 + D_2)^2 Q^2 \sinh \lambda_1 \sinh \lambda_2 + 2Q(D_1 + D_2)$$

$$(\lambda_2 D_2^2 \sinh \lambda_1 \cosh \lambda_2 - \lambda_1 D_1^2 \cosh \lambda_1 \sinh \lambda_2) = 0 \quad (12.16)$$

Dimana

$$D_{1,2} = \frac{\pi^2}{\gamma^2} ((1 - \mu)i^2 + pr_{ij}^2)$$

$$Q = \left(E_b D_b \frac{i^4 \pi^4}{L_y^4} - m_b \omega_{ij}^2 \right) / D L_y^3$$

dan Q dalam Persamaan (12.16) mewakili interaksi antara pelat dan balok.

Kasus 2

$$i^2 < pr_{ij}^2$$

Dalam hal ini, solusi untuk Persamaan (12.11) adalah

$$X_j = \sin \lambda_1 u + A \cos \lambda_1 u + B \sinh \lambda_2 u + C \cosh \lambda_2 u \quad (12.17)$$

Di mana

$$l_{1,2} = \frac{\pi}{\gamma} [pr_{ij}^2 \mp i^2]$$

Dengan mensubstitusikan Persamaan (12.17) dan (12.11) ke dalam kondisi batas pada Persamaan (12.9a) hingga (12.9f), kita dapat memperoleh konstanta pada Persamaan (12.17) seperti pada Kasus 1 dengan menyelesaikan sekelompok persamaan nilai eigen. Frekuensi alami ω_{ij} pada Kasus 2 dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$\begin{aligned} & 2\lambda_1 \lambda_2 D_1^2 D_2^2 (\cos \lambda_1 \cosh \lambda_2 - 1) - (\lambda_1^2 D_1^4 + \lambda_2^2 D_2^4) \sin \lambda_1 \sinh \lambda_2 \\ & - (D_1 + D_2)^2 Q^2 \sinh \lambda_1 \sinh \lambda_2 + 2Q(D_1 + D_2) \\ & (\lambda_2 D_2^2 \sin \lambda_1 \cosh \lambda_2 - \lambda_1 D_1^2 \cos \lambda_1 \sinh \lambda_2) = 0 \end{aligned} \quad (12.18)$$

Contoh 12.3 Analisis Getaran Bebas untuk Jembatan Balok-Pelat

Struktur dek jembatan satu jalur ditunjukkan pada Gambar 12.4. Pelat terbuat dari material isotropik yang mewakili beton bertulang, dan balok terbuat dari baja dengan penampang $W36 \times 150$. Panjang bentang jembatan adalah 80 kaki (24,39 m) dan lebar jembatan adalah 10 kaki (3,05 m). Ketebalan pelat dek adalah 8 inci (3,15 cm). Modulus elastisitas balok baja $E_b = 29.0 \times 10^3$ ksi (200.0×10^3 MPa) dan modulus elastisitas pelat beton adalah $E = 4,38 \times 10^3$ ksi (30,18 MPa). Massa jenis pelat $m = 0,8681$ lb/in.² ($0,61$ kN/cm²) dan massa jenis balok adalah $m_b = 12,50$ lb/in.² ($22,0$ N/cm²) di mana g adalah percepatan gravitasi. Momen inersia balok adalah $I_b = 9030$ in.⁴ (375.800 cm⁴). Semua sifat lainnya dihitung sebagai:

Kekakuan lentur pelat dalam arah y :

$$L_x D = \frac{L_x E t^3}{12(1.0 - \mu)} = 4.56 \times 10^{10} \text{ lb.in.}^2 \quad (1.28 \times 10^{12} \text{ kN.cm}^2)$$

Rasio kekakuan lentur antara balok dan pelat:

$$R_{ej} = \frac{2.0E_b I_b}{L_x D} = 11.5$$

Perbandingan massa antara balok dan pelat:

$$R_m = \frac{m_b}{L_x m} = 0.12$$

Frekuensi alami pertama pelat sebagai balok:

$$\omega_{11}^p = \frac{p^2}{L_y^2} \sqrt{\frac{D}{m}} = 4.40 \text{ rad / s}$$

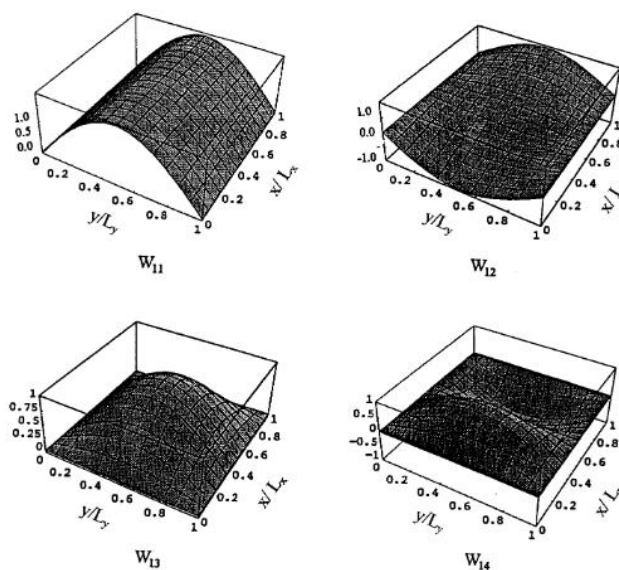
Frekuensi alami pertama dari berkas cahaya:

$$\omega_1^b = \frac{p^2}{L_y^2} \sqrt{\frac{E_b I_b}{m_b}} = 30.45 \text{ rad / s}$$

Subskrip i dan j mewakili bentuk mode ke-i dan ke-j dalam arah y dan x, masing-masing. Frekuensi alami, ω_{jj} , dapat ditentukan secara numerik menggunakan Persamaan (12.16) dan (12.18). Beberapa frekuensi alami pertama ditunjukkan pada Tabel 12.2.

Tabel 12.2 Frekuensi Alami Dek Jembatan Satu Jalur (rad/s; rasio aspek pelat = 8,0)

	<i>j</i> = 1	<i>j</i> = 2	<i>j</i> = 3
<i>i</i> = 1	14,53	35,43	482,65
<i>i</i> = 2	60,09	110,62	506,27
<i>i</i> = 3	125,67	217,44	556,53
<i>i</i> = 4	206,05	354,98	647,51

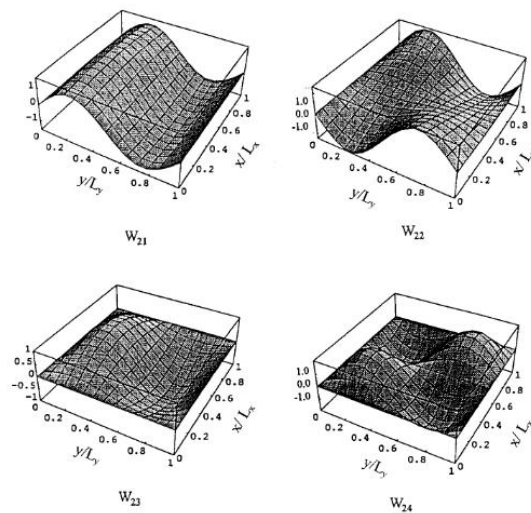


Gambar 12.6 Bentuk mode tiga dimensi yang dinormalisasi $W_{ij}, i = 1, j = 1, 2, 3, 4$, untuk dek jembatan satu jalur. (subskrip i-j adalah nomor bentuk mode dalam arah y dan x, masing-masing).

Bentuk mode jembatan ditunjukkan pada Gambar 12.6 dan 12.7 menggunakan dimensi yang dinormalisasi di ketiga arah. Terlihat bahwa W_{12}, W_{14}, W_{22} , dan W_{24} semuanya merupakan bentuk mode asimetris dalam arah x terhadap garis tengah $x = L_x/2$. Ketika beban bergerak melintasi pelat sepanjang garis ini, bentuk mode ini tidak akan terangsang. Dengan demikian, tidak ada kontribusi dari bentuk mode ini. Bentuk mode pertama dari sistem balok-pelat hampir konstan dalam arah x , seperti yang ditunjukkan dalam contoh rasio aspek pelat yang cukup tinggi ini. Ini berarti bahwa balok memiliki bentuk mode pertama yang sama dengan pelat. Dalam kasus ini, frekuensi alami pertama dari sistem balok-pelat dapat dievaluasi secara perkiraan sebagai

$$\omega_{11}^2 = \frac{2R_m\omega_1^{b2} + \omega_{11}^{p2}}{1 + 2R_m} \quad (12.19)$$

Dimana ω_1^b dan ω_1^p adalah frekuensi fundamental dari balok dan pelat sebagai sebuah balok, masing-masing.



Gambar 12.7 Bentuk mode tiga dimensi yang dinormalisasi $W_{ij}, i = 2, j = 1, 2, 3, 4$, untuk dek jembatan satu jalur (subskrip i-j adalah nomor bentuk mode dalam arah y dan x, masing-masing).

12.5 ANALISIS GETARAN PAKSA DI BAWAH BEBAN BERGERAK

1. Analisis Respons Dinamis

Persamaan pengatur untuk pelat dengan permukaan halus yang ditopang oleh dua balok di bawah beban konstan bergerak yang ditunjukkan pada Gambar 12.4 adalah

$$\nabla^4 W + \frac{m}{D} \frac{\partial^2 W}{\partial t^2} = \frac{1}{D} p(x, y, t) \quad (0 < t < L_y/c) \quad (12.20)$$

Di mana

$$p(x, y, t) = P\delta(y - ct)\delta(x - L_x/2)$$

dan c adalah kecepatan beban yang bergerak, dan P adalah besarnya beban yang bergerak. Fungsi delta Dirac mewakili gaya terpusat satuan yang bekerja pada dek. Metode superposisi modal digunakan untuk mendapatkan respons dinamis dengan mengasumsikan

$$W = \sum_{i=1}^{+\infty} \sum_{j=1}^{+\infty} W_{ij}(t) \sin \frac{i\pi y}{L_y} X_j(x). \quad (12.21)$$

Dengan mensubstitusikan Persamaan (12.21) ke dalam Persamaan (12.20), persamaan diferensial biasa berikut dapat diturunkan:

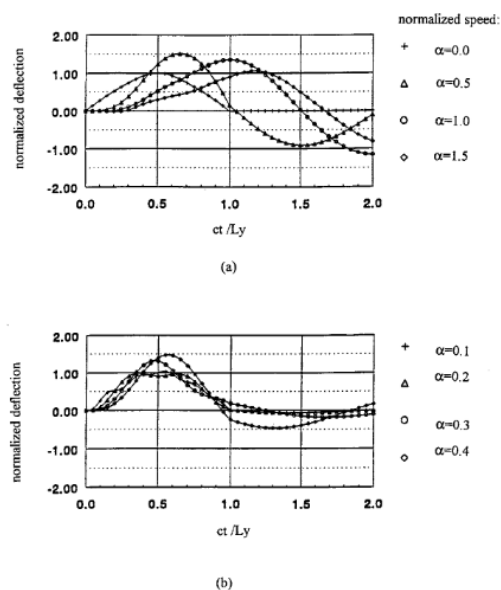
$$W_{ij,t}^{(2)}(t) + 2\xi_{ij}\omega_{ij}W_{ij,t}^{(1)} + \omega_{ij}^2 W_{ij} = \frac{2P}{mL_x L_y} X_{ij}(L_x/2) \sin \frac{i\pi c}{L_y} t \quad (0 < t < L_y/c) \quad (12.22)$$

Di mana ξ_{ij} adalah rasio redaman untuk bentuk mode i - j . Kondisi awal adalah bahwa struktur jembatan berada dalam keadaan statis sebelum beban memasuki bentang dan struktur berada dalam keadaan getaran bebas setelah beban melintasi jembatan. Ada beberapa parameter yang memengaruhi respons dinamis struktur. Pengaruh beberapa parameter tipikal seperti kecepatan beban bergerak dan rasio redaman disajikan berikut ini. Kecepatan kendaraan dinormalisasi sebagai

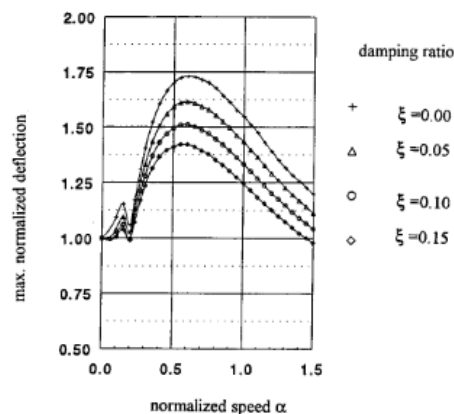
$$\alpha = \frac{\pi c / L_y}{\omega_{11}} \quad (12.23)$$

Misalnya, jika beban bergerak dengan kecepatan 60 mph, bentang jembatan adalah 80 ft dan frekuensi alami pertama adalah 14 Hz, kecepatan ternormalisasi adalah $\alpha = 0,25$. Kecepatan ternormalisasi $\alpha = 0,5$ mewakili kasus di mana waktu yang dibutuhkan kendaraan untuk melintasi bentang sama dengan periode pertama jembatan. Defleksi dinamis ternormalisasi tipikal ditunjukkan pada Gambar 12.8. Terlihat bahwa untuk kecepatan ternormalisasi yang berkisar $0 < \alpha < 1,0$, defleksi maksimum terjadi ketika beban berada di jembatan, sedangkan jika $\alpha > 1,0$, defleksi maksimum terjadi setelah beban melintasi jembatan. Ketika beban berada di pelat ($ct/L_y < 1,0$), defleksi di tengah biasanya positif. Namun, defleksi menjadi negatif setelah beban melewati pelat ($ct/L_y > 1,0$), terutama untuk kasus $0 < \alpha < 0,5$. Perubahan tanda defleksi mengakibatkan perubahan kelengkungan dan, karenanya, perubahan tanda tegangan.

Defleksi yang dinormalisasi di tengah pelat didefinisikan sebagai defleksi dinamis yang disebabkan oleh beban konstan yang bergerak dibagi dengan defleksi statis yang sesuai yang disebabkan oleh gaya konstan terpusat. Gambar 12.9 menunjukkan spektrumnya untuk rasio aspek 8,0. Kecepatan beban bergerak yang dinormalisasi secara signifikan memengaruhi respons dinamis maksimum. Untuk nilai α yang kecil, misalnya, kurang dari 0,20, yang mengacu pada jembatan bentang panjang atau kendaraan berkecepatan rendah, amplifikasi dinamisnya kecil. Nilai kecepatan yang sangat rendah atau jembatan yang sangat panjang tidak menghasilkan banyak respons dinamis. Ketika kecepatan normalisasi lebih besar dari 1,3, yang sesuai dengan jembatan bentang sangat pendek, efek dinamis juga tidak signifikan karena durasi eksitasi sangat singkat. Respons dinamis maksimum terjadi pada kecepatan normalisasi berkisar antara 0,45 hingga 0,65, ketika frekuensi beban mendekati frekuensi fundamental jembatan. Ditemukan juga bahwa faktor amplifikasi momen lentur maksimum adalah 1,2 untuk M_y dan 1,1 untuk M_x pada kecepatan normalisasi 0,4, sedangkan amplifikasi defleksi maksimum sekitar 1,5 pada kecepatan normalisasi 0,11. Amplifikasi dinamis untuk momen lentur lebih kecil daripada amplifikasi dinamis untuk defleksi.



Gambar 12.8 (a) Defleksi ternormalisasi di tengah dek dengan kecepatan ternormalisasi, $\alpha = 0,0, 0,5, 1,0$, dan $1,5$. (b) Defleksi ternormalisasi di tengah dek dengan kecepatan ternormalisasi, $\alpha = 0,1, 0,2, 0,3$, dan $0,4$.



Gambar 12.9 Spektrum defleksi ternormalisasi di tengah dek untuk rasio redaman dan kecepatan ternormalisasi yang berbeda.

2. Ringkasan Perilaku Dampak Jembatan

Untuk struktur dek jembatan satu jalur, kesimpulan tentang perilaku dampak jembatan di bawah beban konstan yang bergerak telah ditarik sebagai berikut:

1. Defleksi maksimum terjadi ketika beban bergerak melintasi dek dengan kecepatan ternormalisasi kurang dari 1,0, dan defleksi maksimum terjadi ketika beban melewati dek dengan kecepatan ternormalisasi lebih besar dari 1,0.
2. Efek dampak maksimum sebagian besar diharapkan ketika durasi kendaraan bergerak mendekati periode fundamental jembatan.
3. Rasio aspek dek memainkan peran penting. Ketika kurang dari 4,0, bentuk mode pertama dominan, ketika lebih dari 8,0, bentuk mode lain terstimulasi. Kontribusi dari bentuk mode frekuensi alami yang lebih tinggi berkurang perlahan karena frekuensi alami, ω_{ij} , meningkat perlahan seiring dengan peningkatan indeks i . Dengan demikian, sejumlah istilah bentuk mode superposisi yang cukup diperlukan untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat.
4. Amplifikasi dinamis untuk defleksi lebih besar daripada untuk momen lentur. Kurva respons defleksi lebih "halus" daripada kurva respons untuk momen lentur dalam domain waktu.
5. Respons dinamis pelat dengan dua tepi bebas dan dua tepi lainnya ditopang sederhana mendekati balok untuk rasio aspek pelat yang lebih besar dari 2,0.
6. Analisis model beban konstan bergerak biasanya melebih-lebihkan efek dinamis karena massa kendaraan tidak dipertimbangkan dalam analisis dinamis dan dengan demikian melebih-lebihkan frekuensi pertama sistem jembatan-kendaraan yang sesuai dengan jembatan "bentang lebih pendek".

BAB 13

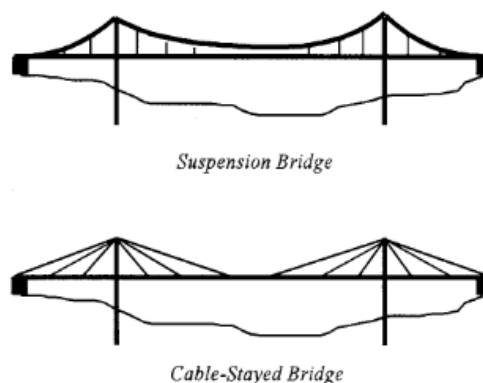
PENGARUH ANGIN PADA JEMBATAN BENTANG PANJANG

13.1 PENDAHULUAN

Pengembangan material dan teknik konstruksi modern telah menghasilkan generasi baru Struktur ringan dan fleksibel. Struktur seperti itu rentan terhadap pengaruh angin. Jembatan gantung dan jembatan kabel yang ditunjukkan pada Gambar 13.1 adalah struktur tipikal yang rentan terhadap masalah yang disebabkan oleh angin.

Runtuhnya jembatan yang paling terkenal akibat angin adalah jembatan gantung Tacoma Narrows yang menghubungkan Semenanjung Olympic dengan bagian lain negara bagian Washington. Jembatan ini selesai dibangun dan dibuka untuk lalu lintas pada tanggal 1 Juli 1940. Bentang gantung utamanya sepanjang 853 m adalah yang terpanjang ketiga di dunia. Jembatan ini menjadi terkenal karena masalah serius yang disebabkan oleh angin yang mulai terjadi segera setelah dibuka. “Bahkan dengan angin hanya 3 hingga 4 mil per jam, bentang tengah akan naik dan turun hingga empat kaki..., dan pengemudi akan berusaha menghindarinya atau menyeberanginya untuk merasakan sensasi seperti naik roller coaster. Orang-orang mengatakan Anda melihat lampu mobil di depan menghilang dan muncul kembali saat mereka terpantul naik turun. Para insinyur memantau jembatan dengan cermat tetapi menyimpulkan bahwa gerakan tersebut dapat diprediksi dan dapat ditoleransi” .

Pada tanggal 7 November 1940, 4 bulan dan 6 hari setelah jembatan dibuka, dek jembatan berayun melalui perpindahan besar dalam mode getaran vertikal pada kecepatan angin sekitar 68 km/jam. Gerakan berubah menjadi mode torsi sekitar 45 menit kemudian. Akhirnya, beberapa elemen struktural utama mengalami tegangan berlebih dan bentang utama runtuh.



Gambar 13.1 Jembatan yang sensitif terhadap angin.

Beberapa jembatan hancur akibat angin sebelum runtuhnya jembatan Tacoma Narrows. Namun, kegagalan inilah yang mengejutkan dan menarik minat para insinyur jembatan untuk melakukan investigasi ilmiah tentang aerodinamika jembatan. Beberapa

jembatan yang ada, seperti jembatan gantung Golden Gate di California dengan bentang utama 1280 m, juga mengalami osilasi besar akibat angin, meskipun tidak sampai runtuh. Pada tahun 1953, jembatan Golden Gate diperkuat untuk menahan aksi aerodinamis.

Getaran akibat angin merupakan salah satu perhatian utama dalam desain jembatan bentang panjang. Bab ini akan memberikan deskripsi singkat tentang getaran jembatan akibat angin, solusi eksperimental dan teoritis, serta aplikasi terkini.

13.2 ANGIN DAN JEMBATAN BENTANG PANJANG

1. Deskripsi Angin di Lokasi Jembatan

Angin atmosfer disebabkan oleh perbedaan suhu akibat radiasi matahari. Ketika angin bertiup di dekat permukaan tanah, angin tersebut diperlambat oleh penghalang sehingga kecepatan rata-rata di permukaan tanah menjadi nol. Lapisan berkecepatan nol ini memperlambat lapisan di atasnya dan proses ini berlanjut hingga kecepatan angin menjadi konstan. Jarak antara permukaan tanah dan ketinggian kecepatan angin konstan bervariasi antara 300 m dan 1 km. Lapisan 1 km ini disebut sebagai lapisan batas di mana angin bersifat turbulen karena interaksinya dengan gesekan permukaan. Variasi kecepatan angin rata-rata dengan ketinggian di atas permukaan tanah biasanya mengikuti hukum logaritmik atau eksponensial.

Kecepatan angin batas didefinisikan oleh tiga komponen: komponen searah angin yang terdiri dari kecepatan angin rata-rata, $\bar{U}$, ditambah komponen turbulen $u(t)$, komponen turbulen melintang angin $v(t)$, dan komponen turbulen vertikal $w(t)$. Turbulensi dijelaskan dalam hal intensitas turbulensi, panjang integral, dan spektrum. Intensitas turbulensi I didefinisikan sebagai

$$I = \frac{\sigma}{\bar{U}} \quad (13.1)$$

di mana σ = simpangan baku komponen angin $u(t)$, $v(t)$, atau $w(t)$; $\bar{U}$ = kecepatan angin rata-rata.

Panjang integral turbulensi adalah pengukuran ukuran rata-rata pusaran turbulen dalam aliran. Terdapat total sembilan panjang integral (tiga untuk setiap komponen turbulen). Misalnya, panjang integral $u(t)$ dalam arah x didefinisikan sebagai

$$L_u^x = \frac{1}{\sigma_u^2} \int_0^\infty R_{u_1 u_2}(x) dx \quad (13.2)$$

di mana $R_{u_1 u_2}(x)$ = fungsi kovarians silang dari $u(t)$ untuk jarak spasial x .

Spektrum angin adalah deskripsi energi angin vs. frekuensi angin. Spektrum von Karman diberikan dalam bentuk tak berdimensi sebagai

$$\frac{nS(n)}{\sigma^2} = \frac{4 \frac{nL}{U}}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{nL}{U}\right)^2\right]^{5/6}} \quad (13.3)$$

di mana n = frekuensi (Hz); S = autospektrum; dan L = panjang integral turbulensi. Panjang integral turbulensi tidak mudah diperoleh. Biasanya diperkirakan dengan mencocokkan kurva model spektrum dengan data lapangan yang diukur.

2. Respons Jembatan Bentang Panjang terhadap Angin

Angin dapat menyebabkan ketidakstabilan dan getaran berlebihan pada jembatan bentang panjang. Ketidakstabilan adalah awal dari perpindahan tak terbatas yang diberikan oleh teknik solusi linier. Sebenarnya, perpindahan dibatasi oleh nonlinieritas struktural. Getaran adalah gerakan siklik yang disebabkan oleh efek dinamis. Karena kegagalan akibat ketidakstabilan dan getaran pada kenyataannya terjadi pada perpindahan terbatas, seringkali sulit untuk menilai apakah suatu struktur gagal karena ketidakstabilan atau kerusakan akibat getaran berlebihan pada beberapa elemen kunci.

Ketidakstabilan yang disebabkan oleh interaksi antara udara yang bergerak dan suatu struktur disebut ketidakstabilan aeroelastis atau aerodinamis. Istilah *aeroelastis* menekankan perilaku benda yang berubah bentuk, dan *aerodinamis* menekankan getaran benda kaku. Karena banyak masalah melibatkan deformasi dan getaran, kedua istilah ini digunakan secara bergantian selanjutnya. Ketidakstabilan aerodinamis jembatan meliputi divergensi, galloping, dan flutter. Getaran yang disebabkan angin biasanya terdiri dari pelepasan vorteks dan buffeting. Jenis ketidakstabilan dan getaran ini dapat terjadi sendiri atau dalam kombinasi. Misalnya, suatu struktur harus mengalami getaran sampai batas tertentu sebelum ketidakstabilan flutter dimulai.

Interaksi antara getaran jembatan dan angin menghasilkan dua jenis gaya: bergantung pada gerak dan tidak bergantung pada gerak. Yang pertama hilang jika struktur terpasang secara kaku. Yang kedua, yang sepenuhnya bergantung pada karakteristik angin dan geometri penampang, ada terlepas dari apakah jembatan bergerak atau tidak. Persamaan gerak aerodinamis dinyatakan dalam bentuk umum berikut:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{F(Y)\}_{md} + \{F\}_{mi} \quad (13.4)$$

di mana $[M]$ = matriks massa; $[C]$ = matriks redaman; $[K]$ = matriks kekakuan; $\{Y\}$ = vektor perpindahan; $F(Y)_{md}$ = vektor gaya aerodinamis yang bergantung pada gerak; dan $\{F\}_{mi}$ = vektor gaya angin yang tidak bergantung pada gerak.

Gaya yang bergantung pada gerak menyebabkan ketidakstabilan aerodinamis dan bagian yang tidak bergantung pada gerak bersama dengan bagian yang bergantung pada gerak menyebabkan deformasi. Perbedaan antara jembatan bentang pendek dan bentang panjang terletak pada bagian yang bergantung pada gerak. Untuk jembatan bentang pendek, bagian yang bergantung pada gerak tidak signifikan dan tidak ada kekhawatiran tentang

ketidakstabilan aerodinamis. Namun, untuk struktur fleksibel seperti jembatan bentang panjang, baik ketidakstabilan maupun getaran perlu diselidiki dengan cermat.

13.3 INVESTIGASI EKSPERIMENTAL

Pengujian terowongan angin umumnya digunakan untuk jembatan yang "sensitif terhadap angin" seperti jembatan kabel-stayed, jembatan gantung, dan jembatan lain dengan panjang bentang atau jenis struktur yang jauh di luar rentang umum. Tujuan dari uji terowongan angin adalah untuk menentukan kerentanan jembatan terhadap berbagai fenomena aerodinamis.

Perilaku aerodinamis jembatan dikendalikan oleh dua jenis parameter, yaitu struktural dan aerodinamis. Parameter struktural meliputi tata letak jembatan, kondisi batas, kekakuan elemen, mode alami, dan frekuensi. Parameter aerodinamis meliputi iklim angin, bentuk penampang jembatan, dan detailnya. Insinyur perancang perlu memberikan semua informasi kepada spesialis angin untuk melakukan pengujian dan analisis.

1. Prinsip Penskalaan

Dalam uji struktural tipikal, struktur prototipe diperkecil menjadi model skala sesuai dengan massa, kekakuan, redaman, dan parameter lainnya. Dalam pengujian, angin bertiup pada sudut vertikal (sudut serang) atau sudut horizontal (sudut miring) yang berbeda untuk mencakup kasus terburuk di lokasi jembatan. Untuk mendapatkan informasi yang andal dari pengujian, kesamaan harus dipertahankan antara spesimen dan struktur prototipe. Skala geometris λ_L , sebuah parameter dasar yang dikendalikan oleh ukuran terowongan angin yang tersedia, dinyatakan sebagai rasio dimensi model (B_m) terhadap dimensi jembatan prototipe (B_p) sebagai

$$\lambda_L = \frac{B_m}{B_p} \quad (13.5)$$

di mana subskrip m dan p masing-masing menunjukkan model dan prototipe. Untuk mempertahankan bilangan Froude yang sama untuk model skala dan prototipe jembatan, diperlukan:

$$\left(\frac{U^2}{Bg}\right)_m = \left(\frac{U^2}{Bg}\right)_p \quad (13.6)$$

di mana g adalah gravitasi udara, yang sama untuk model dan prototipe jembatan. Dari Persamaan (13.5) dan (13.6) kita memiliki skala kecepatan angin λ_v sebagai

$$\lambda_v = \frac{U_m}{U_p} = \sqrt{\lambda_L} \quad (13.7)$$

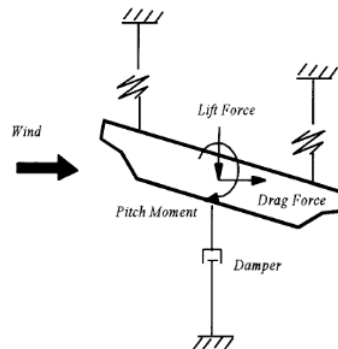
Kesetaraan bilangan Reynolds membutuhkan

$$\left(\frac{\rho UB}{\mu}\right)_m = \left(\frac{\rho UB}{\mu}\right)_p \quad (13.8)$$

di mana μ = viskositas dan ρ = kerapatan massa angin. Persamaan (13.5) dan (13.8) memberikan skala kecepatan angin sebagai

$$\lambda_v = \frac{1}{\lambda_L} \quad (13.9)$$

yang bertentangan dengan Persamaan (13.7). Oleh karena itu, dalam penskalaan model, tidak mungkin untuk memenuhi kesetaraan bilangan Froude dan kesetaraan bilangan Reynolds secara bersamaan. Untuk benda tumpul seperti dek jembatan, pemisahan aliran disebabkan oleh tepi yang tajam dan, oleh karena itu, bilangan Reynolds tidak penting kecuali jika terlalu kecil. Bilangan Reynolds yang terlalu kecil dapat dihindari dengan pemilihan λ_L yang cermat. Oleh karena itu, kesetaraan bilangan Reynolds biasanya dikorbankan dan kesetaraan bilangan Froude dipertahankan.



Gambar 13.2 Tampilan ujung model penampang.

Untuk menerapkan informasi turunan flutter pada analisis prototipe, kecepatan tereduksi tak berdimensi harus sama, yaitu,

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} \quad (13.10)$$

Dengan menyelesaikan persamaan (13.5), (13.7) dan (13.10) diperoleh skala frekuensi alami sebagai berikut:

$$\lambda_N = \frac{N_m}{N_p} = \frac{1}{\sqrt{\lambda_L}} \quad (13.11)$$

Kesetaraan kecepatan tereduksi antara model penampang dan jembatan prototipe di atas merupakan dasar untuk menggunakan informasi model penampang untuk analisis jembatan prototipe. Oleh karena itu, hal ini harus dipenuhi secara ketat.

2. Model Penampang

Model penampang tipikal mewakili satuan panjang dek prototipe dengan skala 1:25 hingga 1:100. Biasanya dibangun dari material seperti baja, kayu, atau aluminium untuk mensimulasikan massa dan momen inersia yang diskalakan terhadap pusat gravitasi. Model penampang hanya mewakili bentuk luar (bentuk aerodinamis) dek. Kekakuan dan karakteristik getaran diwakili oleh penyangga pegas.

Dengan memasang penampang secara kaku di terowongan angin, gaya angin statis, seperti gaya angkat, gaya hambat, dan momen pitch, dapat diukur. Untuk mengukur parameter aerodinamis seperti turunan flutter, model penampang ditopang oleh sistem pegas dan dihubungkan ke sumber peredam seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.2. Sistem pegas dapat disesuaikan untuk mensimulasikan kekakuan dek dalam arah vertikal dan torsional, dan karenanya mensimulasikan frekuensi alami jembatan. Karakteristik redaman juga dapat disesuaikan untuk mensimulasikan redaman yang berbeda.

Model penampang lebih murah dan lebih mudah dilakukan daripada model lengkap. Oleh karena itu, model ini banyak digunakan dalam (1) studi pendahuluan untuk menemukan bentuk dek jembatan terbaik; (2) untuk mengidentifikasi potensi masalah yang disebabkan angin seperti pelepasan pusaran, getaran, dan galloping dan untuk memandu studi model lengkap yang lebih canggih; (3) untuk mengukur data angin, seperti turunan getaran, koefisien gaya statis untuk prediksi analitis perilaku jembatan aktual; dan (4) untuk memodelkan beberapa jembatan yang kurang penting yang pengujian model lengkapnya tidak dapat dibenarkan secara ekonomis.

3. Model Jembatan Lengkap

Model jembatan lengkap, yang mewakili seluruh jembatan atau beberapa bentang, juga disebut model aeroelastis karena deformasi aeroelastis tercermin dalam pengujian model lengkap. Dek, menara, dan kabel dibangun sesuai dengan kekakuan skala jembatan prototipe. Skala model jembatan lengkap biasanya dari 1:100 hingga 1:300 agar sesuai dengan model di terowongan angin. Uji model lengkap digunakan untuk memeriksa berbagai macam fenomena aerodinamika dan menentukan beban angin pada jembatan.

Model jembatan lengkap lebih mahal dan sulit dibangun daripada model penampang. Model ini hanya digunakan untuk jembatan besar pada tahap desain akhir, khususnya untuk memeriksa aerodinamika pada fase konstruksi. Namun, uji model lengkap memiliki banyak keunggulan dibandingkan model penampang: (1) mensimulasikan efek topografi tiga dimensi dan lokal; (2) mencerminkan interaksi antar mode getaran; (3) efek angin dapat divisualisasikan secara langsung pada tahap konstruksi dan layanan; dan (4) lebih edukatif bagi para insinyur desain untuk meningkatkan desain.

4. Model Pita Tegang

Untuk model ini, tali atau tabung tegang digunakan untuk mensimulasikan kekakuan dan karakteristik dinamis jembatan seperti frekuensi alami dan bentuk mode untuk getaran vertikal dan torsi. Model kaku dek dipasang pada tali tegang. Model ini memungkinkan, misalnya, untuk merepresentasikan bentang utama dek. Model pita tegang berada di antara model penampang dan model penuh dalam hal biaya dan keandalan. Untuk jembatan yang kurang penting, model pita tegang merupakan pilihan yang memadai dan ekonomis. Model pita tegang digunakan untuk menentukan kecepatan angin kritis untuk pelepasan pusaran, getaran, dan derap serta perpindahan dan percepatan di bawah angin halus atau turbulen.

13.4 SOLUSI ANALITIS

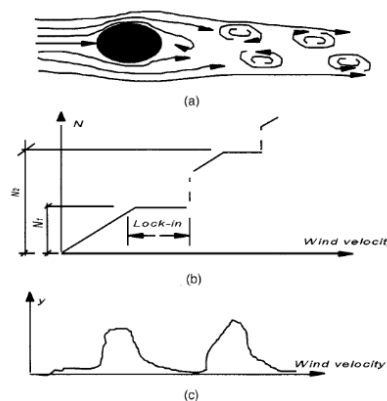
1. Pelepasan Pusaran

Pelepasan pusaran adalah efek yang diinduksi oleh aliran turbulen yang terjadi pada benda tumpul seperti dek jembatan dan pylon. Angin yang mengalir melawan benda tumpul membentuk aliran pusaran bolak-balik yang disebut deret pusaran von Karman yang ditunjukkan pada Gambar 13.3a. Pelepasan pusaran secara bergantian menciptakan gaya alternatif dalam arah tegak lurus terhadap aliran angin. Gaya alternatif ini menimbulkan getaran. Frekuensi pelepasan pusaran dari satu permukaan, baik dalam torsi maupun gaya angkat, dapat dijelaskan dalam bentuk bilangan Strouhal tak berdimensi, S , sebagai berikut:

$$S = \frac{ND}{\bar{U}} \quad (13.12)$$

di mana N = frekuensi pelepasan pusaran dan D = dimensi karakteristik seperti diameter penampang melingkar atau kedalaman dek.

Bilangan Strouhal (berkisar antara 0,05 hingga 0,2 untuk dek jembatan) adalah konstanta untuk geometri dan detail penampang tertentu. Oleh karena itu, frekuensi pelepasan pusaran (N) meningkat seiring dengan kecepatan angin untuk mempertahankan nilai Strouhal (S) yang konstan. Jembatan bergetar kuat tetapi terbatas sendiri ketika frekuensi pelepasan pusaran mendekati salah satu frekuensi alami jembatan, misalnya, N_1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.3. Fenomena ini disebut penguncian dan kecepatan angin yang sesuai disebut kecepatan kritis pelepasan pusaran.



Gambar 13.3 Penjelasan pelepasan vorteks. (a) Jalan Von Karman; (b) fenomena penguncian; (c) getaran jembatan

Penguncian terjadi pada rentang kecepatan angin yang kecil di mana hubungan Strouhal dilanggar karena peningkatan kecepatan angin dan frekuensi pelepasan yang tetap menghasilkan penurunan bilangan Strouhal. Frekuensi alami jembatan, bukan kecepatan angin, mengontrol frekuensi pelepasan. Seiring peningkatan kecepatan angin, fenomena penguncian menghilang dan getaran berkurang menjadi amplitudo kecil. Frekuensi pelepasan dapat mengunci frekuensi alami yang lebih tinggi (N_2) pada kecepatan angin yang lebih tinggi. Oleh karena itu, banyak kecepatan angin menyebabkan pelepasan vorteks.

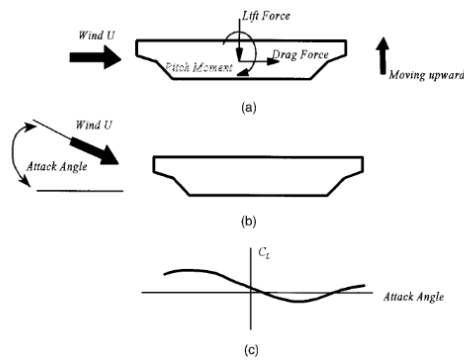
Untuk menggambarkan pengamatan eksperimental di atas, banyak upaya telah dilakukan untuk menemukan ekspresi untuk gaya yang dihasilkan dari pelepasan vorteks. Karena interaksi antara angin dan struktur sangat kompleks, belum ada model yang sepenuhnya berhasil yang dikembangkan untuk penampang jembatan. Sebagian besar model membahas interaksi angin dengan penampang melingkar. Model semiempiris untuk penguncian diberikan sebagai

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = \frac{1}{2}\rho U^2(2D) \left[Y_1(K) \left(1 - \varepsilon \frac{y^2}{D^2} \right) \frac{\dot{y}}{D} + Y_2(K) \frac{y}{D} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega t + \phi) \right] \quad (13.13)$$

di mana $k = B\omega/\bar{U}$ = frekuensi tereduksi; Y_1, Y_2, ε , dan C_L = parameter yang akan ditentukan dari pengamatan eksperimental. Dua suku pertama di sisi kanan memperhitungkan gaya yang bergantung pada gerak.

Lebih khusus lagi, suku $\dot{y}$ memperhitungkan redaman aerodinamis dan suku y memperhitungkan kekakuan aerodinamis. ε memperhitungkan redaman aerodinamis nonlinier untuk memastikan sifat pembatasan diri dari pelepasan pusaran. Suku terakhir mewakili gaya sesaat dari pelepasan pusaran saja yang sinusoidal dengan frekuensi alami jembatan. Menyelesaikan persamaan di atas memberikan getaran $\dot{y}$.

Pelepasan pusaran terjadi baik dalam aliran laminar maupun turbulen. Menurut beberapa pengamatan eksperimental, turbulensi membantu memecah pusaran dan oleh karena itu membantu menekan respons pelepasan pusaran. Model analitik yang lebih lengkap harus mempertimbangkan interaksi antar mode, korelasi bentang gaya aerodinamis, dan efek turbulensi.



Gambar 13.4 Penjelasan tentang galloping. (a) Penampang bergerak ke atas; (b) penampang diam dengan sudut serang angin; (c) koefisien gaya statis vs. sudut serang.

Untuk bentuk penampang tertentu dengan bilangan Strouhal dan frekuensi alami yang diketahui, kecepatan angin terkunci dapat dihitung dengan Persamaan (13.12). Kecepatan angin terkunci yang dihitung biasanya lebih rendah daripada kecepatan angin maksimum di lokasi jembatan. Oleh karena itu, pelepasan pusaran merupakan fenomena aerodinamis yang tak terhindarkan. Namun, getaran yang ditimbulkan oleh pelepasan pusaran bersifat terbatas karena sifat nonliniernya. Peredaman yang relatif kecil seringkali cukup untuk menghilangkan, atau setidaknya mengurangi, getaran hingga batas yang dapat diterima.

Meskipun tidak ada kriteria penerimaan untuk pelepasan pusaran dalam spesifikasi dan kode desain di Amerika Serikat, ada kesepakatan umum bahwa membatasi percepatan lebih tepat daripada membatasi deformasi. Biasanya disarankan bahwa percepatan pelepasan pusaran dibatasi hingga 5% dari percepatan gravitasi ketika kecepatan angin kurang dari 50 km/jam dan 10% dari percepatan gravitasi ketika kecepatan angin lebih tinggi. Batasan percepatan kemudian diubah menjadi batasan perpindahan untuk jembatan tertentu.

2. Galloping

Perhatikan bahwa pada Gambar 13.4 (a) dek jembatan bergerak ke atas dengan kecepatan $\dot{y}$ di bawah angin horizontal U . Ini setara dengan kasus pada Gambar 13.4b di mana dek tidak bergerak dan angin bertiup ke bawah dengan sudut serang α ($\tan(\alpha) = \dot{y}/U$). Jika koefisien gaya statis terukur pada kasus ini negatif (ke atas), maka bagian dek akan terdorong ke atas lebih jauh sehingga menghasilkan getaran divergen atau galloping. Jika tidak, getaran stabil. Galloping disebabkan oleh perubahan sudut serang efektif karena gerakan vertikal atau torsi struktur. Kemiringan negatif pada plot koefisien gaya angkat statis atau momen pitch terhadap sudut serang, yang ditunjukkan pada Gambar 13.4c, biasanya menyiratkan kecenderungan terjadinya galloping. Galloping terutama bergantung pada perilaku quasi-steady struktur. Persamaan gerak yang menggambarkan fenomena ini adalah

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -\frac{1}{2}\rho U^2 B \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right)_{\alpha=0} \frac{\dot{y}}{U} \quad (13.14)$$

Sisi kanan mewakili redaman aerodinamis dan C_L serta C_D adalah koefisien gaya statis dalam arah gaya angkat dan gaya hambat, masing-masing. Jika redaman total kurang dari nol, yaitu,

$$c + \frac{1}{2} \rho U B \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right)_{\alpha=0} \leq 0 \quad (13.15)$$

maka sistem cenderung menuju ketidakstabilan. Penyelesaian persamaan di atas memberikan kecepatan angin kritis untuk terjadinya galloping. Karena redaman mekanis c bernilai positif, situasi di atas hanya mungkin terjadi jika kriteria Den Hartog berikut terpenuhi.

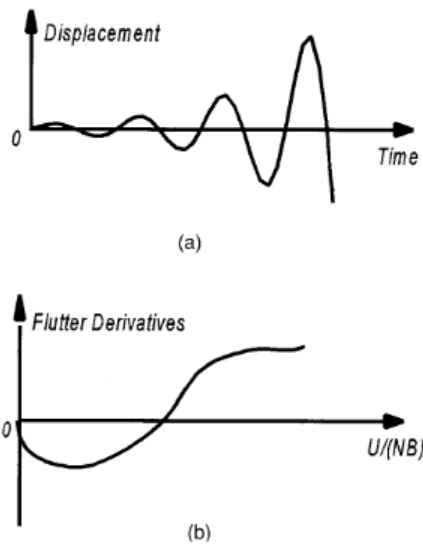
$$\left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right)_{\alpha=0} \leq 0 \quad (13.16)$$

Oleh karena itu, uji terowongan angin biasanya dilakukan untuk memeriksa persamaan (13.16) dan untuk melakukan perbaikan yang diperlukan pada bagian tersebut guna menghilangkan kecenderungan negatif terhadap kemungkinan kecepatan angin di lokasi jembatan.

Galloping jarang terjadi pada jembatan jalan raya, tetapi contoh yang terkenal adalah jembatan penyeberangan pejalan kaki, jembatan pipa, dan kabel yang dilapisi es pada saluran listrik. Ada dua jenis galloping kabel: galloping angin silang, yang menciptakan osilasi amplitudo besar dalam arah tegak lurus terhadap aliran, dan galloping bangun yang disebabkan oleh pelepasan bangun dari struktur di hulu angin.

3. Flutter

Flutter adalah salah satu fenomena aeroelastis yang paling awal dikenali dan paling berbahaya pada airfoil. Hal ini diciptakan oleh gaya yang tereksitasi sendiri yang bergantung pada gerakan. Jika suatu sistem yang terendam dalam aliran angin diberi gangguan kecil, gerakannya akan meluruh atau menyimpang tergantung pada apakah energi yang diekstraksi dari aliran lebih kecil atau lebih besar daripada energi yang hilang akibat peredaman mekanis. Garis teoretis yang membagi gerakan peluruhan dan divergensi disebut kondisi kritis. Kecepatan angin yang sesuai disebut kecepatan angin kritis untuk flutter atau kecepatan flutter di mana gerakan dek jembatan cenderung tumbuh secara eksponensial seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.5a.



Gambar 13.5 Penjelasan tentang flutter. (a) Getaran flutter pada jembatan; (b) turunan flutter yang umum.

Ketika flutter terjadi, gerakan osilasi dari semua derajat kebebasan dalam struktur bergabung untuk menciptakan frekuensi tunggal yang disebut frekuensi flutter. Flutter adalah fenomena ketidakstabilan; begitu terjadi, perpindahannya tak terbatas menurut teori linier. Flutter dapat terjadi baik dalam aliran laminar maupun turbulen.

Gaya yang timbul sendiri yang bekerja pada panjang dek satuan biasanya dinyatakan sebagai fungsi dari turunan flutter. Format umum gaya yang timbul sendiri yang ditulis dalam bentuk matriks untuk analisis elemen hingga adalah

$$\begin{aligned}
 \begin{Bmatrix} L_{se} \\ D_{se} \\ M_{se} \end{Bmatrix} &= \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 (2B) \left(\begin{bmatrix} \frac{k^2 H_4^*}{B} & \frac{k^2 H_6^*}{B} & k^2 H_3^* \\ \frac{k^2 P_4^*}{B} & \frac{k^2 P_6^*}{B} & k^2 P_3^* \\ k^2 A_4^* & k^2 A_6^* & k^2 A_3^* B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h \\ p \\ a \end{Bmatrix} \right. \\
 &\quad \left. + \begin{bmatrix} \frac{k H_1^*}{\bar{U}} & \frac{k H_5^*}{\bar{U}} & \frac{k H_2^* B}{\bar{U}} \\ \frac{k P_1^*}{\bar{U}} & \frac{k P_5^*}{\bar{U}} & \frac{k P_2^* B}{\bar{U}} \\ \frac{k A_1^* B}{\bar{U}} & \frac{k A_5^* B}{\bar{U}} & \frac{k A_2^* B^2}{\bar{U}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{h} \\ \dot{p} \\ \dot{a} \end{Bmatrix} \right) \\
 &= U^2 [F_d] \{q\} + U^2 [F_v] \{\dot{q}\}
 \end{aligned} \tag{13.17}$$

di mana L_{se} , D_{se} , dan M_{se} = gaya angkat, gaya hambat, dan momen pitch yang dihasilkan sendiri; h , p , dan a = perpindahan di pusat dek dalam arah yang sesuai dengan L_{se} , D_{se} , dan

M_{se} ; ρ = massa jenis udara; B = lebar dek; H_i^* , P_i^* , dan A_i^* ($i = 1$ hingga 6) = turunan flutter umum; $k = B\omega/\bar{U}$ = frekuensi tereduksi; ω = frekuensi sudut osilasi; $\bar{U}$ = kecepatan angin rata-rata; dan $[F_d]$ dan $[F_v]$ = matriks turunan flutter yang sesuai dengan perpindahan dan kecepatan.

Sementara turunan flutter H_i^* dan A_i^* telah ditentukan secara eksperimental untuk $i = 1$ hingga 4, istilah P_i^* diturunkan secara teoritis dalam aplikasi terkini. Turunan flutter lainnya (untuk $i = 5$ dan 6) telah diabaikan dalam analisis terkini.

Sementara turunan flutter * dan * telah ditentukan secara eksperimental untuk $i = 1$ hingga 4, istilah * diturunkan secara teoritis dalam aplikasi terkini. Turunan flutter lainnya (untuk $i = 5$ dan 6) telah diabaikan dalam analisis terkini.

Dalam analisis linier, persamaan gerak aerodinamis umum sistem jembatan dinyatakan dalam koordinat bentuk mode umum $\{\xi\}$.

$$[M^*]\{\ddot{\xi}\} + ([D^*] - U^2[AD^*])\{\dot{\xi}\} + ([K^*] - U^2[AS^*])\{\xi\} = 0 \quad (13.18)$$

di mana $[M^*]$, $[D^*]$, dan $[K^*]$ = matriks massa, redaman, dan kekakuan umum, masing-masing; dan $[AS^*]$ dan $[AD^*]$ = matriks kekakuan aerodinamis dan redaman aerodinamis umum, masing-masing. Matriks $[M^*]$, $[D^*]$, dan $[K^*]$ diturunkan dengan cara yang sama seperti pada analisis dinamika umum. Matriks $[AS^*]$ dan $[AD^*]$, yang sesuai dengan $[F_d]$ dan $[F_v]$ pada Persamaan (13.17), masing-masing, disusun dari gaya elemen aerodinamis. Perlu dicatat bahwa meskipun matriks struktural dan dinamis $[K^*]$, $[M^*]$, dan $[D^*]$ tidak saling terkait antar mode, persamaan gerak selalu saling terkait karena keterkaitan matriks aerodinamis $[AS^*]$ dan $[AD^*]$.

Kecepatan flutter, U , dan frekuensi flutter, ω , diperoleh dari solusi nontrivial Persamaan (13.18) sebagai

$$\left| \left(-\omega^2[M^*] + [K^*] - \bar{U}^2[AS^*] + \omega([D^*] - \bar{U}^2[AD^*]) \right) i \right| = 0 \quad (13.19)$$

Untuk satu derajat kebebasan yang tidak saling terkait dan disederhanakan, persamaan di atas disederhanakan menjadi

$$\omega^2 = \frac{[K^*] - \bar{U}^2[AS^*]}{[M^*]} \quad (13.20)$$

Dan

$$U_{cr}^2 = \frac{[D^*]}{[AD^*]} \quad (13.21)$$

Karena gaya aerodinamis $[AS^*]$ relatif kecil, dapat dilihat bahwa frekuensi flutter pada Persamaan (13.20) mendekati frekuensi alami $[K^*]/[M^*]$. Persamaan (13.21) juga dapat diturunkan dari Persamaan (13.18) sebagai kondisi redaman nol. Redaman nol tidak dapat terjadi kecuali $[AD^*]$ positif.

Nilai $[AD^*]$ bergantung pada turunan flutter. Pemeriksaan turunan flutter memberikan penilaian awal terhadap perilaku flutter pada penampang. Modifikasi penampang yang diperlukan harus dilakukan untuk menghilangkan turunan flutter positif seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.5b, terutama A_2^* dan H_1^* . A_2^* mengontrol flutter torsional dan H_1^* mengontrol flutter vertikal. Dapat dilihat dari Persamaan (13.21) bahwa peningkatan redaman mekanis $[D^*]$ meningkatkan kecepatan flutter. Perlu dicatat bahwa untuk flutter yang terkopel, redaman nol adalah kondisi yang cukup tetapi bukan kondisi yang diperlukan.

Feller yang terkopel juga disebut flutter yang digerakkan oleh kekakuan atau flutter klasik. Feller yang tidak terkopel disebut flutter yang digerakkan oleh redaman karena disebabkan oleh redaman nol. Karena flutter jembatan gantung biasanya dikendalikan oleh mode torsi pertamanya, terminologi flutter secara historis digunakan untuk ketidakstabilan aerodinamika torsi. Ketidakstabilan aerodinamika vertikal secara tradisional diperlakukan dalam pendekatan kuasi-statis, yaitu, seperti halnya galloping. Dalam literatur terbaru, flutter adalah segala jenis ketidakstabilan aerodinamika karena gaya yang tereksitasi sendiri, baik getaran vertikal, torsi, atau terkopel.

Turbulensi dianggap bermanfaat untuk stabilitas flutter dan biasanya diabaikan. Beberapa penelitian menyertakan efek turbulensi dengan memperlakukan kecepatan sepanjang angin U sebagai kecepatan rata-rata, $\bar{U}$, ditambah komponen turbulen, $u(t)$. Sifat acak $u(t)$ menghasilkan persamaan redaman dan kekakuan acak. Matematika yang rumit, seperti diferensiasi stokastik, perlu dilibatkan untuk menyelesaikan persamaan tersebut.

Analisis riwayat waktu dan nonlinier dapat dilakukan pada Persamaan (13.18) untuk menyelidiki perilaku pasca-flutter dan untuk memasukkan efek nonlinieritas geometris dan material. Namun, ini tidak diperlukan untuk sebagian besar aplikasi praktis.

4. Buffeting

Buffeting didefinisikan sebagai respons paksa suatu struktur terhadap angin acak dan hanya dapat terjadi dalam aliran turbulen. Turbulensi yang dihasilkan dari hambatan topografi atau struktural disebut turbulensi datang. Turbulensi yang disebabkan oleh jembatan itu sendiri disebut turbulensi signature. Karena frekuensi turbulensi signature umumnya beberapa kali lebih tinggi daripada frekuensi alami penting jembatan, pengaruhnya terhadap respons buffeting biasanya kecil.

Buffeting adalah masalah getaran acak dengan perpindahan terbatas. Efek buffeting dan pelepasan vorteks serupa, kecuali bahwa getaran bersifat acak pada buffeting dan periodik pada pelepasan vorteks. Baik buffeting maupun pelepasan vorteks memengaruhi perilaku layanan jembatan dan dapat mengakibatkan kerusakan kelelahan yang dapat menyebabkan keruntuhan jembatan. Buffeting juga memengaruhi perilaku kekuatan ultimate.

Mirip dengan Persamaan (13.18)... (13.17), gaya-gaya yang menimbulkan guncangan dinyatakan dalam bentuk matriks untuk analisis elemen hingga sebagai

$$\begin{Bmatrix} L_b \\ D_b \\ M_b \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \begin{bmatrix} 2C_L & \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \\ 2C_D & \frac{dC_D}{d\alpha} \\ 2C_M B & \frac{dC_M}{d\alpha} B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{u(t)}{\bar{U}} \\ \frac{w(t)}{\bar{U}} \end{Bmatrix} = \bar{U}^2 [C_b] \{\eta\} \quad (57.22)$$

di mana C_D , C_L , dan C_M = koefisien aerodinamis statis untuk gaya hambat, gaya angkat, dan momen pitch, masing-masing; α = sudut serang angin; $[C_b]$ = matriks koefisien statis; dan $\{\eta\}$ vektor komponen angin turbulen yang dinormalisasi oleh kecepatan angin rata-rata. Persamaan gerak untuk buffeting mirip dengan Persamaan (13.18), tetapi dengan satu gaya buffeting acak lagi sebagai

$$[M^*]\{\ddot{\xi}\} + ([D^*] - U^2[AD^*])\{\dot{\xi}\} + ([K^*] - U^2[AS^*])\{\xi\} = \bar{U}^2 [f^*]_b \{\eta\} \quad (13.23)$$

Transformasi Fourier dari persamaan (13.23) menghasilkan

$$F(\{\xi\}) = \bar{U}^2 [G_1] \{f^*\}_b * F(\{\eta\}) \quad (13.24)$$

Di mana

$$[G_1] = \frac{1}{\left(-\omega^2 [M^*] + [K^*] - \bar{U}^2 [AS^*] + \omega ([D^*] - \bar{U}^2 [AD^*]) \right)} \quad (13.25)$$

Demikian pula, mengambil transformasi konjugat dari Persamaan (13.23) menghasilkan

$$\overline{F(\{\xi\})}^T = \bar{U}^2 \overline{F(\{\eta\})}^T \{f^*\}_b^T [G_2]^T \quad (13.26)$$

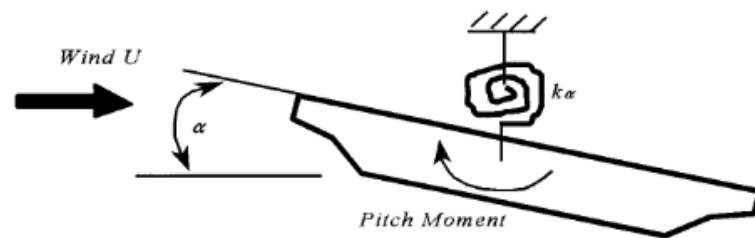
Di mana

$$[G_2] = \frac{1}{\left(-\omega^2 [M^*] + [K]^* - \bar{U}^2 [AS^*] - \omega ([D^*] - \bar{U}^2 [AD^*]) \right)} \quad (13.27)$$

Superskrip T mewakili transpos matriks, dan garis di atas menunjukkan transformasi konjugasi Fourier untuk rumus di atas. Mengalikan Persamaan (13.24) dan (13.26) memberikan kerapatan spektral koordinat umum berikut ini

$$\begin{bmatrix} S_{\xi_1 \xi_1} & \dots & S_{\xi_1 \xi_m} \\ S_{\xi_2 \xi_1} & \dots & S_{\xi_2 \xi_m} \\ S_{\xi_m \xi_1} & \dots & S_{\xi_m \xi_m} \end{bmatrix} = \bar{U}^4 [G_1] \{f^*\}_b \begin{bmatrix} S_{\eta_1 \eta_1} & S_{\eta_1 \eta_2} \\ S_{\eta_2 \eta_1} & S_{\eta_2 \eta_2} \end{bmatrix} \{f^*\}_b^T [G_2]^T \quad (57.28)$$

di mana $S_{\eta_{ij}}$ = kerapatan spektral komponen angin yang dinormalisasi. Kuadrat rata-rata perpindahan modal dan fisik dapat diturunkan dari kerapatan spektralnya. Setelah perpindahan diketahui, gaya yang sesuai dapat diturunkan. Studi aerodinamika harus memastikan bahwa tidak ada elemen struktural yang mengalami tegangan berlebih atau deformasi berlebih sehingga batas kekuatan dan layanan terlampaui. Untuk jembatan bentang sangat panjang, kriteria kenyamanan harus dipenuhi di bawah getaran akibat hembusan angin.



Gambar 13.6 Penjelasan tentang divergensi torsi.

5. Divergensi Kuasi-Statik

Angin yang mengalir melawan suatu struktur memberikan tekanan yang sebanding dengan kuadrat kecepatan angin. Tekanan angin umumnya menimbulkan gaya dan momen pada suatu struktur. Pada kecepatan angin kritis, jembatan yang dibebani tepi dapat menekuk “keluar bidang” di bawah aksi gaya hambat atau mengalami divergensi torsi di bawah momen yang diinduksi angin yang meningkat dengan sudut puntir geometris. Pada kenyataannya, divergensi melibatkan kombinasi yang tak terpisahkan antara tekukan lateral dan divergensi torsi.

Pertimbangkan sudut rotasi kecil seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.6, momen pitch yang dihasilkan dari angin adalah

$$\begin{aligned} M_\alpha &= \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M(\alpha) \\ &= \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left[C_{M0} + \left. \frac{dC_M}{d\alpha} \right|_{\alpha=0} \alpha \right] \end{aligned} \quad (13.29)$$

ketika momen pitch yang disebabkan oleh angin melebihi kapasitas torsi penahan, perpindahan jembatan akan menyimpang. Menyamakan gaya aerodinamis dengan kapasitas struktur internal memberikan

$$k_{\alpha}\alpha - \frac{1}{2}\rho U^2 B^2 \left[C_{M0} + \frac{dC_m}{d\alpha} \bigg|_{\alpha=0} \alpha \right] = 0 \quad (13.30)$$

di mana k_{α} = konstanta pegas torsi. Untuk α yang tak terbatas, kita memiliki kecepatan angin kritis untuk divergensi torsi sebagai

$$U_{cr} = \sqrt{\frac{2k_{\alpha}}{\rho B^2 \frac{dC_M}{d\alpha} \big|_{\alpha=0}}} \quad (13.31)$$

13.5 APLIKASI PRAKTIS

1. Iklim Angin di Lokasi Jembatan

Iklim angin di lokasi jembatan tertentu biasanya tidak tersedia, tetapi umumnya ditentukan berdasarkan data angin historis dari bandara terdekat. Data angin kemudian dianalisis dengan mempertimbangkan fitur medan lokal di lokasi jembatan untuk mendapatkan informasi yang diperlukan seperti kecepatan angin maksimum, arah dominan, intensitas turbulensi, dan spektrum angin. Untuk jembatan besar, anemometer dapat dipasang di lokasi selama beberapa bulan untuk mendapatkan karakteristik angin di lokasi itu sendiri. Besaran yang paling penting adalah kecepatan angin maksimum, yang bergantung pada periode desain jembatan.

Periode desain jembatan ditentukan dengan mempertimbangkan keseimbangan antara biaya dan keamanan. Untuk desain kekuatan jembatan yang telah selesai, periode desain 50 atau 100 tahun biasanya digunakan. Karena pembangunan jembatan berlangsung dalam jangka waktu yang relatif singkat, periode 10 tahun dapat digunakan untuk pemeriksaan kekuatan konstruksi. Ini setara dengan mempertahankan periode desain yang sama tetapi mengurangi faktor keamanan selama konstruksi.

Flutter adalah fenomena ketidakstabilan. Setelah terjadi, probabilitas kegagalannya diasumsikan 100%. Probabilitas kegagalan 10^{-5} per tahun untuk jembatan yang telah selesai dibangun mewakili risiko yang dapat diterima, yang setara dengan periode desain 100.000 tahun. Demikian pula, periode desain flutter selama konstruksi dapat dikurangi menjadi, misalnya, 10.000 tahun. Perlu dicatat bahwa periode desain tidak mewakili masa pakai jembatan, tetapi tingkat risiko kegagalan.

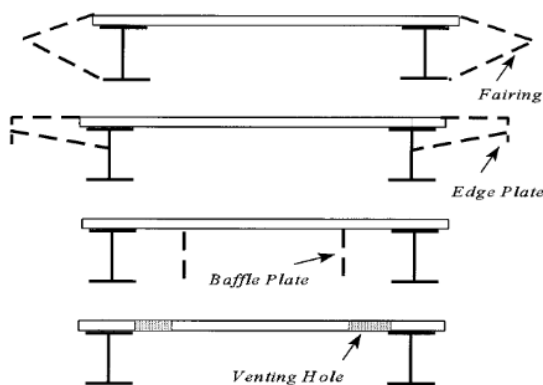
Setelah periode desain ditentukan, kecepatan angin maksimum ditentukan. Meningkatkan periode desain satu orde besaran biasanya hanya meningkatkan kecepatan angin beberapa persen, tergantung pada karakteristik angin. Kecepatan angin untuk desain flutter (stabilitas) biasanya sekitar 20% lebih besar daripada untuk desain buffeting (kekuatan), meskipun periode desain untuk yang pertama beberapa orde lebih tinggi. Setelah karakteristik angin dan kecepatan desain tersedia, investigasi terowongan angin/analitik dilakukan.

2. Pertimbangan Desain

Perilaku aerodinamis jembatan terutama bergantung pada empat parameter: bentuk struktur, kekakuan, bentuk penampang dan detailnya, serta redaman. Setiap perubahan signifikan yang dapat memengaruhi parameter ini perlu dievaluasi oleh spesialis angin.

1. *Bentuk struktur*: Jembatan gantung, jembatan kabel-stayed, jembatan lengkung, dan jembatan rangka, karena peningkatan kekakuan dalam urutan ini, umumnya memiliki perilaku aerodinamis dari yang terburuk hingga terbaik. Penampang yang diperkuat rangka, karena menghalangi lebih sedikit angin, lebih disukai daripada yang diperkuat balok. Tetapi jembatan yang diperkuat rangka umumnya kurang kaku dalam torsi.
2. *Kekakuan*: Untuk jembatan bentang panjang, tidak ekonomis untuk menambahkan lebih banyak material untuk meningkatkan kekakuan. Namun, mengubah kondisi batas, seperti sambungan dek dan menara pada jembatan kabel-stayed, dapat secara signifikan meningkatkan kekakuan. Jembatan kabel-stayed dengan menara berbentuk A atau Y terbalik memiliki frekuensi torsi yang lebih tinggi daripada jembatan dengan menara berbentuk H.
3. *Bentuk penampang dan detailnya*: Penampang yang aerodinamis menghalangi lebih sedikit angin, sehingga memiliki perilaku aerodinamis yang lebih baik daripada penampang yang tumpul. Perubahan kecil pada detail penampang dapat secara signifikan memengaruhi perilaku aerodinamis.
4. *Peredaman*: Jembatan beton memiliki rasio peredaman yang lebih tinggi daripada jembatan baja. Akibatnya, jembatan baja memiliki lebih banyak masalah yang disebabkan oleh angin daripada jembatan beton. Peningkatan peredaman dapat mengurangi getaran aerodinamis secara signifikan.

Parameter desain utama biasanya ditentukan pada tahap desain awal, dan kemudian perilaku aerodinamis dievaluasi oleh spesialis angin. Bahkan jika jembatan merespons dengan buruk terhadap eksitasi aerodinamis, tidak diinginkan untuk mengubah parameter desain utama karena alasan penjadwalan dan pendanaan. Cara umum untuk meningkatkan perilakunya adalah dengan mengubah detail penampang. Misalnya, mengubah parapet padat menjadi parapet setengah terbuka atau membuat beberapa lubang ventilasi pada dek jembatan dapat secara signifikan meningkatkan perilaku aerodinamis. Untuk memiliki lebih banyak pilihan tentang bagaimana meningkatkan perilaku aerodinamis jembatan bentang panjang, untuk menghindari keterlambatan jadwal, dan untuk mencapai desain yang ekonomis, aerodinamika harus dipertimbangkan sejak awal.

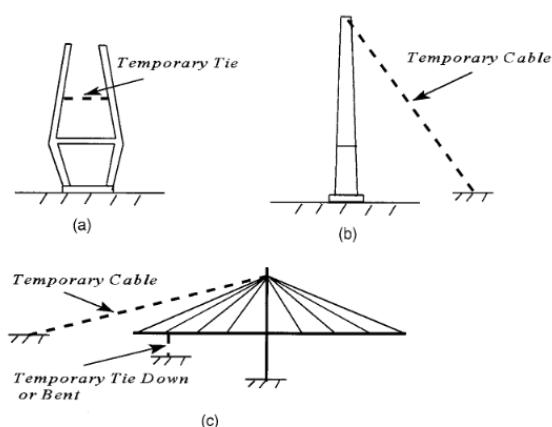


Gambar 13.7 Modifikasi Aerodinamis Tipikal.

Meskipun penampang yang aerodinamis selalu menguntungkan untuk perilaku aerodinamis, baru-baru ini banyak desain komposit, karena keunggulan konstruksinya, untuk jembatan bentang panjang. Bentuk penampang komposit, dengan dek beton di atas balok baja, tumpul dan karenanya tidak baik untuk aerodinamika, tetapi dapat ditingkatkan dengan mengubah detail penampang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.7.

3. Keselamatan Konstruksi

Metode konstruksi yang paling umum untuk jembatan bentang panjang adalah konstruksi segmental (bertahap), seperti konstruksi kantilever seimbang pada jembatan kabel-stayed, konstruksi tie-back pada jembatan lengkung, dan konstruksi float-in pada bentang gantung. Konstruksi bertahap ini menghasilkan konfigurasi struktural yang berbeda selama waktu konstruksi. Karena beberapa tahapan konstruksi memiliki kekakuan dan frekuensi alami yang lebih rendah daripada jembatan yang telah selesai, tahapan konstruksi seringkali lebih kritis dalam hal kekuatan elemen struktural atau ketidakstabilan aerodinamis.



Gambar 13.8 Tahapan Konstruksi Tipikal. (A) Menara Sebelum Selesai; (B) Menara Yang Sudah Selesai; (C) Tahapan Dengan Kantilever Terpanjang

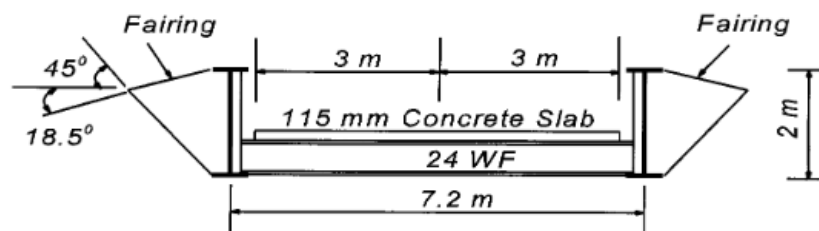
Dalam konstruksi kantilever seimbang pada jembatan kabel pancang, tiga tahap biasanya diidentifikasi sebagai kritis, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.8. Tahap-tahap tersebut adalah menara sebelum penyelesaian, menara yang telah selesai, dan tahap dengan lengan

kantilever terpanjang. Solusi analitis yang andal belum tersedia, dan pengujian terowongan angin biasanya dilakukan untuk memastikan keamanan. Kabel sementara, pengikat, dan pembengkokan adalah tindakan pencegahan umum selama tahap konstruksi.

4. Rehabilitasi

Desain aerodinamis merupakan pertimbangan yang relatif baru dalam desain struktural. Beberapa jembatan yang ada telah mengalami masalah angin karena desain aerodinamis tidak dipertimbangkan dalam desain aslinya. Ada banyak langkah untuk meningkatkan perilaku aerodinamisnya, seperti penguatan struktural, penyederhanaan penampang, dan pemasangan peredam. Pada masa awal, penguatan struktural merupakan langkah utama untuk tujuan ini. Misalnya, balok-balok Jembatan Golden Gate diperkuat pada tahun 1950-an, dan Jembatan Deer Isle di Maine telah diperkuat sejak tahun 1940-an dengan menambahkan penahan, penyangga silang, dan memperkuat balok-balok.

Meskipun penguatan struktural mungkin telah membantu jembatan yang ada bertahan selama bertahun-tahun, penyederhanaan penampang telah umum digunakan baru-baru ini. Penyederhanaan penampang lebih efisien dan lebih murah daripada penguatan struktural. Gambar 13.9 menunjukkan penampang yang disederhanakan dari Jembatan Deer Isle yang telah terbukti sangat efisien.



Gambar 13.9 Penampang Dek Dan Fairing Jembatan Deer Isle.

5. Getaran Kabel

Masalah umum yang disebabkan angin pada jembatan bentang panjang adalah getaran kabel. Ada sejumlah getaran yang disebabkan angin pada kabel, secara individual atau berkelompok, seperti eksitasi pusaran, galloping bangun, eksitasi kabel oleh gerakan yang dipaksakan pada ujungnya, getaran yang disebabkan hujan/angin dan es/angin, serta hembusan kabel dalam angin turbulen yang kuat.

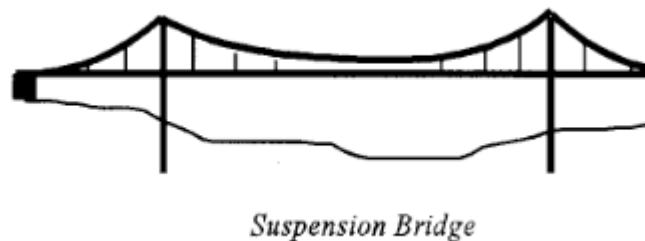
Meskipun penyebab getaran kabel berbeda satu sama lain dan solusi teoritisnya rumit, beberapa tindakan mitigasi untuk getaran kabel ini sama:

1. *Meningkatkan peredaman*: Ini adalah cara yang efektif untuk semua jenis getaran kabel. Kabel biasanya fleksibel dan secara inheren memiliki peredaman yang rendah; Penambahan peredam yang relatif kecil (biasanya di ujung kabel) pada kabel dapat secara dramatis mengurangi getaran.
2. *Meningkatkan frekuensi alami*: Frekuensi alami bergantung pada panjang kabel, gaya tegangan, dan massa. Karena gaya kabel dan massa ditentukan dari desain struktural, umumnya panjang kabel dikurangi dengan menggunakan spacer atau kabel silang.

3. *Mengubah bentuk kabel*: Perubahan karakteristik bentuk kabel dengan meningkatkan kekasaran permukaan atau menambahkan tonjolan pada permukaan kabel mengurangi getaran yang disebabkan oleh hujan/angin dan es/angin.
4. *Menggunakan teknik lain*: Penataan ulang kabel atau peningkatan kepadatan massa kabel juga dapat digunakan, tetapi ini biasanya dibatasi oleh kendala desain lainnya. Peningkatan massa dapat mengurangi frekuensi alami, tetapi meningkatkan redaman dan angka Scruton ($m\zeta/\rho D^2$), dan secara keseluruhan bermanfaat.

6. Kontrol Struktural

Cara lain untuk meningkatkan perilaku aerodinamis adalah dengan memasang sistem kontrol pasif atau aktif pada jembatan. Praktik umum pada jembatan bentang panjang adalah peredam massa tertala (TMD). Contohnya adalah jembatan kabel pancang Normandy di Prancis. Jembatan ini memiliki bentang utama 856 m. Untuk mengurangi getaran horizontal selama konstruksi akibat hembusan angin, TMD dipasang. Pengujian terowongan angin menunjukkan bahwa TMD mengurangi getaran sebesar 30%.



Gambar 13.10 Penjelasan Peredam Massa Tertala.

Prinsip dasar TMD pasif dijelaskan dengan contoh yang ditunjukkan pada Gambar 13.10. Sebuah TMD dengan kekakuan pegas k_2 dan massa m_2 terpasang pada massa struktural m_1 yang digerakkan oleh gaya sinusoidal eksternal $F \sin(\omega t)$. Amplitudo getaran sistem dua massa ini adalah

$$X_1 = \frac{F \omega_m^2 (\omega_d^2 - \omega^2)}{(\omega_d^2 - \omega^2)[(k_1 + k_2)\omega_m^2 - k_1 \omega^2] - k_2 \omega_d^2 \omega_m^2}, \quad X_2 = \frac{F \omega_m^2 \omega_d^2}{(\omega_d^2 - \omega^2)[(k_1 + k_2)\omega_m^2 - k_1 \omega^2] - k_2 \omega_d^2 \omega_m^2} \quad (13.32)$$

Di mana $\omega_m^2 = \frac{k_1}{m_1}$ dan $\omega_d^2 = \frac{k_2}{m_2}$. Dari Persamaan (13.32) dapat dilihat bahwa dengan pemilihan kekakuan k_2 dan massa m_2 sedemikian rupa sehingga ω_d sama dengan ω , maka getaran struktur X_1 berkurang menjadi nol. Karena angin bukan eksitasi frekuensi tunggal, TMD dapat mengurangi getaran jembatan, tetapi tidak sampai nol.

Kinerja sistem TMD pasif dapat ditingkatkan dengan penambahan TMD aktif, yang dapat dilakukan dengan mengganti perangkat peredam pasif dengan sistem aktuator servo. Prinsip dasar TMD aktif adalah konsep umpan balik seperti yang digunakan dalam teori kontrol modern.

BAB 14

PENYESUAIAN GAYA KABEL DAN PENGENDALIAN KONSTRUKSI

14.1 PENDAHULUAN

Karena daya tarik estetika dan keuntungan ekonomisnya, banyak Jembatan kabel pancang telah dibangun di seluruh dunia dalam setengah abad terakhir. Dengan munculnya material berkekuatan tinggi untuk digunakan pada kabel dan pengembangan komputer digital untuk analisis struktural dan metode konstruksi kantilever, kemajuan besar telah dicapai dalam jembatan kabel pancang. Jembatan Yangpu di Tiongkok dengan bentang utama 602 m yang selesai dibangun pada tahun 1993, adalah jembatan kabel pancang terpanjang dengan dek komposit. Jembatan Normandy di Prancis, yang selesai dibangun pada tahun 1994, dengan bentang utama 856 m sekarang menjadi jembatan kabel pancang dengan bentang terpanjang kedua. Jembatan Tatara di Jepang, dengan bentang utama 890 m, dibuka untuk lalu lintas pada tahun 1999. Lebih banyak jembatan kabel pancang dengan bentang yang lebih besar sekarang sedang dalam perencanaan.

Jembatan kabel pancang memiliki ciri khas kemampuannya untuk menyesuaikan perilakunya dengan gaya kabel pancang. Melalui penyesuaian gaya kabel, distribusi gaya internal dapat dioptimalkan ke kondisi di mana balok dan menara tertekan dengan sedikit lenturan. Dengan demikian, kinerja material yang digunakan untuk dek dan pylon dapat dimanfaatkan secara efisien.

Selama pembangunan jembatan kabel pancang, terdapat dua jenis kesalahan yang sering ditemui: satu adalah kesalahan gaya tegangan pada kabel jacking, dan yang lainnya adalah kesalahan geometris dalam mengendalikan elevasi dek. Selama konstruksi, struktur harus dipantau dan disesuaikan; jika tidak, kesalahan dapat menumpuk, kinerja struktural dapat terpengaruh secara substansial, atau masalah keselamatan dapat muncul. Dengan meluasnya penggunaan metode konstruksi inovatif, sistem kontrol konstruksi memainkan peran yang semakin penting dalam pembangunan jembatan kabel pancang.

Terdapat dua cara penyesuaian: penyesuaian gaya kabel dan penyesuaian elevasi balok. Penyesuaian gaya kabel dapat mengubah gaya internal dan konfigurasi struktur, sedangkan penyesuaian elevasi hanya mengubah panjang kabel dan tidak menimbulkan perubahan pada gaya internal struktur.

Bab ini membahas dua topik: penyesuaian gaya kabel dan kontrol konstruksi. Metode untuk menentukan gaya kabel dibahas di Bagian 14.2, kemudian presentasi penyesuaian gaya kabel diberikan di Bagian 14.3. Metode simulasi untuk proses konstruksi jembatan kabel beton prategang (PC) diilustrasikan pada Bagian 14.4, dan sistem kontrol konstruksi diperkenalkan pada Bagian 14.5.

14.2 PENENTUAN GAYA KABEL YANG DIRANCANG

Untuk jembatan kabel, keadaan tegangan permanen pada struktur yang dikenai beban mati ditentukan oleh gaya tarik pada kabel penahan. Tegangan kabel dapat dipilih sedemikian rupa sehingga momen lentur pada balok dan pylon dihilangkan atau setidaknya dikurangi semaksimal mungkin. Dengan demikian, dek dan pylon akan sebagian besar berada di bawah tekanan akibat beban mati.

Pada periode konstruksi, segmen dek ditopang oleh kabel penahan dan setiap kabel yang ditempatkan menopang kira-kira berat satu segmen, dengan panjang yang sesuai dengan jarak longitudinal antara kedua kabel penahan. Pada keadaan akhir, pengaruh beban mati lainnya seperti permukaan jalan, trotoar, pagar, dan lainnya., serta beban lalu lintas, juga harus diperhitungkan. Untuk jembatan kabel pancang beton prategang, efek jangka panjang dari rangkai dan penyusutan beton juga harus dipertimbangkan.

Terdapat berbagai metode untuk menentukan gaya kabel dan metode-metode ini diperkenalkan dan dibahas berikut ini.

1. Metode Balok Tumpuan Sederhana

Dengan asumsi bahwa setiap kabel pancang menopang kira-kira berat satu segmen, yang sesuai dengan jarak longitudinal antara dua kabel pancang, gaya kabel dapat diperkirakan dengan mudah. Perlu mempertimbangkan penerapan beban lain (permukaan jalan, trotoar, pagar, dan lainnya.). Selain itu, kabel ditempatkan sedemikian rupa sehingga elemen girder baru diposisikan dengan benar, dengan tujuan untuk mendapatkan profil yang dibutuhkan ketika konstruksi selesai.

Karena kesederhanaannya dan perhitungan manual yang mudah, metode balok tumpuan sederhana biasanya digunakan oleh perancang pada tahap tender dan desain awal untuk memperkirakan gaya kabel dan luas penampang kabel pancang. Untuk jembatan kabel pancang dengan susunan bentang utama dan bentang samping yang asimetris atau untuk kasus di mana terdapat bagian jangkar di ujungnya, gaya kabel yang dihitung dengan metode ini mungkin tidak terdistribusi secara merata. Momen lentur yang besar dapat terjadi di suatu tempat di sepanjang dek dan/atau pylon yang mungkin tidak menguntungkan.

2. Metode Balok Kontinu pada Penopang Kaku

Dengan mengasumsikan bahwa di bawah beban mati, balok utama berperilaku seperti balok kontinu dan kabel pancang miring memberikan penopang kaku untuk balok, komponen vertikal gaya pada kabel pancang sama dengan reaksi penopang yang dihitung berdasarkan hal ini. Tegangan pada kabel jangkar memungkinkan untuk mendesain pylon sedemikian rupa sehingga tidak mengalami momen lentur yang besar ketika beban mati diterapkan.

Metode ini banyak digunakan dalam desain jembatan kabel pancang. Di bawah gaya kabel yang dihitung dengan metode ini, momen pada dek kecil dan terdistribusi secara merata. Hal ini sangat menguntungkan untuk jembatan kabel-stayed PC karena redistribusi gaya internal akibat efek creep beton dapat dikurangi.

3. Metode Optimasi

Dalam metode optimasi penentuan tegangan kabel penahan di bawah beban permanen, kriteria (fungsi tujuan) dipilih sehingga material yang digunakan pada girder dan pylon diminimalkan. Ketika gaya internal, terutama momen lentur, terdistribusi secara merata dan kecil, jumlah material mencapai nilai minimum. Selain itu, tegangan pada struktur dan defleksi dek dibatasi pada toleransi yang ditentukan.

Pada jembatan kabel-stayed, deformasi geser pada girder dan pylon diabaikan, energi regangan dapat diwakili oleh

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M^2}{2EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^L \frac{N^2}{2EA} dx \quad (14.1)$$

di mana EI adalah kekakuan lentur balok dan pylon dan EA adalah kekakuan aksial.

Ini dapat diberikan dalam bentuk diskrit ketika struktur disimulasikan oleh model elemen hingga sebagai

$$U = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{4E_i} \left(\frac{M_{il}^2 + M_{ir}^2}{I_i} + \frac{N_{il}^2 + N_{ir}^2}{A_i} \right) \quad (14.2)$$

di mana N adalah jumlah total elemen balok dan pylon, L_i adalah panjang elemen ke- i , E adalah modulus elastisitas, I_i dan A_i masing-masing adalah momen inersia dan luas penampang. $M_{ir}, M_{il}, N_{ir}, N_{il}$ masing-masing adalah momen dan gaya normal pada penampang ujung kiri dan kanan elemen ke- i .

Di bawah penerapan beban mati dan gaya kabel, momen lentur dan gaya normal dek dan pylon diberikan oleh

$$\{M\} = \{M_D\} + \{M_P\} = \{M_D\} + [S_M] * \{P_0\} \quad (14.3a)$$

$$\{N\} = \{N_D\} + \{N_P\} = \{N_D\} + [S_N] * \{P_0\} \quad (14.3b)$$

di mana $\{M_D\}$ dan $\{M_P\}$ adalah vektor momen lentur yang diinduksi oleh beban mati dan gaya kabel, masing-masing; $[S_M]$ adalah matriks pengaruh momen; $[S_N]$ adalah matriks pengaruh gaya normal, komponen S_{ij} dari matriks pengaruh mewakili perubahan momen atau gaya normal pada elemen ke- i yang diinduksi oleh gaya kabel unit ke- j . Dan $\{N_D\}, \{N_P\}$ adalah vektor gaya normal yang diinduksi oleh beban mati dan gaya kabel, masing-masing. $\{P_0\}$ adalah vektor gaya kabel. Perpindahan yang sesuai pada dek dan pylon diberikan sebagai

$$\{F\} = \{F_D\} + \{F_P\} = \{F_D\} + [S_F] * \{P_0\} \quad (14.4)$$

di mana $\{F\}$ adalah vektor perpindahan, $\{S_F\}$ adalah matriks pengaruh perpindahan, $\{F_D\}$ dan F_p adalah vektor perpindahan yang disebabkan oleh beban mati dan gaya kabel masing-masing.

Substitusikan Persamaan (14.3a) dan (14.3b) ke dalam Persamaan (14.2), dan ganti variabelnya dengan

$$\{\bar{M}\} = [A]\{M\}, \{\bar{N}\} = [B]\{N\} \quad (14.5)$$

di mana $[A]$ dan $[B]$ adalah matriks diagonal:

$$[A] = \text{Diag}[\sqrt{L_1/4E_1I_1}, \sqrt{L_2/4E_2I_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nI_n}]$$

$$[B] = \text{Diag}[\sqrt{L_1/4E_1A_1}, \sqrt{L_2/4E_2A_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nA_n}]$$

Kemudian energi regangan jembatan kabel pancang dapat direpresentasikan dalam bentuk matriks sebagai

$$U = \{P_0\}^T [\bar{S}]^T [\bar{S}] \{P_0\} + 2\{\bar{P}_D\}^T [\bar{S}] \{P_0\} + \{\bar{P}_D\}^T \{\bar{P}_D\} \quad (14.6)$$

yang mana $[\bar{S}] = (\bar{S}_M, \bar{S}_N)^T = [A, B](S_M, S_N)^T$, $\{\bar{P}_D\} = \{M_D, N_D\}^T$

Sekarang, kita ingin meminimalkan energi regangan struktur, yaitu, membiarkan

$$\frac{\partial U}{\partial P_0} = 0 \quad (14.7)$$

dengan kondisi batasan sebagai berikut:

1. Rentang tegangan pada balok dan tiang harus memenuhi

$$\{\sigma\}_L \leq \{\sigma\} \leq \{\sigma\}_U \quad (14.8)$$

2. Tegangan pada kabel penahan dibatasi agar kabel penahan dapat berfungsi normal.

$$\{\sigma\}_{LC} \leq \left\{ \frac{P_{0C}}{A_C} \right\} \leq \{\sigma\}_{UC} \quad (14.9)$$

di mana A_C adalah luas penahan, P_{0C} adalah gaya kabel dan $\{\sigma\}_{LC}$, $\{\sigma\}_{UC}$ mewakili batas bawah dan batas atas, masing-masing.

3. Perpindahan pada dek dan pylon memenuhi

$$\{|D_i|\} \leq \{\Delta\} \quad (14.10)$$

di mana sisi kiri Persamaan (14.10) adalah nilai absolut dari vektor perpindahan maksimum dan sisi kanan adalah vektor perpindahan yang diizinkan.

Persamaan (14.6) dan (14.7) bersama dengan kondisi (14.8) hingga (14.10) merupakan masalah pemrograman kuadratik standar dengan kondisi kendala. Hal ini dapat diselesaikan dengan metode matematika standar.

Karena gaya kabel di bawah beban mati yang ditentukan oleh metode optimasi setara dengan gaya kabel di mana efek redistribusi dalam struktur akibat rangkai beton diminimalkan, metode optimasi digunakan lebih luas dalam desain jembatan kabel beton bertulang.

4. Contoh

Untuk jembatan kabel pancang PC seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.1 dan 14.2, gaya kabel pancang di bawah beban permanen (tanpa memperhitungkan rangkai dan penyusutan) dapat ditentukan dengan metode di atas. Hasil yang diperoleh ditunjukkan pada Gambar 14.3 dan 14.4. Pada gambar-gambar ini, SB mewakili "Metode Balok Tumpuan Sederhana," CB "Metode Balok Kontinu pada Penopang Kaku," OPT "Metode Optimasi," dan M mewakili bentang tengah, S bentang samping yang dinomori dari lokasi pylon.

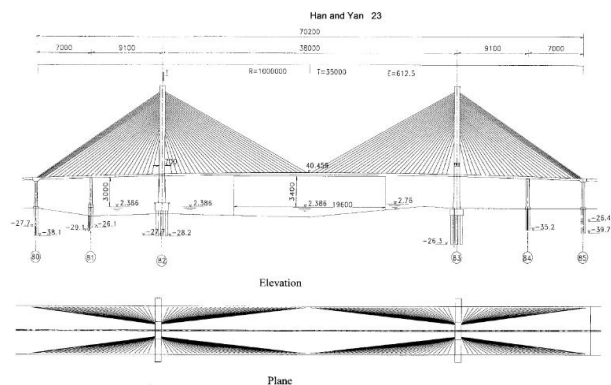
Seperti yang dapat dilihat, karena kedua ujung jembatan kabel pancang memiliki bagian yang ditambatkan, gaya kabel yang terletak di kedua wilayah ini yang diperoleh dengan metode balok tumpuan sederhana (SB) dan dengan metode balok kontinu pada penopang kaku (CB) tidak terdistribusi secara merata. Gaya kabel di wilayah dekat pylon sangat berbeda dengan ketiga metode tersebut. Di wilayah lain tidak ada perbedaan yang mencolok di antara gaya kabel yang diperoleh dengan SB, CB, dan OPT.

Secara umum, perbedaan gaya kabel di bawah beban mati yang diperoleh dengan metode di atas tidak begitu signifikan. Metode balok tumpuan sederhana adalah yang paling nyaman dan paling mudah digunakan. Metode balok kontinu pada tumpuan kaku cocok digunakan dalam desain jembatan kabel beton prategang. Metode optimasi didasarkan pada model matematika yang ketat. Dalam aplikasi teknik praktis, pilihan metode di atas sangat bergantung pada tahap desain dan preferensi perancang.

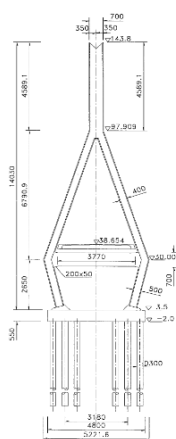
14.3 PENYESUAIAN GAYA KABEL

1. Umum

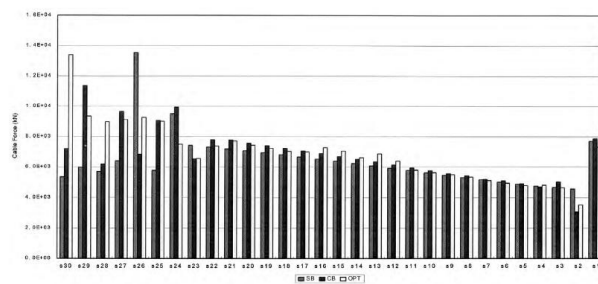
Selama tahap konstruksi atau pelayanan, banyak faktor yang dapat menyebabkan kesalahan pada gaya kabel dan elevasi balok, seperti kesalahan operasional dalam penegangan penahan atau kesalahan elevasi dalam pemasangan bekisting. Selanjutnya, perbedaan nilai parameter antara desain dan kenyataan seperti modulus elastisitas, massa jenis beton, berat segmen balok dapat menimbulkan ketidaksesuaian antara respons struktur sebenarnya dan prediksi teoritis. Jika struktur tidak disesuaikan untuk mengurangi kesalahan selama konstruksi, kesalahan tersebut dapat menumpuk dan struktur dapat menyimpang dari tujuan desain yang diinginkan. Selain itu, jika kesalahan lebih besar dari batas yang diizinkan, kesalahan tersebut dapat menimbulkan efek yang tidak menguntungkan pada struktur. Melalui penyesuaian gaya kabel, kesalahan konstruksi dapat dihilangkan atau dikurangi hingga toleransi yang diizinkan. Pada tahap pelayanan, karena efek rangkai beton, gaya kabel mungkin perlu disesuaikan; dengan demikian, keadaan struktur yang optimal dapat dicapai atau dipulihkan.



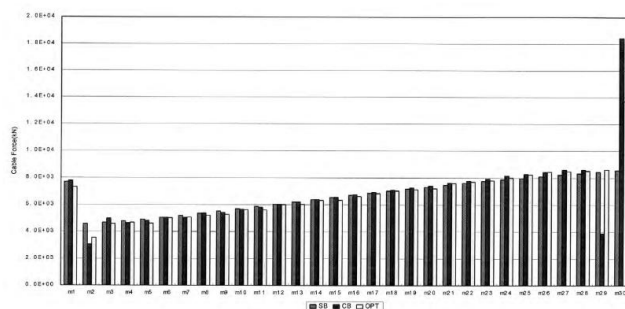
Gambar 14.1 Tampilan Umum Jembatan Kabel Pancang Beton Prategang.



Gambar 14.2 Tampilan Samping Menara.



Gambar 14.3 Perbandingan Gaya Kabel (Kn) (Bentang Samping).



Gambar 14.4 Perbandingan Gaya Kabel (Bentang Tengah).

2. Matriks Pengaruh Gaya Kabel

Dengan asumsi bahwa sejumlah gaya kabel disesuaikan pada satu kabel penahan, deformasi dan gaya internal struktur dapat dihitung dengan model elemen hingga. Vektor perubahan deformasi dan gaya internal didefinisikan sebagai vektor pengaruh. Dengan cara ini, matriks pengaruh dapat dibentuk untuk semua kabel penahan.

3. Metode Pemrograman Linier

Asumsikan bahwa ada n kabel penahan yang gaya kabelnya akan disesuaikan, penyesuaiannya adalah $T_i (i = 1, 2, \dots, n)$, nilai-nilai ini membentuk vektor penyesuaian gaya kabel $\{T\}$ sebagai

$$\{T\} = \{T_1, T_2, \dots, T_n\}^T \quad (14.11)$$

Nyatakan vektor pengaruh gaya internal $\{P_i\}$ sebagai

$$\{P_l\} = (P_{l1}, P_{l2}, \dots, P_{ln})^T \quad (l = 1, 2, \dots, m) \quad (14.12)$$

di mana m adalah jumlah bagian yang diminati, P_{lj} adalah peningkatan gaya internal akibat tegangan satuan kabel ke- j . Nyatakan vektor pengaruh perpindahan $\{D_i\}$ sebagai

$$\{D_i\} = (D_{i1}, D_{i2}, \dots, D_{in})^T \quad (i = 1, 2, \dots, k) \quad (14.13)$$

di mana k adalah jumlah bagian yang diminati, D_{ij} adalah peningkatan perpindahan pada bagian i karena tegangan satuan kabel ke- j . Dengan demikian, matriks pengaruh gaya internal dan perpindahan diberikan oleh

$$\{P\} = (P_1, P_2, \dots, P_m)^T \quad (14.14a)$$

$$\{D\} = (D_1, D_2, \dots, D_k)^T \quad (14.14b)$$

masing-masing. Dengan penerapan penyesuaian gaya kabel $\{T\}$ (lihat Persamaan (14.11)), peningkatan gaya dan perpindahan internal dapat diberikan oleh

$$\{\Delta P\} = \{P\}^T \{T\} \quad (14.15a)$$

$$\{\Delta D\} = \{D\}^T \{T\} \quad (14.15b)$$

masing-masing.

Nyatakan vektor kesalahan defleksi $\{H\}$ sebagai

$$\{H\} = (h_1, h_2, \dots, h_m)^T \quad (14.16)$$

$$\{N\} = (N_1, N_2, \dots, N_m)^T \quad (14.17)$$

Setelah penyesuaian gaya kabel, nilai absolut kesalahan defleksi dinyatakan dengan

$$|\lambda_k| = \left| \sum_{i=1}^n D_{ik} T_i - h_k \right| \quad (14.18)$$

dan nilai absolut dari kesalahan gaya internal dinyatakan oleh

$$|q_l| = \left| \sum_{i=1}^n P_{li} T_i - N_l \right| \quad (14.19)$$

Fungsi objektif untuk penyesuaian gaya kabel dapat didefinisikan sebagai kesalahan elevasi balok, yaitu,

$$\min |\lambda_k| \quad (14.20)$$

dan kondisi kendala dapat mencakup batasan kesalahan gaya internal, batas atas dan bawah gaya kabel, dan tegangan maksimum pada balok dan pylon. Kemudian nilai optimal penyesuaian gaya kabel dapat ditentukan dengan model pemrograman linier.

Nilai penyesuaian kabel $\{T\}$ dapat positif untuk peningkatan atau negatif untuk penurunan gaya kabel. Perkenalkan dua variabel bantu T_{1i}, T_{2i} sebagai

$$T_i = T_{1i} - T_{2i}, \quad T_{1i} \geq 0, T_{2i} \geq 0 \quad (14.21)$$

Substitusikan Persamaan (14.18) ke dalam (14.20), maka model program linier dapat dibuat dengan

$$\text{minimal:} \quad \lambda_k \quad (14.22)$$

$$\text{tergantung pada:} \quad \sum_{i=1}^n p_{li} (T_{1i} - T_{2i}) \geq N_l - \xi \bar{p}_l \quad (l = 1, 2, \dots, m) \quad (14.23a)$$

$$\sum_{i=1}^n p_{li} (T_{1i} - T_{2i}) \leq N_l + \xi \bar{p}_l \quad (l = 1, 2, \dots, m) \quad (14.23b)$$

$$\sum_{i=1}^n D_{ji} (T_{1i} - T_{2i}) \geq h_j - d_j \quad (j = 1, 2, \dots, k) \quad (14.23c)$$

$$\sum_{i=1}^n D_{ji} (T_{1i} - T_{2i}) \geq h_j - d_j \quad (j = 1, 2, \dots, k) \quad (14.23d)$$

$$T_{1i} - T_{2i} \leq \eta \bar{T}_v, \quad T_{1i} - T_{2i} \geq -\eta \bar{T}_l \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (14.23e)$$

di mana $\overline{p}_l$ adalah nilai desain gaya internal pada penampang l , ξ adalah toleransi yang diizinkan dalam persentase gaya internal. $\overline{T}_l$ adalah nilai desain gaya kabel, η adalah toleransi yang diizinkan dalam persentase gaya kabel.

Persamaan (14.22) dan (14.23) membentuk masalah pemrograman linier standar yang dapat diselesaikan dengan perangkat lunak matematika.

4. Urutan Penyesuaian Kabel

Nilai penyesuaian dapat ditentukan dengan metode di atas; namun, penyesuaian harus diterapkan secara bersamaan pada semua kabel, dan dibutuhkan banyak dongkrak dan pekerja. Dalam melakukan penyesuaian, lebih disukai jika kabel penahan dikencangkan satu per satu.

Saat menyesuaikan gaya kabel secara individual, pengaruh gaya kabel lainnya harus dipertimbangkan. Dan karena setiap kabel hanya perlu disesuaikan satu kali, nilai penyesuaian dapat dihitung melalui matriks pengaruh gaya kabel.

$$\{\overline{T}\} = [S]\{T\} \quad (14.24)$$

di mana $\{\overline{T}\} = \{\overline{T}_1, \overline{T}_2, \dots, \overline{T}_n\}$ adalah vektor nilai penyesuaian aktual tegangan kabel. $[S]$ adalah matriks pengaruh tegangan kabel, yang komponennya S_{ij} mewakili perubahan tegangan kabel ke- j ketika kabel ke- i mengubah sejumlah gaya satuan.

14.4 SIMULASI PROSES KONSTRUKSI

1. Pendahuluan

Teknik konstruksi segmental telah banyak digunakan dalam konstruksi jembatan kabel. Dalam teknik ini, pylon dibangun terlebih dahulu; kemudian segmen girder didirikan satu per satu dan ditopang oleh kabel miring yang digantung dari pylon. Jelas bahwa profil girder utama dan gaya tegangan akhir pada kabel sangat berkaitan dengan metode pemasangan dan skema konstruksi. Oleh karena itu, penting bagi perancang untuk menyadari proses konstruksi dan perlunya memperhatikan kinerja struktural pada setiap tahap konstruksi.

Bagaimanapun, keselamatan struktural adalah masalah terpenting. Karena tegangan pada balok dan pylon (tiang penyangga) berkaitan dengan tegangan kabel. Dengan demikian, gaya kabel sangat penting. Lebih lanjut, selama konstruksi, profil geometris balok juga sangat penting. Jelas bahwa jika profil balok tidak halus atau, akhirnya, ujung kantilever tidak dapat bertemu, maka konstruksi mungkin mengalami beberapa masalah. Profil balok atau elevasi segmen jembatan terutama dikendalikan oleh panjang kabel. Oleh karena itu, panjang kabel harus diatur dengan tepat pada saat pemasangan setiap segmen. Perlu juga dicatat bahwa dalam proses konstruksi, gaya internal struktur dan elevasi balok dapat bervariasi karena biasanya segmen jembatan dibangun dengan beberapa komponen sekaligus dan peralatan pemasangan ditempatkan di posisi yang berbeda selama konstruksi dan karena beberapa kesalahan seperti berat segmen dan gaya tegangan kabel, dan lainnya. dapat terjadi. Dengan demikian, pemantauan dan penyesuaian mutlak diperlukan.

Untuk mencapai tujuan desain, simulasi proses konstruksi langkah demi langkah yang efektif dan efisien sangatlah diperlukan. Tujuan dari analisis simulasi adalah:

1. Untuk menentukan gaya yang dibutuhkan pada kabel penahan di setiap tahap konstruksi;
2. Untuk menetapkan elevasi segmen balok;
3. Untuk menemukan deformasi struktur yang terjadi di setiap tahap konstruksi;
4. Untuk memeriksa tegangan pada bagian balok dan pylon.

Metode simulasi diperkenalkan dan dibahas secara rinci di bagian berikut. Pada Bagian 2, teknik analisis maju disajikan untuk mensimulasikan proses perakitan. Efek creep dapat dipertimbangkan; namun, tujuan desain mungkin tidak berhasil dicapai dengan simulasi tersebut karena tidak mudah untuk menentukan panjang kabel penahan yang sesuai yang membuat elevasi akhir mencapai profil desain secara otomatis. Teknik lain yang disajikan pada Bagian 3 adalah analisis pembongkaran mundur, yang dimulai dengan tujuan akhir dari keadaan struktural dan membongkar segmen demi segmen secara terbalik. Kelemahan metode ini adalah efek rambatan (creep) mungkin tidak dapat didefinisikan. Namun, nilai yang diperoleh dari proses perakitan dapat digunakan dalam analisis ini. Kedua metode ini dapat diterapkan secara bergantian hingga konvergensi tercapai.

Perlu dicatat bahwa simulasi hanya terbatas pada pemasangan struktur atas.

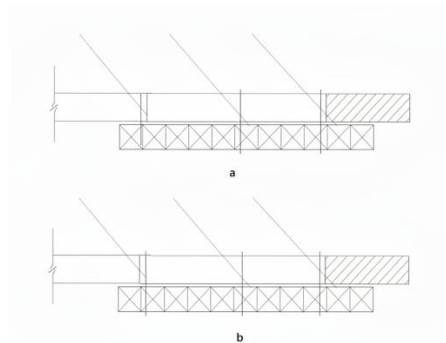
2. Analisis Perakitan Maju

Mengikuti prosedur pemasangan yang diketahui, analisis simulasi dapat dilakukan dengan metode elemen hingga. Ini disebut analisis perakitan maju. Metode ini telah digunakan untuk mensimulasikan proses pemasangan jembatan beton prategang yang dibangun dengan metode kantilever bebas.

Mengenai pemodelan elemen hingga, struktur dapat diperlakukan sebagai rangka bidang atau rangka ruang. Model rangka bidang mungkin cukup baik untuk simulasi konstruksi karena beban transversal, seperti angin, umumnya dapat diabaikan. Dalam model rangka bidang, pylon dan girder dimodelkan oleh beberapa elemen balok, sedangkan penahan dimodelkan sebagai elemen batang dua simpul dengan modul Ernst yang memungkinkan efek lendutan kabel diperhitungkan. Konfigurasi struktural diubah secara bertahap. Biasanya, dalam satu tahap perakitan, segmen girder yang diperlakukan sebagai satu atau beberapa elemen balok dihubungkan ke struktur yang ada, sementara beratnya diperlakukan sebagai beban yang diterapkan pada elemen tersebut. Selain itu, gaya kabel juga diterapkan. Kemudian dilakukan analisis dan struktur diubah ke konfigurasi baru.

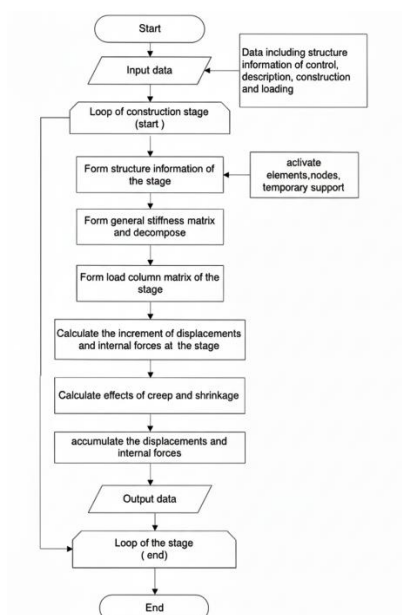
Dalam pemodelan elemen hingga, beberapa faktor seperti beban konstruksi (berat peralatan dan kereta pengangkut) dan efek rangkai dan penyusutan beton, harus dipertimbangkan secara detail.

Kereta pengangkut dirancang khusus untuk konstruksi proyek jembatan tertentu. Umumnya ada dua jenis kereta pengangkut. Salah satunya adalah tipe kantilever (Gambar 14.5a). Kereta pengangkut dipasang di dekat ujung balok, seperti kantilever untuk menopang segmen balok berikutnya. Dalam hal ini, berat kereta pengangkut dapat dianggap sebagai beban eksternal yang diterapkan pada ujung balok.



Gambar 14.5 (a) Kereta Kantilever; (B) Kereta Kantilever Yang Ditopang Kabel.

Dengan perkembangan sistem kabel ganda, balok dengan ketinggian lebih rendah menjadi lebih fleksibel. Balok itu sendiri tidak mampu menahan beban kantilever kereta dan segmen. Kemudian teknik pemasangan inovatif diusulkan. Dan jenis kereta lain dikembangkan. Ide baru ini adalah menggunakan penahan permanen untuk menopang form traveler (Gambar 14.5b) sehingga beton dapat dicor di tempat. Metode ini saat ini menikmati kesuksesan yang cukup besar karena keuntungan ekonomi yang tak terbantahkan. Efektivitasnya telah dibuktikan oleh banyak praktik jembatan. Untuk metode pemasangan menggunakan jenis kereta yang terakhir, kereta bekerja sebagai bagian dari keseluruhan struktur ketika balok segmen dicor di tempat. Dengan demikian, form traveler harus dimasukkan dalam model elemen hingga untuk mensimulasikan konstruksi. Diagram alir tipikal analisis perakitan maju ditunjukkan pada Gambar 14.6.



Gambar 14.6 Bagan Alur Analisis Perakitan Maju.

Dengan analisis perakitan maju, data konstruksi dapat diolah. Dan kondisi permanen sebenarnya dari jembatan kabel pancang dapat dicapai. Lebih lanjut, jika skema pemasangan dimodifikasi selama periode konstruksi atau jika terjadi kesalahan konstruksi yang signifikan, maka parameter struktural atau beban pemasangan sementara akan berbeda dari nilai yang

digunakan dalam desain. Dimungkinkan untuk memprediksi gaya kabel dan deformasi berurutan pada setiap tahap dengan memanfaatkan analisis perakitan maju.

Analisis Pembongkaran Mundur

Mengikuti cara terbalik untuk mensimulasikan proses pembongkaran tahap demi tahap, analisis mundur juga dapat dilakukan dengan metode elemen hingga. Tidak hanya elevasi dek tetapi juga panjang kabel penahan dan tegangan awal penahan dapat dihitung dengan metode ini. Dan keadaan struktur yang lengkap pada setiap tahap dapat dievaluasi. Analisis pembongkaran mundur dimulai dengan keadaan struktural yang sangat ideal di mana diasumsikan bahwa semua deformasi rangkai dan penyusutan beton telah selesai, yaitu, keadaan 5 tahun atau 1500 hari setelah selesainya konstruksi jembatan. Deformasi struktural dan gaya internal pada setiap tahap dianggap sebagai keadaan referensi ideal untuk konstruksi jembatan. Prosedur analisis mundur untuk jembatan kabel penahan PC dapat diilustrasikan sebagai berikut:

Langkah 1. Hitung keadaan permanen struktur.

Langkah 2. Hilangkan efek rangkai dan penyusutan beton selama 1500 hari atau 5 tahun.

Langkah 3. Hilangkan bagian kedua dari beban mati, yaitu berat lapisan permukaan, trotoar, dan pagar, dan lainnya.

Langkah 4. Terapkan beban dan penyangga sementara lainnya.

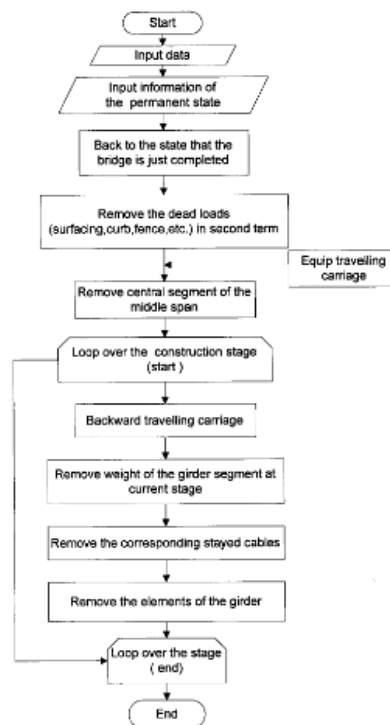
Langkah 5. Lepaskan segmen tengah, untuk menganalisis semistruktur secara terpisah.

Langkah 6. Gerakkan form traveler ke belakang.

Langkah 7. Hilangkan berat beton dari sepasang segmen. Langkah 8. Lepaskan kabel penahan.

Langkah 8. Lepaskan elemen yang sesuai.

Ulangi Langkah 6 hingga 9 sampai semua segmen balok dibongkar. Diagram alir untuk analisis pembongkaran mundur ditunjukkan pada Gambar 14.7.



Gambar 14.7 Bagan Alir Analisis Pembongkaran Mundur.

Seperti yang disebutkan di atas, untuk metode pemasangan menggunakan segmen beton cor di tempat atau pracetak konvensional dengan form traveler, derek atau form traveler dapat dimodelkan sebagai beban eksternal. Dengan demikian, pergerakan kereta setara dengan perubahan posisi pemuatan. Namun, untuk metode pemasangan yang menggunakan kereta bergerak yang ditopang kabel, kabel penahan pertama-tama berfungsi sebagai penopang kereta dan kemudian, setelah pengerasan selesai, kabel penahan dihubungkan dengan balok secara permanen. Dalam analisis pembongkaran mundur, pergerakan kereta bergerak harus dikaitkan dengan perubahan sistem struktural.

Prosedur analisis mundur dapat menetapkan data yang diperlukan untuk pemasangan pada setiap tahap seperti elevasi dek, gaya kabel, deformasi struktural, dan tegangan pada bagian kritis dek dan pylon.

Salah satu kelemahan analisis mundur adalah efek creep tidak dapat diperkirakan; oleh karena itu, simulasi maju dan mundur harus digunakan secara bergantian untuk menentukan tegangan awal dan panjang kabel penahan.

14.5 PENGENDALIAN KONSTRUKSI

1. Tujuan dan Sarana Pengendalian

Jelas, tujuan pengendalian konstruksi adalah untuk membangun jembatan yang mencapai tujuan desain dengan kesalahan yang dapat diterima. Selama pembangunan jembatan kabel pancang, beberapa perbedaan mungkin terjadi antara keadaan aktual dan keadaan harapan desain. Perbedaan tersebut dapat timbul dari kesalahan elevasi dalam pemasangan bekisting, kesalahan dalam penegangan kabel pancang dengan dongkrak, kesalahan bagian pertama dari beban mati, yaitu berat sendiri segmen balok, dan bagian kedua dari beban mati, yaitu berat

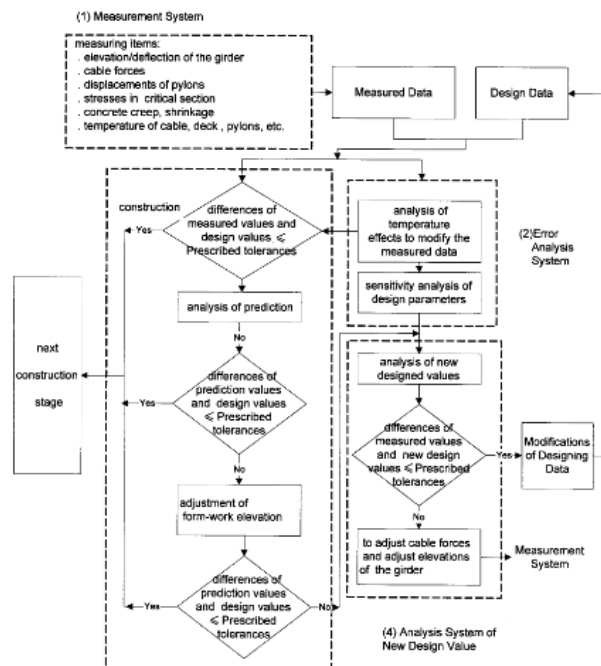
sendiri permukaan, trotoar dan pagar, dan lainnya. Di sisi lain, kesalahan sistem dapat terjadi dalam pengukuran defleksi balok dan pylon. Tidak mungkin untuk menghilangkan semua kesalahan. Sebenarnya, ada dua persyaratan dasar untuk struktur yang telah selesai: (1) profil geometris sesuai dengan bentuk yang dirancang dengan baik dan (2) gaya internal berada dalam nilai amplop yang dirancang; Secara khusus, momen lentur balok dan pylon kecil dan terdistribusi merata.

Karena gaya internal balok dan pylon sangat berkaitan dengan gaya kabel, metode dasar pengendalian konstruksi adalah menyesuaikan elevasi balok dan gaya kabel. Jika kesalahan elevasi balok yang menyimpang dari nilai desain kecil, kesalahan tersebut dapat dikurangi atau dihilangkan dengan menyesuaikan elevasi segmen tanpa menimbulkan sudut antara dua segmen dek yang berdekatan. Dengan cara ini, kita hanya mengubah posisi geometris balok tanpa mengubah keadaan gaya internal struktur. Ketika kesalahan tidak kecil, perlu untuk menyesuaikan gaya kabel. Dalam hal ini, perubahan posisi geometris dan perubahan gaya internal terjadi pada struktur.

Meskipun demikian, penyesuaian gaya kabel tidak disukai karena dapat memakan banyak waktu dan biaya. Latihan umum pada setiap tahap adalah untuk menemukan panjang kabel yang tepat dan mengatur elevasi segmen dengan tepat. Penegangan kabel hanya dilakukan pada penahan baru. Umumnya, penyesuaian komprehensif semua kabel hanya diterapkan sebelum menghubungkan kedua ujung kantilever. Jika sekelompok kabel perlu disesuaikan, perencanaan yang cermat untuk penyesuaian berdasarkan analisis terperinci mutlak diperlukan.

2. Sistem Kontrol Konstruksi

Untuk menjamin keamanan struktural dan mencapai tujuan desain, sistem pemantauan dan pengendalian sangat penting. Sistem pengendalian konstruksi yang umum terdiri dari empat subsistem: subsistem pengukuran, subsistem analisis kesalahan dan sensitivitas, subsistem kontrol/prediksi, dan subsistem perhitungan nilai desain baru. Contoh sistem pengendalian konstruksi untuk jembatan kabel beton bertulang ditunjukkan pada Gambar 14.8.



Gambar 14.8 Sistem Kontrol Konstruksi Tipikal Untuk Jembatan Kabel Pancang Beton Prategang.

1. Subsistem pengukuran — Item pengukuran terutama meliputi elevasi/defleksi balok, gaya kabel, perpindahan horizontal pylon, tegangan penampang pada balok dan pylon, modulus elastisitas dan massa jenis beton, rangkai dan penyusutan beton, suhu/gradien suhu pada struktur.
2. Subsistem analisis kesalahan dan sensitivitas — Dalam subsistem ini, efek suhu pertama kali ditentukan dan dihilangkan. Kemudian, sensitivitas parameter struktural seperti modulus elastisitas beton, berat sendiri, kekakuan segmen balok atau pylon, dan lainnya, dianalisis. Melalui analisis, penyebab kesalahan dapat ditemukan sehingga langkah-langkah penyesuaian yang sesuai dapat digunakan.
3. Subsistem kontrol/prediksi — Bandingkan nilai pengukuran dengan nilai yang diharapkan dari desain; jika perbedaannya lebih rendah dari batas yang ditentukan, maka lanjutkan ke tahap berikutnya. Dan elevasi ditentukan dengan tepat. Jika tidak, perlu dicari penyebabnya, kemudian menghilangkan atau mengurangi kesalahan tersebut melalui tindakan yang tepat. Besarnya penyesuaian tegangan kabel dapat ditentukan dengan model pemrograman linier.
4. Subsistem perhitungan nilai desain baru — Karena parameter struktural untuk bagian yang telah selesai telah menyimpang dari nilai yang dirancang, harapan desain harus diperbarui dengan perubahan kondisi struktur. Dan konstruksi berurutan mengikuti nilai desain baru sehingga kondisi akhir struktur dapat dicapai secara optimal.

14.6 CONTOH REKAYASA

Gambaran umum jembatan kabel pancang beton prategang ditunjukkan pada Gambar 14.1. Bagian jembatan yang ditopang kabel memiliki panjang total 702 m. Bentang utama antara menara adalah 380 m dan bentang jangkar samping adalah 161 m. Bentang jangkar samping terdiri dari dua bentang sepanjang 90 dan 71 m dengan pilar bantu. Balok utama terdiri dari dua balok tepi dan pelat dek. Balok tepi diperkuat secara lateral oleh balok PC berbentuk T dengan jarak 6 m. Balok tepi merupakan penampang padat dengan tinggi 2,2 m dan lebar bervariasi dari 2,6 m pada persimpangan balok dan pylon hingga 2,0 m di bentang tengah. Pelat dek setebal 28 cm. Lebar dek adalah 37,80 m dari ujung ke ujung dengan delapan lajur lalu lintas. Sebanyak 244 kabel penahan disusun dalam konfigurasi semi-kipas. Pylon berbentuk seperti berlian dengan tiang ekstensi (lihat Gambar 14.1). Semua kabel penahan ditambatkan pada bagian tiang pylon. Kabel penahan dipasang pada balok tepi dengan jarak 6 m.

Pada bentang jangkar samping, pilar tambahan dipasang untuk meningkatkan kekakuan jembatan. Dan segmen penjangkaran dek dipasang untuk menyeimbangkan gaya angkat dari kabel penjangkaran.

1. Proses Konstruksi

Struktur dek jembatan didirikan dengan metode kantilever seimbang menggunakan alat bantu pemasangan kabel. Proses konstruksi dijelaskan secara singkat sebagai berikut.

- Membangun menara.
- Mengecor segmen pertama di tempat pada penyangga kayu.
- Memasang kabel No. 1 dan memberi tegangan hingga panjang akhirnya.
- Mengangkat kereta pengangkut dan memposisikannya.
- Memasang segmen balok satu per satu di kedua sisi pylon.
- Menghubungkan ujung kantilever bentang samping dengan bagian jangkar.
- Melanjutkan pemasangan segmen balok di bentang tengah.
- Menghubungkan ujung kantilever bentang tengah.
- Melepaskan kereta pengangkut dan penyangga sementara.
- Menghubungkan balok dengan pilar bantu.
- Pengecoran perkerasan dan pemasangan pagar, dan lainnya.

Tahap pemasangan tipikal satu segmen dijelaskan sebagai berikut:

- Gerakkan kereta pengangkut ke depan dan pasang cetakan pada ketinggian yang tepat.
- Pasang dan beri tegangan sebagian pada kabel penahan yang terpasang pada kereta pengangkut.
- Pasang tulangan, batang prategang, dan sambungkan batang yang telah diberi tegangan dengan batang dari segmen dek yang telah selesai sebelumnya.
- Cor beton dek di tempat.
- Beri tegangan pada kabel penahan untuk menyesuaikan segmen balok ke ketinggian yang tepat.

- Keringkan panel dek dan beri tegangan pada batang dan untaian memanjang dan melintang.
- Longgarkan sambungan antara kabel penahan dan kereta pengangkut.
- Beri tegangan pada kabel penahan hingga nilai yang dibutuhkan.

Langkah-langkah pemasangan di atas diulangi hingga jembatan tertutup di bentang tengah.

2. Simulasi Konstruksi

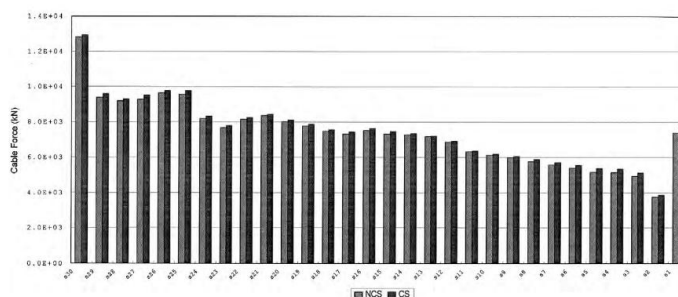
Prosedur konstruksi di atas dapat disimulasikan tahap demi tahap seperti yang diilustrasikan pada Bagian 2. Karena terjadi rayapan dan penyusutan, dan bagian kedua dari beban mati akan dibebankan pada balok jembatan setelah struktur selesai dibangun, maka terjadi perpindahan ke bawah. Oleh karena itu, setelah pemasangan selesai, elevasi profil balok harus diatur lebih tinggi daripada profil desain dan pylon harus condong ke arah bentang samping. Dalam contoh ini, nilai maksimum yang diatur lebih tinggi daripada profil desain di tengah jembatan adalah sekitar 35,0 cm, sedangkan perpindahan puncak pylon yang condong ke bentang jangkar adalah sekitar 9,0 cm. Gaya kabel awal tercantum dalam Tabel 14.1 untuk menunjukkan efek rayapan. Seperti yang dapat dilihat, dengan mempertimbangkan efek jangka panjang rayapan beton, gaya kabel awal sedikit lebih besar daripada yang tidak termasuk efek yang bergantung pada waktu.

3. Sistem Kontrol Konstruksi

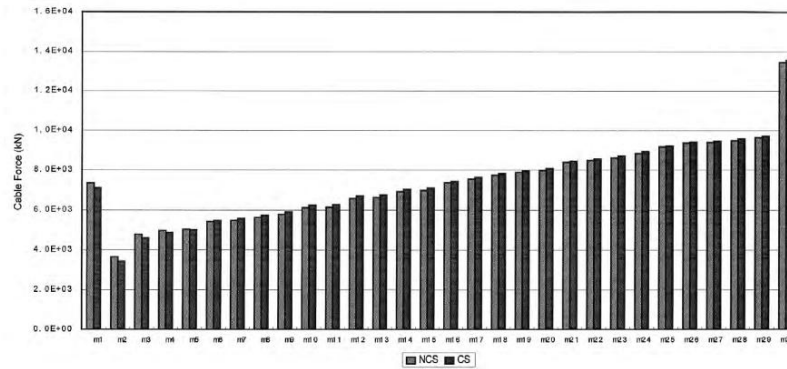
Dalam praktik konstruksi jembatan kabel-stayed PC ini, sistem kontrol konstruksi digunakan untuk mengontrol gaya kabel dan elevasi balok. Sebelum memulai pengecoran beton, reaksi dari alat bantu pengecoran yang ditopang kabel diukur dengan peralatan pengukur regangan. Dengan demikian, berat keempat alat bantu pengecoran yang digunakan pada jembatan ini diketahui.

Pada setiap tahap, massa jenis beton dan modulus elastisitas beton diuji di laboratorium secara situ. Perhitungan konstruksi dilakukan dengan parameter yang telah diukur. Di beberapa bagian dek dan pylon, pengukur regangan ditanamkan untuk mengukur regangan struktur selama seluruh periode konstruksi, sehingga tegangan struktur dapat dipantau.

Dalam contoh ini, diagram alir utama sistem kontrol konstruksi untuk segmen pemasangan tipikal ditunjukkan pada Gambar 14.9.



Gambar 14.9 (A) Gaya Kabel Awal Pada Bentang Samping Yang Ditentukan Oleh Analisis Simulasi. (B) Gaya Kabel Awal Pada Bentang Tengah Yang Ditentukan Oleh Analisis Simulasi.



Gambar 14.9 (Lanjutan)

Tabel 14.1 Prediksi Gaya Kabel Awal (Kn)

No.	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
NCS	7380	3733	4928	5130	5157	5373	5560	5774	5969	6125
CS	7745	3854	5101	5331	5348	5549	5694	5873	6050	6185
No.	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
NCS	6320	6870	7193	7283	7326	7519	7317	7478	7766	8035
CS	6367	6908	7209	7331	7467	7639	7429	7580	7856	8114
No.	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30
NCS	8366	8169	7693	8207	9579	9649	9278	9197	9401	12820
CS	8442	8246	7796	8354	9778	9791	9509	9296	9602	12930
No.	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
NCS	7334	3662	4782	4970	5035	5426	5479	5628	5778	6108
CS	7097	3433	4591	4877	5006	5477	5567	5736	5904	6231
No.	M21	M22	M23	M24	M25	M26	M27	M28	M29	M30
NCS	8384	8479	8617	8833	9175	9359	9394	9480	9641	13440
CS	8452	8561	8694	8931	9212	9413	9459	9570	9716	13570

No.: Nomor kabel; M: bentang tengah; S: bentang samping; CS: dengan pengaruh rangkai dan penyusutan beton; NCS: tanpa pengaruh rangkai dan penyusutan beton.

BAB 15

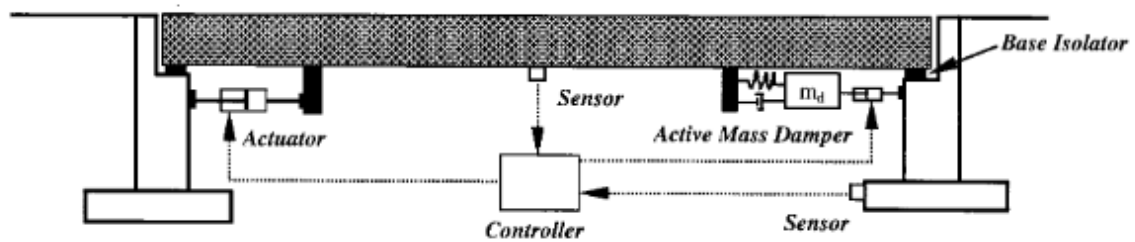
KONTROL AKTIF DALAM REKAYASA JEMBATAN

15.1 PENDAHULUAN

Dalam rekayasa jembatan, salah satu tantangan yang terus-menerus adalah menemukan cara baru dan lebih baik untuk mendesain jembatan baru atau memperkuat jembatan yang sudah ada terhadap dampak alam yang merusak. Salah satu cara, sebagai cara tradisional, adalah mendesain jembatan berdasarkan teori kekuatan. Namun, pendekatan ini terkadang tidak dapat dipertahankan baik secara ekonomi maupun teknologi. Alternatif lain, seperti yang ditunjukkan pada Bab 41, termasuk memasang isolator untuk mengisolasi gerakan tanah seismik atau menambahkan perangkat disipasi energi pasif untuk menghilangkan energi getaran dan mengurangi respons dinamis. Penerapan strategi desain baru ini yang berhasil dalam struktur jembatan telah menawarkan harapan besar. Dibandingkan dengan disipasi energi pasif, penelitian, pengembangan, dan implementasi teknologi kontrol aktif memiliki asal yang lebih baru. Karena sistem kontrol aktif dapat memberikan otoritas kontrol dan adaptivitas yang lebih besar daripada sistem pasif, kemungkinan penggunaan sistem kontrol aktif dalam rekayasa jembatan telah mendapat perhatian yang cukup besar dalam beberapa tahun terakhir.

Sistem kontrol struktural dapat diklasifikasikan menjadi empat kategori berikut:

- **Kontrol Pasif** — Sistem kontrol yang tidak memerlukan sumber daya eksternal. Perangkat kontrol pasif memberikan gaya sebagai respons terhadap gerakan struktur. Energi dalam sistem struktur yang dikendalikan secara pasif tidak dapat ditingkatkan oleh perangkat kontrol pasif tersebut.
- **Kontrol Aktif** — Sistem kontrol yang membutuhkan sumber daya eksternal agar aktuator kontrol dapat menerapkan gaya pada struktur dengan cara yang telah ditentukan. Gaya terkontrol ini dapat digunakan baik untuk menambah maupun menghilangkan energi pada struktur. Dalam sistem kontrol umpan balik aktif, sinyal yang dikirim ke aktuator kontrol merupakan fungsi dari respons sistem yang diukur dengan sensor fisik (optik, mekanik, listrik, kimia, dan lainnya.).
- **Kontrol Hibrida** — Sistem kontrol yang menggunakan kombinasi sistem kontrol aktif dan pasif. Misalnya, struktur yang dilengkapi dengan peredam viskoelastik terdistribusi yang dilengkapi dengan peredam massa aktif di atau dekat bagian atas struktur, atau struktur terisolasi dasar dengan aktuator yang dikontrol secara aktif untuk meningkatkan kinerja.
- **Kontrol Semiaktif** — Sistem kontrol yang kebutuhan energi eksternalnya satu tingkat lebih kecil daripada sistem kontrol aktif tipikal. Biasanya, perangkat kontrol semiaktif tidak menambahkan energi mekanik ke sistem struktur (termasuk struktur dan aktuator kontrol); oleh karena itu, stabilitas input terbatas dan output terbatas terjamin. Perangkat kontrol semiaktif sering dipandang sebagai perangkat pasif yang dikendalikan.



Gambar 15.1 Jembatan Terisolasi Dasar Dengan Sistem Kontrol Aktif Tambahan.

Gambar 15.1 menunjukkan sistem kontrol penguat aktif dan peredam massa aktif yang dipasang pada masing-masing abutmen jembatan balok kotak beton yang terisolasi secara seismik. Seperti yang kita ketahui, sistem isolasi dasar dapat meningkatkan peluang jembatan untuk bertahan dari peristiwa seismik dengan mengurangi efek getaran seismik pada jembatan. Sistem ini memiliki keunggulan kesederhanaan, keandalan yang terbukti, dan tidak memerlukan daya eksternal untuk pengoperasian. Namun, sistem isolasi mungkin mengalami kesulitan dalam membatasi perpindahan lateral dan mereka memberikan batasan yang berat pada konstruksi sambungan ekspansi. Alih-alih menggunakan isolasi dasar, perangkat disipasi energi pasif, seperti peredam fluida kental, peredam viskoelastik, atau peredam gesekan, juga dapat digunakan untuk mengurangi respons dinamis dan meningkatkan kinerja seismik jembatan. Di sisi lain, kelemahan perangkat kontrol pasif adalah bahwa perangkat tersebut hanya merespons secara pasif terhadap sistem struktur berdasarkan perilaku yang dirancang.

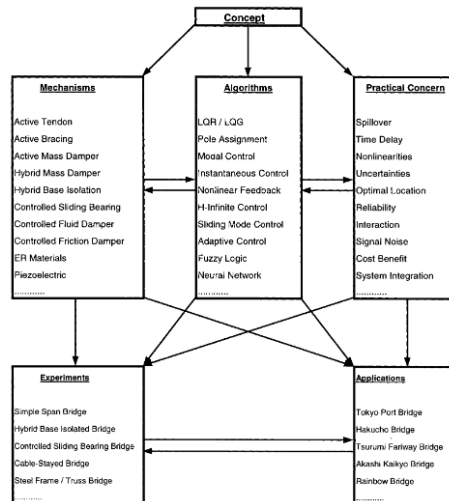
Sistem aktif yang baru dikembangkan, contoh tipikal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.1, memiliki keunggulan unik. Berdasarkan perubahan respons struktural dan eksitasi eksternal, sistem cerdas ini dapat secara aktif menyesuaikan sifat dan gaya kontrolnya untuk memaksimalkan efektivitas sistem isolasi, meningkatkan umur jembatan, dan memungkinkannya untuk menahan efek pembebanan ekstrem. Sayangnya, dalam sistem kontrol aktif, gaya besar yang dibutuhkan dari generator gaya dan daya yang diperlukan untuk menghasilkan gaya-gaya ini menimbulkan kesulitan implementasi. Selain itu, sistem kontrol aktif murni mungkin belum terbukti keandalannya. Oleh karena itu, wajar untuk menggabungkan sistem kontrol aktif (Gambar 15.1) dengan isolator dasar abutmen, yang menghasilkan apa yang disebut kontrol hibrida. Sistem kontrol hibrida lebih andal daripada sistem aktif murni, karena perangkat pasif masih dapat melindungi jembatan dari kerusakan serius jika bagian aktif gagal selama peristiwa gempa bumi ekstrem. Tetapi pemasangan dan pemeliharaan kedua sistem yang berbeda merupakan kekurangan utama dalam sistem hibrida. Terakhir, jika bantalan geser dipasang di abutmen jembatan dan jika tekanan atau koefisien gesekan antara dua permukaan geser dapat disesuaikan secara aktif berdasarkan respons jembatan yang terukur, bantalan terkontrol jenis ini kemudian akan dikenal sebagai perangkat kontrol semiaktif.

Tabel 15.1 Sistem Kontrol Jembatan

Sistem	Perangkat Umum	Kelebihan	Kekurangan
Pasif	Bantalan elastomer	Sederhana	Perpindahan besar
	Bantalan karet inti timbal	Murah	Sifat tidak berubah
	Peredam logam	Mudah dipasang	
	Peredam gesek	Mudah dirawat	
	Peredam viskoelastik	Tanpa energi eksternal	
	Tuned mass dampers	Stabil secara inheren	
	Tuned liquid dampers		
Aktif	Tendon aktif	Sistem cerdas	Butuh energi eksternal
	Bresing aktif		Bisa ganggu stabilitas
	Active mass damper		Sistem rumit
Hibrida	Active mass damper + bantalan	Cerdas dan andal	Perlu dua set sistem
	Active bracing + bantalan		
	Active mass damper + peredam VE		
Semiaktif	Bantalan luncur terkendali	Stabil secara inheren	Perlu dua set sistem
	Peredam gesek terkendali	Energi kecil	
	Peredam fluida terkendali	Mudah dipasang	

Catu daya yang dibutuhkan untuk pemrosesan sinyal dan operasi mekanis sangat kecil dalam sistem kontrol semiaktif. Baterai portabel mungkin memiliki kapasitas yang cukup untuk menyimpan energi yang diperlukan sebelum peristiwa gempa bumi. Fitur ini memungkinkan sistem kontrol untuk tetap efektif terlepas dari kegagalan pasokan daya utama. Oleh karena itu, sistem kontrol semiaktif tampak cukup layak dan andal. Berbagai sistem kontrol dengan kelebihan dan kekurangannya dirangkum dalam Tabel 15.1.

Teknologi kontrol pasif, termasuk isolasi dasar dan disipasi energi, dibahas dalam Bab 41. Fokus bab ini adalah pada sistem kontrol aktif, hibrida, dan semiaktif. Hubungan antar berbagai tahapan selama pengembangan berbagai teknologi kontrol cerdas diorganisasikan pada Gambar 15.2. Konfigurasi kontrol dan mekanisme kontrol tipikal dijelaskan terlebih dahulu pada Bagian 15.2. Kemudian, strategi kontrol umum dan algoritma kontrol tipikal disajikan pada Bagian 15.3, bersama dengan pembahasan masalah praktis dalam aplikasi jembatan sebenarnya dari strategi kontrol aktif. Pengembangan analitis dan simulasi numerik berbagai sistem kontrol yang diterapkan pada berbagai jenis struktur jembatan ditunjukkan sebagai studi kasus pada Bagian 15.4. Catatan dan kesimpulan diberikan pada Bagian 15.5.



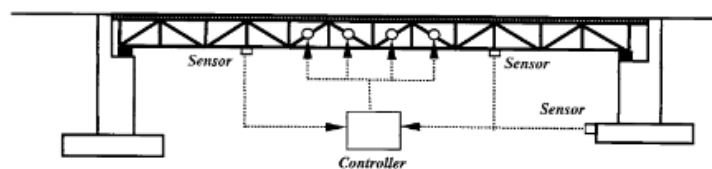
Gambar 15.2 Hubungan Pengembangan Sistem Kontrol.

15.2 KONFIGURASI DAN SISTEM KONTROL KHAS

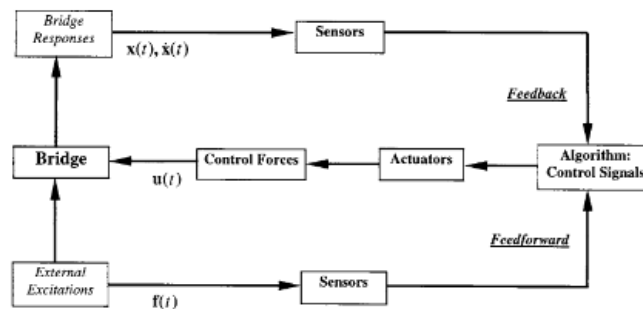
Seperti yang disebutkan di atas, berbagai sistem kontrol telah dikembangkan untuk pengendalian getaran jembatan. Pada bagian ini, detail lebih lanjut tentang sistem-sistem tersebut disajikan. Penekanan diberikan pada motivasi di balik pengembangan sistem kontrol khusus untuk mengendalikan getaran jembatan.

1. Kontrol Penguatan Aktif

Gambar 15.3 menunjukkan jembatan rangka baja dengan beberapa anggota yang diperkuat secara aktif. Sesuai dengan itu, diagram blok dari sistem kontrol di atas diilustrasikan pada Gambar 15.4. Sistem kontrol aktif umumnya terdiri dari tiga bagian. Pertama, *sensor*, seperti mata, hidung, tangan manusia, dan lainnya, dipasang pada komponen jembatan untuk mengukur eksitasi eksternal atau variabel respons jembatan. Kedua, *pengendali*, seperti otak manusia, memproses informasi yang diukur dan menghitung tindakan yang diperlukan berdasarkan algoritma kontrol yang diberikan. Ketiga, *aktuator*, biasanya ditenagai oleh sumber eksternal, menghasilkan gaya kontrol yang diperlukan untuk menjaga getaran jembatan di bawah rentang keamanan yang dirancang.



Gambar 15.3 Kontrol Penguat Aktif Untuk Jembatan Rangka Baja.



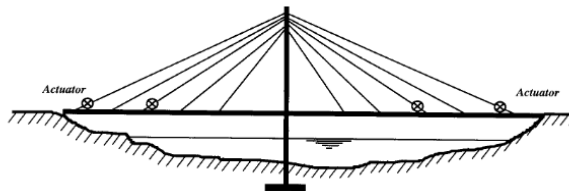
Gambar 15.4 Diagram Blok Sistem Kontrol Aktif.

Berdasarkan informasi yang diukur, secara umum, sistem kontrol aktif dapat diklasifikasikan menjadi tiga konfigurasi kontrol yang berbeda. Ketika hanya variabel respons jembatan yang diukur, konfigurasi kontrol disebut sebagai *kontrol umpan balik* karena respons jembatan terus dipantau dan informasi ini digunakan untuk melakukan koreksi terus menerus terhadap gaya kontrol yang diterapkan. Di sisi lain, ketika hanya eksitasi eksternal, seperti percepatan gempa bumi, yang diukur dan digunakan untuk mengatur tindakan kontrol, sistem kontrol disebut *kontrol umpan maju*. Tentu saja, jika informasi tentang kuantitas respons dan eksitasi digunakan untuk desain kontrol, menggabungkan kedua istilah sebelumnya, kita mendapatkan istilah baru, *kontrol umpan balik/umpan maju*. Jembatan yang dilengkapi dengan sistem kontrol aktif dapat menyesuaikan sifat-sifatnya berdasarkan eksitasi eksternal dan respons diri yang berbeda. Kemampuan adaptasi diri semacam ini membuat jembatan lebih efektif dalam menahan beban luar biasa dan relatif tidak sensitif terhadap kondisi lokasi dan gerakan tanah. Lebih lanjut, sistem kontrol aktif dapat digunakan dalam situasi mitigasi multi-bahaya, misalnya, untuk mengendalikan getaran yang disebabkan oleh angin serta gempa bumi.

2. Kontrol Tendon Aktif

Konfigurasi kontrol aktif kedua, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.5, adalah sistem kontrol tendon aktif yang mengendalikan getaran jembatan kabel. Jembatan kabel, sebagai struktur jembatan fleksibel yang khas, sangat rentan terhadap hembusan angin kencang. Ketika kecepatan angin rata-rata mencapai tingkat kritis, yang disebut kecepatan flutter, jembatan kabel dapat menunjukkan getaran dengan amplitudo besar, dan dapat menjadi tidak stabil karena flutter jembatan. Mekanisme flutter disebabkan oleh eksitasi "tipe pusaran", yang, digabungkan dengan gerakan jembatan, menghasilkan gaya aerodinamis yang bergantung pada gerakan. Jika gaya aerodinamis yang dihasilkan memperbesar gerakan yang terkait dengannya, osilasi yang diinduksi sendiri (flutter) dapat berkembang. Jembatan kabel pancang juga dapat gagal akibat respons yang terlalu besar seperti perpindahan atau tegangan elemen yang disebabkan oleh gempa bumi yang kuat atau beban lalu lintas yang berat. Metode tradisional untuk memperkuat kapasitas jembatan kabel pancang biasanya menghasilkan desain yang konservatif dan mahal. Perangkat kontrol aktif, sebagai solusi alternatif, mungkin layak digunakan untuk mengendalikan getaran jembatan kabel pancang. Aktuator dapat dipasang di jangkar beberapa kabel. Loop kontrol juga mencakup sensor, pengontrol, dan aktuator. Getaran balok jembatan yang disebabkan oleh angin kencang, lalu lintas, atau gempa bumi dipantau oleh berbagai sensor yang ditempatkan di lokasi optimal pada jembatan.

Berdasarkan amplitudo getaran jembatan yang terukur, pengontrol akan membuat keputusan dan, jika perlu, meminta aktuator untuk meningkatkan atau mengurangi gaya tegangan kabel melalui servomekanisme hidrolik. Pengendalian tendon aktif tampaknya ideal untuk meredam getaran pada jembatan kabel pancang karena kabel pancang yang ada dapat berfungsi sebagai tendon aktif.

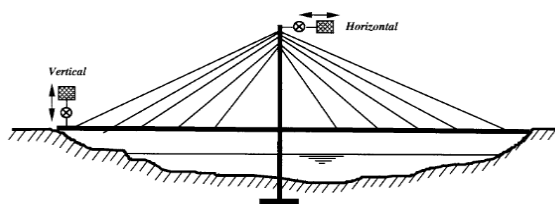


Gambar 15.5 Kontrol Tendon Aktif Untuk Jembatan Kabel-Stayed.

3. Peredam Massa Aktif

Peredam massa aktif, yang merupakan mekanisme kontrol populer dalam kontrol struktural bangunan, dapat menjadi konfigurasi kontrol aktif ketiga untuk struktur jembatan. Gambar 15.6 menunjukkan penerapan sistem ini pada jembatan kabel-stayed. Peredam massa aktif sangat berguna untuk mengendalikan getaran akibat angin pada menara atau dek jembatan selama pembangunan jembatan kabel-stayed. Karena jembatan kabel-stayed biasanya dibangun menggunakan metode pemasangan kantilever, jembatan yang sedang dibangun merupakan struktur yang relatif tidak stabil yang hanya ditopang oleh satu menara.

Oleh karena itu, ada beberapa kasus di mana perhatian khusus diperlukan untuk melindungi dari gaya dinamis eksternal seperti angin kencang atau beban gempa bumi. Peredam massa aktif dapat sangat berguna untuk mengendalikan struktur menara tinggi semacam ini. Peredam massa aktif merupakan perluasan dari peredam massa tertala pasif dengan memasang aktuator ke dalam sistem. Peredam massa tertala (Bab 41) pada umumnya disetel ke periode fundamental pertama dari struktur jembatan, dan dengan demikian hanya efektif untuk pengendalian jembatan ketika mode pertama adalah mode getaran dominan. Namun, untuk jembatan yang mengalami eksitasi seismik, hal ini mungkin tidak selalu terjadi karena energi getaran gempa tersebar di pita frekuensi yang lebih luas. Dengan menyediakan gaya kontrol aktif melalui aktuator, kontrol multimodal dapat dicapai, dan efisiensi serta ketahanan kontrol akan meningkat dalam sistem peredam massa aktif.



Gambar 15.6 Peredam Massa Aktif Pada Jembatan Kabel-Stayed.

4. Jembatan Terisolasi Seismik dengan Aktuator Kontrol

Sistem kontrol aktif dapat ditambahkan ke sistem kontrol pasif untuk melengkapi dan meningkatkan kinerja dan efektivitas kontrol pasif. Atau, perangkat pasif dapat dipasang dalam skema kontrol aktif untuk mengurangi kebutuhan energinya. Sebagai kombinasi sistem aktif dan pasif, sistem kontrol hibrida terkadang dapat mengurangi beberapa keterbatasan dan batasan yang ada pada sistem kontrol aktif atau pasif yang bekerja sendiri. Isolator dasar semakin banyak digunakan dalam rekayasa jembatan. Namun, kekurangannya juga semakin jelas. Kekurangan tersebut meliputi (1) perpindahan relatif isolator dasar mungkin terlalu besar untuk memenuhi persyaratan desain, (2) frekuensi fundamental jembatan terisolasi dasar tidak dapat bervariasi untuk merespons secara baik terhadap berbagai jenis gempa bumi dengan intensitas dan kandungan frekuensi yang berbeda, dan (3) ketika jembatan berada di tanah yang relatif lunak, efektivitas isolator dasar terbatas.

Sistem kontrol aktif, di sisi lain, mampu memvariasikan frekuensi fundamental dan koefisien redaman jembatan secara instan untuk merespons secara baik terhadap berbagai jenis gempa bumi. Lebih lanjut, sistem kontrol aktif tidak bergantung pada kondisi tanah atau fondasi dan adaptif terhadap eksitasi tanah eksternal. Oleh karena itu, wajar untuk menambahkan sistem kontrol aktif ke jembatan terisolasi dasar yang ada untuk mengatasi kekurangan isolator dasar di atas. Konfigurasi tipikal isolator seismik dengan aktuator kontrol diilustrasikan pada abutmen kiri jembatan pada Gambar 15.1.

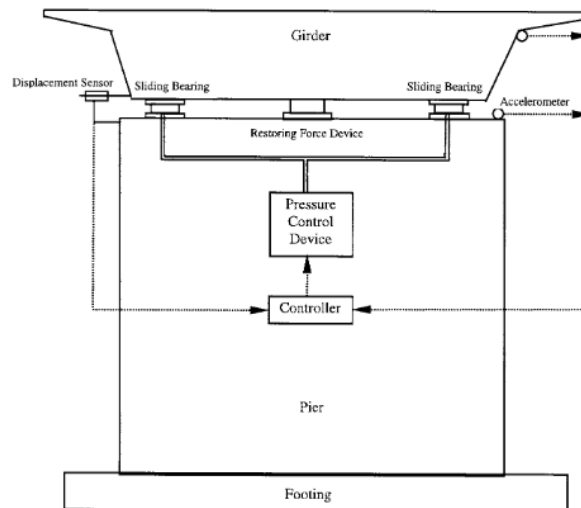
5. Jembatan Terisolasi Seismik dengan Peredam Massa Aktif

Sistem kontrol hibrida lain yang menggabungkan isolator dengan peredam massa aktif dipasang pada abutmen kanan jembatan pada Gambar 15.1. Secara umum, isolator dasar atau peredam massa tertala hanya efektif ketika respons jembatan didominasi oleh mode fundamentalnya. Penambahan aktuator pada sistem ini akan memberikan kebebasan untuk menyesuaikan frekuensi yang dapat dikendalikan berdasarkan berbagai jenis gempa bumi. Sistem hibrida ini memanfaatkan keunggulan sistem pasif dan aktif untuk memperluas jangkauan penerapan kedua sistem kontrol guna memastikan integritas struktur jembatan.

6. Bantalan Geser yang Dapat Dikendalikan Gesekan

Saat ini, dua kelas sistem isolasi dasar seismik telah diterapkan dalam rekayasa jembatan: sistem bantalan elastomer dan sistem bantalan geser. Bantalan elastomer, dengan fleksibilitas horizontalnya, dapat melindungi jembatan dari gempa bumi kuat dengan menggeser frekuensi fundamental jembatan ke nilai yang jauh lebih rendah dan menjauh dari rentang frekuensi di mana energi paling besar dari gerakan tanah gempa bumi berada. Untuk jembatan yang ditopang oleh bantalan geser, gaya maksimum yang ditransfer melalui bantalan ke jembatan selalu dibatasi oleh gaya gesekan pada permukaan geser, terlepas dari intensitas dan isi frekuensi eksitasi gempa bumi. Energi getaran jembatan akan hilang akibat gesekan antarmuka. Karena gaya gesekan hanyalah hasil perkalian koefisien gesekan dan tekanan normal antara dua permukaan geser, kedua parameter ini merupakan parameter desain kritis dari bantalan geser. Semakin kecil koefisien gesekan atau tekanan normal, semakin baik kinerja isolasinya, karena laju transmisi percepatan gempa bumi ke jembatan juga semakin kecil.

Namun, dalam beberapa kasus, jembatan dapat mengalami perpindahan yang terlalu besar, terutama perpindahan sisa, antara dasar dan tanahnya. Di sisi lain, jika koefisien gesekan atau tekanan normal terlalu besar, jembatan hanya akan terisolasi pada gempa bumi yang sangat besar dan sistem geser tidak akan aktif pada gempa bumi kecil hingga sedang yang lebih sering terjadi. Oleh karena itu, untuk mengurangi kekurangan ini secara substansial, desain ideal dari sistem geser harus memvariasikan koefisien gesekan atau tekanan normalnya berdasarkan intensitas gempa bumi yang terukur dan respons jembatan. Untuk tujuan ini, bantalan geser yang dapat dikontrol gesekannya telah dikembangkan, dan Gambar 15.7 mengilustrasikan salah satu aplikasinya dalam rekayasa jembatan. Dari Gambar 15.7 dapat dilihat bahwa gaya gesekan pada bantalan geser dikendalikan secara aktif dengan menyesuaikan tekanan fluida di dalam ruang fluida yang terletak di dalam bantalan.



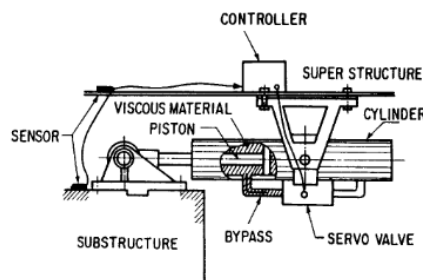
Gambar 15.7 Bantalan Geser Yang Dapat Dikendalikan.

7. Peredam Fluida yang Dapat Dikendalikan

Peredam sangat efektif dalam mengurangi respons seismik jembatan. Berbagai peredam, seperti yang dibahas dalam Bab 41, telah dikembangkan untuk pengendalian getaran jembatan. Salah satunya adalah peredam fluida, yang menghilangkan energi getaran dengan menggerakkan piston di dalam silinder yang diisi dengan material kental (minyak). Tergantung pada fungsi berbeda yang diberikan oleh peredam, koefisien redaman yang berbeda mungkin diperlukan. Misalnya, seseorang dapat mengatur koefisien redaman yang besar untuk mencegah getaran dek kecil akibat beban pengereman kendaraan atau efek angin.

Namun, ketika respons dek jembatan di bawah eksitasi gempa bumi yang kuat melebihi nilai ambang batas tertentu, koefisien redaman mungkin perlu dikurangi untuk memaksimalkan disipasi energi. Lebih lanjut, jika respons dek yang berlebihan tercapai, koefisien redaman perlu diatur kembali ke nilai yang besar, dan peredam akan berfungsi sebagai penghenti. Seperti yang kita ketahui, sulit untuk mengubah koefisien redaman setelah peredam pasif dirancang dan dipasang pada jembatan. Persyaratan multifungsi untuk peredam telah memotivasi pengembangan strategi semiaktif. Gambar 15.8 menunjukkan

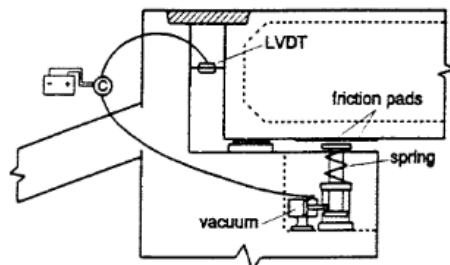
contoh peredam fluida terkontrol semiaktif. Koefisien redaman peredam ini dapat dikontrol dengan memvariasikan jumlah aliran viskos melalui bypass berdasarkan respons jembatan. Peredam baru ini akan berfungsi sebagai penghenti peredam pada perpindahan dek kecil, disipator energi pasif pada perpindahan dek menengah, dan penghenti dengan peredam kejut untuk perpindahan dek yang berlebihan.



Gambar 15.8 Peredam Fluida Yang Dapat Dikendalikan.

8. Peredam Gesekan yang Dapat Dikendalikan

Peredam gesekan, yang memanfaatkan gesekan antarmuka untuk menghilangkan energi getaran dari sistem dinamis, telah banyak digunakan dalam struktur bangunan. Beberapa studi kelayakan juga telah dilakukan untuk memanfaatkan kapasitasnya dalam mengendalikan getaran jembatan. Salah satu contohnya ditunjukkan pada Gambar 15.9, yang telah digunakan untuk mengendalikan getaran jembatan kabel.



Gambar 15.9 Peredam Gesekan Yang Dapat Dikendalikan.

Tekanan antarmuka peredam ini dapat diatur secara aktif melalui pegas prategang, silinder vakum, dan katup yang dioperasikan dengan baterai. Karena jembatan kabel pancang merupakan struktur fleksibel yang khas dengan frekuensi getaran yang relatif rendah, respons percepatannya kecil karena efek isolasi fleksibilitas, dan gempa bumi berdurasi pendek tidak memiliki cukup waktu untuk menghasilkan respons perpindahan struktural yang besar. Untuk memanfaatkan sepenuhnya efek isolasi fleksibilitas, lebih baik tidak menerapkan gaya redaman dalam kasus ini karena peningkatan gaya redaman yang besar juga akan meningkatkan kekakuan efektif jembatan. Di sisi lain, jika eksitasi gempa bumi cukup lama dan kuat, perpindahan struktur fleksibel ini mungkin cukup besar. Dalam kondisi ini, perlu untuk menerapkan gaya gesekan yang besar untuk menghilangkan energi getaran dan mengurangi

kebutuhan momen di bagian bawah menara. Oleh karena itu, desain sistem kontrol yang diinginkan adalah sistem kontrol multi-tahap yang memiliki gaya gesekan yang diterapkan pada tingkat yang berbeda untuk memenuhi kebutuhan kontrol respons yang berbeda.

Keuntungan paling menarik dari perangkat kontrol semi-aktif di atas adalah kebutuhan daya yang lebih rendah. Faktanya, banyak yang dapat dioperasikan dengan daya baterai, yang paling cocok selama peristiwa seismik ketika sumber daya utama ke jembatan mungkin gagal. Karakteristik penting lainnya dari kontrol semiaktif, berbeda dengan kontrol aktif murni, adalah bahwa ia tidak mendestabilisasi (dalam arti input terbatas/output terbatas) sistem struktur jembatan karena tidak ada energi mekanik yang disuntikkan ke dalam sistem jembatan yang dikendalikan (yaitu, termasuk jembatan dan perangkat kontrol) oleh perangkat kontrol semiaktif. Perangkat kontrol semiaktif tampaknya menggabungkan fitur terbaik dari sistem kontrol pasif dan aktif. Itulah alasan mengapa jenis sistem kontrol ini menawarkan kemungkinan terbesar untuk diterima dalam waktu dekat sebagai teknologi kontrol yang layak untuk melindungi sistem struktur teknik sipil dari gaya alam.

15.3 STRATEGI KONTROL UMUM DAN ALGORITMA KONTROL KHAS

Pada bagian ini, strategi kontrol umum, termasuk pengontrol linier dan nonlinier, diperkenalkan terlebih dahulu. Kemudian, regulator kuadrat linier (LQR) yang mengontrol sistem jembatan satu derajat kebebasan (SDOF) sederhana disajikan. Selanjutnya, dilakukan perluasan ke sistem multi-derajat kebebasan (MDOF) yang lebih memadai untuk mewakili struktur jembatan yang sebenarnya. Karakteristik spesifik dari sistem kontrol hibrida dan semiaktif juga dibahas. Terakhir, masalah praktis tentang implementasi berbagai sistem kontrol dalam rekayasa jembatan dibahas.

1. Strategi Kontrol Umum

Secara teoritis, struktur jembatan nyata dapat dimodelkan sebagai sistem dinamis MDOF dan persamaan gerak jembatan tanpa dan dengan kontrol masing-masing dinyatakan sebagai

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{E}\mathbf{f}(t) \quad (15.1)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{D}\mathbf{u}(t) + \mathbf{E}\mathbf{f}(t) \quad (15.2)$$

di mana $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, dan $\mathbf{K}$ masing-masing adalah matriks massa, redaman, dan kekakuan, $\mathbf{x}(t)$ adalah vektor perpindahan, $\mathbf{f}(t)$ mewakili beban yang diterapkan atau eksitasi eksternal, dan $\mathbf{u}(t)$ adalah vektor gaya kontrol yang diterapkan. Matriks $\mathbf{D}$ dan $\mathbf{E}$ masing-masing mendefinisikan lokasi vektor gaya kontrol dan eksitasi.

Dengan asumsi konfigurasi umpan balik/umpan maju digunakan dalam sistem terkontrol di atas dan gaya kontrol merupakan fungsi linier dari perpindahan dan kecepatan yang diukur, yaitu,

$$u(t) = G_x x(t) + G_{\dot{x}} \dot{x}(t) + G_f f(t) \quad (15.3)$$

di mana G_x , $G_{\dot{x}}$, dan G_f dikenal sebagai matriks penguatan kontrol.

Dengan mensubstitusikan Persamaan (15.3) ke dalam Persamaan (15.2), kita peroleh

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{C} - \mathbf{D}G_{\dot{x}})\dot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{K} - \mathbf{D}G_x)\mathbf{x}(t) = (\mathbf{E} + \mathbf{D}G_f)\mathbf{f}(t) \quad (15.4)$$

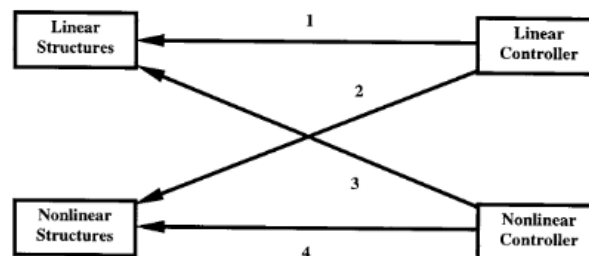
Alternatifnya, dapat ditulis sebagai

$$M\ddot{x}(t) + C_c(t)\dot{x}(t) + K_c(t)x(t) = E_c(t)f(t) \quad ()$$

Dengan membandingkan Persamaan (15.5) dengan Persamaan (15.1), jelas bahwa hasil penerapan aksi kontrol pada jembatan adalah memodifikasi sifat-sifat jembatan dan mengurangi gaya input eksternal. Modifikasi ini, tidak seperti kontrol pasif, bersifat adaptif secara real-time, yang membuat jembatan merespons eksitasi eksternal dengan lebih baik.

Perlu disebutkan bahwa efek kontrol di atas hanyalah situasi ideal: struktur jembatan linier dengan pengontrol linier. Sebenarnya, sistem struktur/kontrol fisik, seperti jembatan hibrida yang terisolasi dari dasar, pada dasarnya bersifat nonlinier. Dengan demikian, semua sistem kontrol bersifat nonlinier sampai batas tertentu. Namun, jika rentang operasi sistem kontrol kecil dan nonlinieritas yang terlibat halus, maka sistem kontrol dapat didekati secara wajar oleh sistem linier, yang dinamikanya dijelaskan oleh serangkaian persamaan diferensial linier, misalnya, Persamaan (15.5).

Secara umum, nonlinieritas dapat diklasifikasikan sebagai *inheren* (alami) dan *disengaja* (buatan). Nonlinieritas inheren adalah nonlinieritas yang secara alami terdapat pada sistem struktur jembatan itu sendiri. Contoh nonlinieritas inheren meliputi deformasi inelastis komponen jembatan, isolator seismik, peredam gesekan, dan lain-lain. Nonlinieritas intensional, di sisi lain, secara artifisial dimasukkan ke dalam sistem struktur jembatan oleh perancang. Hukum kontrol nonlinier, seperti kontrol bang-bang optimal, kontrol mode geser, dan kontrol adaptif, adalah contoh tipikal nonlinieritas intensional.



Gambar 15.10 Strategi Pengendalian Umum.

Berdasarkan sifat-sifat jembatan itu sendiri dan sifat-sifat pengendali yang dipilih, strategi pengendalian umum dapat diklasifikasikan ke dalam empat kategori berikut, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.10.

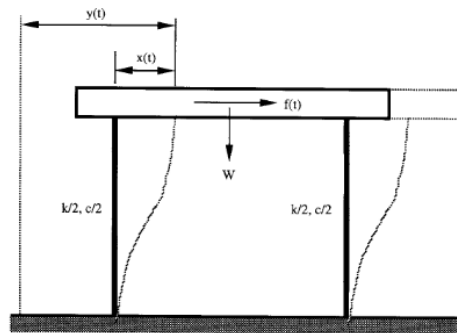
- **Strategi pengendalian linier inheren:** Pengendali linier yang mengendalikan struktur jembatan linier. Ini adalah strategi pengendalian yang sederhana dan populer, seperti pengendalian LQR/LQG, penugasan kutub/pengendalian ruang mode, dan lainnya. Implikasi dari jenis hukum pengendalian ini didasarkan pada asumsi bahwa jembatan yang dikendalikan akan tetap berada dalam rentang linier. Dengan demikian, merancang pengendali linier adalah solusi yang paling sederhana namun masuk akal. Keuntungan dari hukum pengendalian linier dipahami dengan baik dan mudah dirancang dan diimplementasikan dalam aplikasi pengendalian jembatan yang sebenarnya.
- **Strategi linearisasi intensional:** Pengendali linier yang mengendalikan struktur nonlinier. Ini termasuk dalam kategori kedua strategi pengendalian, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.10. Contoh umum dari jenis hukum kendali ini meliputi kendali optimal instan, linearisasi umpan balik, dan penjadwalan penguatan, dan lainnya. Strategi kendali ini mempertahankan keunggulan pengontrol linier, seperti kesederhanaan dalam desain dan implementasi. Namun, karena hukum kendali linier bergantung pada asumsi utama operasi rentang kecil, ketika rentang operasional yang dibutuhkan menjadi besar, pengontrol linier cenderung berkinerja buruk atau terkadang menjadi tidak stabil, karena nonlinieritas dalam sistem tidak dapat dikompensasi dengan benar.
- **Strategi nonlinierisasi yang disengaja:** Pengontrol nonlinier yang mengendalikan struktur linier. Pada dasarnya, jika kinerja yang tidak diinginkan dari sistem linier dapat ditingkatkan dengan memperkenalkan pengontrol nonlinier secara sengaja, alih-alih menggunakan pengontrol linier, pengontrol nonlinier mungkin lebih disukai. Ini adalah motivasi dasar untuk mengembangkan strategi nonlinierisasi yang disengaja, seperti kendali bang-bang optimal, kendali mode geser, dan kendali adaptif.
- **Strategi kendali nonlinier inheren:** Pengontrol nonlinier yang mengendalikan struktur nonlinier. Masuk akal untuk mengendalikan struktur nonlinier dengan menggunakan pengontrol nonlinier, yang dapat menangani nonlinieritas dalam operasi rentang besar secara langsung. Terkadang, desain kontrol nonlinier yang baik mungkin lebih sederhana dan intuitif daripada rekan-rekan liniernya karena desain kontrol nonlinier seringkali berakar kuat pada fisika nonlinier struktural. Namun, karena sistem nonlinier dapat memiliki perilaku yang jauh lebih kaya dan kompleks daripada sistem linier, tidak ada alat sistematis untuk memprediksi perilaku sistem nonlinier, dan juga tidak ada prosedur sistematis untuk merancang sistem kontrol nonlinier. Oleh karena itu, bagaimana mengidentifikasi dan menggambarkan nonlinieritas struktural secara akurat dan kemudian merancang pengontrol nonlinier yang sesuai berdasarkan nonlinieritas yang ditentukan tersebut merupakan tugas yang sulit dan menantang dalam aplikasi kontrol jembatan nonlinier saat ini.

2. Sistem Jembatan Satu Derajat Kebebasan

Gambar 15.11 menunjukkan model jembatan sederhana yang diwakili oleh sistem SDOF. Persamaan gerak untuk sistem SDOF ini dapat dinyatakan sebagai

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (15.6)$$

di mana m mewakili massa total jembatan, k dan c adalah kekakuan elastis linier dan redaman viskos yang diberikan oleh kolom dan abutmen jembatan, $f(t)$ adalah gangguan eksternal, dan $x(t)$ menunjukkan pergerakan lateral jembatan. Untuk gangguan tertentu, $f(t)$, dan dengan parameter struktural yang diketahui, respons sistem SDOF ini dapat dengan mudah diperoleh dengan metode integrasi langkah demi langkah apa pun.



Gambar 15.11 Model Jembatan Sederhana — Sistem Sdof.

Dalam hal di atas, $f(t)$ mewakili gangguan lingkungan sembarang seperti gempa bumi, lalu lintas, atau angin. Dalam kasus beban gempa bumi,

$$f(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (15.7)$$

di mana $\ddot{x}_g(t)$ adalah percepatan tanah gempa. Maka Persamaan (15.6) dapat ditulis ulang sebagai

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = -\ddot{x}_0(t) \quad (15.8)$$

di mana ω dan ξ masing-masing adalah frekuensi alami dan rasio redaman jembatan.

Jika sistem kontrol aktif ditambahkan ke sistem SDOF, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.12, persamaan gerak dari sistem SDOF yang diperluas menjadi

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = u(t) - \ddot{x}_0(t) \quad (15.9)$$

di mana $u(t)$ adalah gaya kontrol yang dinormalisasi per satuan massa. Topik utama desain sistem kontrol adalah menemukan gaya kontrol optimal $u(t)$ untuk meminimalkan respons jembatan. Berbagai strategi kontrol, seperti yang telah dibahas sebelumnya, telah diusulkan dan diimplementasikan untuk mengontrol struktur yang berbeda di bawah gangguan yang berbeda. Di antara mereka, LQR adalah algoritma kontrol yang paling sederhana dan paling banyak digunakan.

Dalam LQR, gaya kontrol $u(t)$ dirancang sebagai fungsi linier dari perpindahan jembatan yang diukur, $x(t)$, dan kecepatan jembatan yang diukur, $\dot{x}(t)$.

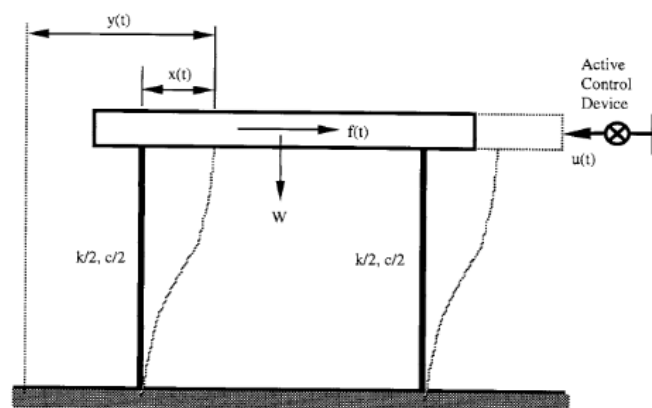
$$u(t) = g_x x(t) + g_{\dot{x}} \dot{x}(t) \quad (15.10)$$

di mana g_x dan $g_{\dot{x}}$ adalah dua penguatan umpan balik konstan yang dapat ditemukan dengan meminimalkan indeks kinerja:

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{\infty} [q_x x^2(t) + q_{\dot{x}} \dot{x}^2(t) + r u^2(t)] dt \quad (15.11)$$

di mana q_x , $q_{\dot{x}}$, dan r disebut faktor pembobot. Dalam Persamaan (15.11), suku pertama mewakili energi regangan getaran jembatan, suku kedua adalah energi kinetik jembatan, dan suku ketiga adalah input energi kontrol oleh daya sumber eksternal. Meminimalkan Persamaan (15.11) berarti bahwa total energi getaran jembatan akan diminimalkan dengan menggunakan energi kontrol input minimum, yang merupakan solusi optimal ideal.

Peran faktor pembobot dalam Persamaan (15.11) adalah untuk menerapkan penalti yang berbeda pada respons terkontrol dan gaya kontrol. Pemberian nilai besar pada faktor bobot q_x dan $q_{\dot{x}}$ menyiratkan bahwa prioritas diberikan pada pengurangan respons. Di sisi lain, pemberian nilai besar pada faktor pembobot r berarti bahwa persyaratan gaya kontrol adalah perhatian utama perancang. Dengan memvariasikan besaran relatif q_x , $q_{\dot{x}}$, dan r , seseorang dapat mensintesis pengontrol untuk mencapai keseimbangan yang tepat antara efektivitas kontrol dan konsumsi energi kontrol. Pengaruh faktor pembobotan ini terhadap respons kontrol struktur jembatan akan diselidiki pada bagian studi kasus selanjutnya.



Gambar 15.12 Jembatan Sederhana Dengan Sistem Kontrol Aktif.

Telah ditemukan bahwa solusi analitik dari penguatan konstan umpan balik, g_x dan $g_{\dot{x}}$, adalah

$$g_x = -\omega^2 (s_x - 1) \quad (15.12)$$

$$g_{\dot{x}} = -2\xi\omega (s_{\dot{x}} - 1) \quad (15.13)$$

di mana koefisien s_x dan $s_{\dot{x}}$ diturunkan sebagai

$$s_x = \sqrt{1 + \frac{(q_x/r)}{\omega^4}} \quad (15.14)$$

$$s_{\dot{x}} = \sqrt{1 + \frac{(q_{\dot{x}}/r)}{4\xi^2\omega^2} + \frac{(s_x - 1)}{2\xi^2}} \quad (15.15)$$

Dengan mensubstitusikan Persamaan (15.14) dan (15.15) ke dalam Persamaan (15.10), gaya kontrol menjadi

$$u(t) = -\omega^2(s_x - 1)x(t) - 2\xi\omega(s_{\dot{x}} - 1)\dot{x}(t) \quad (15.16)$$

Dengan memasukkan gaya kontrol di atas ke dalam Persamaan (15.9), diperoleh persamaan gerak dari sistem yang dikendalikan sebagai berikut:

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega s_{\dot{x}}\dot{x}(t) + \omega^2 s_x x(t) = -\ddot{x}_0(t) \quad (15.17)$$

Menarik untuk membandingkan Persamaan (15.8), yang merupakan persamaan sistem tak terkendali, dengan Persamaan (15.17), yang merupakan persamaan sistem terkendali. Dapat dilihat bahwa koefisien s_x mencerminkan pergeseran frekuensi alami yang disebabkan oleh penerapan gaya kendali, dan koefisien $s_{\dot{x}}$ menunjukkan perubahan rasio redaman akibat aksi gaya kendali.

Konsep kendali aktif jelas ditunjukkan oleh Persamaan (15.17). Di satu sisi, sistem kendali aktif mampu memodifikasi sifat-sifat jembatan sedemikian rupa sehingga bereaksi terhadap eksitasi eksternal dengan cara yang paling menguntungkan. Di sisi lain, pengurangan langsung tingkat eksitasi yang ditransmisikan ke jembatan juga dimungkinkan melalui kendali aktif jika strategi umpan maju digunakan dalam algoritma kendali.

Langkah-langkah utama untuk mendesain sistem kendali SDOF berdasarkan LQR adalah:

- Hitung respons sistem tak terkendali dari Persamaan (15.17). (15.8) dengan metode spektrum respons atau integrasi langkah demi langkah, dan tentukan apakah tindakan kontrol diperlukan atau tidak.
- Jika sistem kontrol diperlukan, maka tetapkan nilai pada faktor pembobot q_x , $q_{\dot{x}}$, dan r , dan evaluasi koefisien penyesuaian s_x dan $s_{\dot{x}}$ dari Persamaan (15.14) dan (15.15) secara langsung.
- Temukan respons sistem yang dikendalikan dan kebutuhan gaya kontrol dari Persamaan (15.17) dan Persamaan (15.16), masing-masing.
- Buat keputusan trade-off akhir berdasarkan pertimbangan pengurangan respons atau konsumsi energi kontrol dan, jika perlu, mulai proses iteratif berikutnya.

3. Sistem Jembatan Multi-Derajat Kebebasan

Struktur jembatan sebenarnya jauh lebih rumit daripada model sederhana yang ditunjukkan pada Gambar 15.11, dan sulit untuk dimodelkan sebagai sistem SDOF. Oleh karena itu, sistem MDOF akan diperkenalkan selanjutnya untuk menangani jembatan multi-bentang atau multi-anggota. Persamaan gerak untuk sistem MDOF tanpa dan dengan kontrol telah diberikan pada Persamaan (15.1) dan (15.2), masing-masing. Dalam desain sistem kontrol, Persamaan (15.2) umumnya diubah menjadi persamaan keadaan berikut untuk kemudahan derivasi dan ekspresi:

$$\dot{z}(t) = Az(t) + Bu(t) + Wf(t) \quad (15.18)$$

Di mana

$$z(t) = \begin{bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix}; A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}; B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}D \end{bmatrix}; W = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}E \end{bmatrix} \quad (15.19)$$

Mirip dengan desain sistem SDOF, vektor gaya kontrol $u(t)$ berhubungan dengan vektor keadaan terukur $z(t)$ sebagai fungsi linier berikut:

$$u(t) = Gz(t) \quad (15.20)$$

di mana G adalah matriks penguatan kontrol yang dapat ditemukan dengan meminimalkan indeks kinerja:

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{\infty} [z^T(t)Qz(t) + u^T(t)Ru(t)]dt \quad (15.21)$$

di mana Q dan R adalah matriks pembobot dan harus ditetapkan oleh perancang. Tidak seperti sistem SDOF, solusi analitik matriks penguatan kontrol G pada Persamaan (15.21) saat ini tidak tersedia. Namun, solusi numerik matriks mudah ditemukan dalam paket program kontrol umum. Secara teoritis, merancang pengontrol linier untuk mengontrol sistem MDOF berdasarkan prinsip LQR mudah dilakukan. Tetapi implementasi kontrol jembatan nyata tidak begitu mudah dan masih banyak masalah yang menantang dan perlu diatasi. Ini akan menjadi topik terakhir dari bagian ini.

4. Sistem Kontrol Hibrida dan Semiaktif

Perlu dicatat dari bagian sebelumnya bahwa sebagian besar sistem kontrol hibrida atau semiaktif pada dasarnya adalah sistem nonlinier. Pengembangan strategi kontrol yang dapat diimplementasikan secara praktis dan dapat sepenuhnya memanfaatkan kapasitas sistem ini merupakan tugas yang penting dan menantang. Berbagai strategi kontrol nonlinier telah dikembangkan untuk memanfaatkan karakteristik khusus dari sistem-sistem ini, seperti kontrol instan optimal, kontrol bang-bang, kontrol mode geser, dan lain-lain. Karena sistem kontrol hibrida atau semiaktif yang berbeda memiliki fitur unik yang berbeda, tidak mungkin untuk

mengembangkan hukum kontrol universal, seperti LQR, untuk menangani semua sistem nonlinier ini. Strategi kontrol khusus untuk sistem kontrol nonlinier tertentu akan dibahas sebagai studi kasus di bagian selanjutnya.

5. Pertimbangan Praktis

Meskipun pengembangan teoritis yang ekstensif dari berbagai strategi kontrol telah menunjukkan hasil yang menggembirakan, perlu dicatat bahwa pengembangan ini sebagian besar didasarkan pada deskripsi sistem yang diidealkan. Dari pengembangan teoritis hingga aplikasi praktis, para insinyur akan menghadapi sejumlah masalah penting; beberapa masalah ini tercantum dalam Gambar 15.2 dan dibahas di bagian ini.

a) Kontrol Penundaan Waktu Tunggal

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.1, dari pengukuran sinyal getaran oleh sensor hingga penerapan aksi kontrol oleh aktuator, waktu harus dikonsumsi dalam memproses informasi yang diukur, dalam melakukan komputasi online, dan dalam mengeksekusi gaya kontrol sesuai kebutuhan. Namun, sebagian besar algoritma kontrol saat ini tidak memasukkan penundaan waktu ini ke dalam program dan mengasumsikan bahwa semua operasi dapat dilakukan secara instan. Sudah dipahami dengan baik bahwa kurangnya penundaan waktu dapat membuat kontrol tidak efektif dan, yang paling serius, dapat menyebabkan ketidakstabilan sistem. Satu contoh dibahas di sini. Misalkan:

1. Periode waktu yang dikonsumsi dalam memproses pengukuran, komputasi, dan aksi gaya masing-masing adalah 0,01, 0,2, dan 0,3 s;
2. Getaran jembatan mengikuti gerak harmonik dengan periode 1,02 s; dan
3. Sensor menangkap respons puncak positif dari getaran jembatan pada 5,0 s.

Setelah sistem kontrol menyelesaikan semua proses dan menerapkan gaya kontrol yang besar pada jembatan, waktunya adalah 5,51 s. Pada saat ini, getaran jembatan telah mengubah fasenya dan mencapai respons puncak negatif. Jelas bahwa gaya kontrol sebenarnya tidak mengendalikan jembatan tetapi justru menggetarkan jembatan. Aksi penggetar semacam ini sangat berbahaya dan dapat menyebabkan situasi yang tidak stabil. Oleh karena itu, penundaan waktu harus dikompensasi dalam implementasi sistem kontrol. Berbagai teknik telah dikembangkan untuk mengkompensasi penundaan waktu sistem kontrol. Detailnya dapat ditemukan dalam Referensi.

b) Pengaruh Kontrol dan Observasi

Meskipun struktur jembatan sebenarnya adalah sistem parameter terdistribusi, secara umum, struktur tersebut dimodelkan sebagai sistem diskrit dengan sejumlah besar derajat kebebasan, yang disebut sebagai sistem orde penuh, selama proses analitis dan simulasi. Lebih lanjut, sulit untuk merancang sistem kontrol berdasarkan model jembatan orde penuh karena proses komputasi online dan pengukuran keadaan penuh. Oleh karena itu, model orde penuh selanjutnya direduksi menjadi sistem dengan sejumlah kecil derajat kebebasan, yang disebut sebagai sistem orde tereduksi.

Kemudian, desain kontrol dilakukan berdasarkan model jembatan orde rendah. Namun, setelah menyelesaikan desain, implementasi sistem kontrol yang dirancang diterapkan pada jembatan parameter terdistribusi aktual. Dua masalah dapat terjadi. Pertama,

aksi kontrol yang dirancang hanya dapat mengontrol mode orde rendah dan mungkin tidak efektif dengan mode residual (tidak terkontrol), dan terkadang bahkan lebih buruk lagi, dapat membangkitkan mode residual. Aksi semacam ini disebut limpahan kontrol, yaitu, aksi kontrol meluas ke mode yang tidak terkontrol dan meningkatkan getaran jembatan. Kedua, desain kontrol didasarkan pada informasi yang diamati dari model orde rendah.

Namun, pada kenyataannya, tidak mungkin untuk mengisolasi sinyal getaran dari mode residual dan informasi yang diukur pasti terkontaminasi oleh mode residual. Setelah informasi yang terkontaminasi dimasukkan kembali ke dalam sistem kontrol, aksi kontrol, yang awalnya didasarkan pada pengukuran "murni", dapat berubah, dan kinerja kontrol dapat menurun secara serius. Inilah yang disebut *limpahan observasi*. Sekali lagi, semua efek limpahan harus dikompensasi dalam implementasi sistem kontrol.

c) Lokasi Aktuator dan Sensor Optimal

Karena struktur jembatan biasanya melibatkan sejumlah besar derajat kebebasan, tidak praktis untuk memasang sensor pada setiap lokasi derajat kebebasan dan mengukur semua variabel keadaan. Selain itu, secara umum, hanya sedikit (seringkali hanya satu) aktuator kontrol yang dipasang di lokasi kontrol kritis. Dua masalah yang muncul adalah (1) Berapa banyak sensor dan aktuator yang dibutuhkan agar jembatan dapat diamati dan dikendalikan sepenuhnya? (2) Di mana lokasi optimal untuk memasang sensor dan aktuator ini agar dapat mengukur sinyal getaran dan memberikan gaya kontrol secara paling efektif? Sebenarnya, kontrol getaran, identifikasi properti, pemantauan kesehatan, dan deteksi kerusakan sangat terkait dalam pengembangan lokasi optimal. Berbagai teknik dan skema telah berhasil dikembangkan untuk menemukan lokasi sensor dan aktuator yang optimal. Referensi memberikan detail lebih lanjut tentang topik ini.

d) Interaksi Kontrol–Struktur

Seperti struktur jembatan, aktuator kontrol itu sendiri adalah sistem dinamis dengan sifat dinamis yang melekat. Ketika aktuator menerapkan gaya kontrol pada struktur jembatan, struktur tersebut pada gilirannya menerapkan gaya reaksi pada aktuator, yang memicu dinamika aktuator. Inilah yang disebut **interaksi kontrol–struktur**. Simulasi analitis dan verifikasi eksperimental telah menunjukkan bahwa mengabaikan interaksi kontrol–struktur dapat secara signifikan mengurangi kinerja kontrol yang dapat dicapai dan kekokohan sistem kontrol. Penting untuk memodelkan dinamika aktuator dengan benar dan memperhitungkan interaksi antara struktur dan aktuator.

e) Ketidakpastian Parameter

Identifikasi parameter merupakan bagian yang sangat penting dalam siklus desain kontrol struktural. Namun, karena keterbatasan dalam pemodelan dan teori identifikasi sistem, identifikasi parameter struktural yang tepat hampir tidak mungkin, dan nilai parameter yang digunakan dalam desain sistem kontrol dapat menyimpang secara signifikan dari nilai sebenarnya. Jenis *ketidakpastian parameter* ini juga dapat menurunkan kinerja kontrol. Analisis sensitivitas dan desain kontrol yang kuat merupakan cara efektif untuk mengatasi ketidakpastian parameter dan kesalahan pemodelan lainnya.

Diskusi di atas hanya membahas beberapa topik pertimbangan praktis dalam implementasi kontrol jembatan nyata. Beberapa masalah lain yang harus diselidiki dalam desain sistem kontrol meliputi stabilitas kontrol, noise pada sinyal instrumentasi yang didigitalkan, dinamika filter yang diperlukan untuk mengurangi noise sinyal, potensi saturasi aktuator, setiap nonlinieritas sistem, keandalan sistem kontrol, dan efektivitas biaya sistem kontrol. Diskusi yang lebih rinci tentang topik-topik ini berada di luar cakupan bab ini. Makalah terkini yang membahas semua topik di atas merupakan sumber daya yang sangat berguna.

15.4 STUDI KASUS

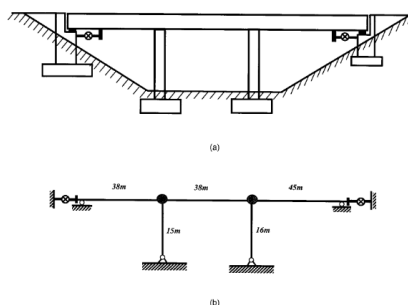
1. Jembatan Balok Kotak Beton

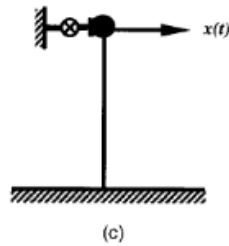
a) Kontrol Aktif untuk Jembatan Tiga Bentang

Contoh studi kasus pertama adalah jembatan balok kotak beton tiga bentang yang terletak di zona aktif seismik. Gambar 15.13a menunjukkan tampilan elevasi jembatan ini. Jembatan ini memiliki bentang masing-masing 38, 38, dan 45 m. Lebar jembatan adalah 32 m dan kedalamannya 2,1 m. Tinggi kolom masing-masing adalah 15 dan 16 m pada Bent 2 dan 3. Setiap bentang memiliki empat kolom berbentuk lonjong dengan penampang $1,67 \times 2,51$ m. Kolom-kolom tersebut terhubung secara monolitik dengan penutup bent di bagian atas dan dihubungkan dengan tumpuan di bagian bawah. Jembatan ini memiliki berat total 81.442 kN atau massa total 8.302.000 kg. Kekakuan longitudinal, termasuk abutmen dan kolom, adalah 82,66 kN/mm. Dua aktuator servo-hidrolik dipasang pada abutmen jembatan dan dikendalikan oleh pengontrol yang sama untuk menjaga kedua aktuator dalam fase yang sama selama operasi kontrol. Tujuan penggunaan sistem kontrol aktif adalah untuk mengurangi getaran jembatan yang disebabkan oleh eksitasi gempa bumi yang kuat. Hanya gerakan longitudinal yang akan dikontrol.

Model analisis jembatan ini diilustrasikan pada Gambar 15.13b, dan model SDOF yang disederhanakan ditunjukkan pada Gambar 15.13c. Frekuensi alami sistem SDOF $\omega = 19.83$ rad/s, dan rasio redaman $\xi = 5\%$. Tanpa mengurangi keumuman, gerakan tanah gempa bumi, $\ddot{x}_0(t)$, digambarkan sebagai proses acak stasioner. Spektrum Kanai-Tajimi yang terkenal digunakan untuk mewakili kerapatan spektrum daya dari gempa bumi masukan, yaitu,

$$G_{\ddot{x}_0}(\omega) = \frac{G_0 \left[1 + 4\xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2 \right]}{\left[1 - (\omega/\omega_g)^2 \right]^2 + 4\xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2} \quad (15.22)$$





GAMBAR 15.13 Jembatan tiga bentang dengan sistem kontrol aktif. (a) Jembatan sebenarnya; (b) model jembatan untuk analisis; (c) sistem SDOF yang dikendalikan oleh aktuator.

di mana ω_g dan ξ_g masing-masing adalah frekuensi dan rasio redaman tanah, yang nilainya diambil sebagai $\omega_g = 22,9 \text{ rad/s}$ dan $\xi_g = 0,34$ untuk kondisi tanah rata-rata. Parameter G_0 adalah kerapatan spektral yang terkait dengan percepatan gempa maksimum a_{max} . Di lokasi jembatan ini, percepatan tanah maksimum $a_{max} = 0,4 \text{ g}$. Respon maksimum dari sistem SDOF dengan frekuensi alami ω dan rasio redaman ξ di bawah eksitasi $\ddot{x}_0(t)$ dapat diperkirakan sebagai

$$x_{max}(\omega, \xi) = \gamma_p \sigma_x \quad (15.23)$$

di mana γ_p adalah faktor puncak dan σ_x adalah respons akar kuadrat rata-rata yang dapat ditentukan oleh teori getaran acak.

Dari Persamaan (15.17), diketahui bahwa frekuensi dan rasio redaman dari sistem terkontrol adalah

$$\omega_c = \sqrt{s_x} \omega; \quad \xi_c = (s_{\dot{x}} / \sqrt{s_x}) \xi \quad ()$$

Tabel 15.2 Ringkasan Pengendalian Jembatan Tiga Bentang

r	s_x	$s_{\dot{x}}$	ω_c (rad/s)	ξ (%)	d_{max}		a_{max}		u_{max}	
					(cm)	Redu (%)	(g)	Redu (%)	(kN)	Berat (%)
1E+07	1.000	1.001	19.83	0.05	3.15	0	1.23	0	10	0
100,000	1.000	1.103	19.83	0.06	2.86	9	1.12	9	1046	1
10,000	1.000	1.777	19.83	0.09	2.30	27	0.90	27	7894	10
5,000	1.001	2.305	19.83	0.12	1.97	37	0.77	37	13258	16
1,000	1.003	4.750	19.85	0.24	1.30	59	0.51	59	38097	47
500	1.005	6.643	19.88	0.33	0.72	77	0.28	77	57329	70

di mana s_x dan $s_{\dot{x}}$ dapat ditemukan dari Persamaan (15.14) dan Persamaan (15.15), masing-masing, setelah faktor pembobot q_x , $q_{\dot{x}}$, dan r ditetapkan oleh perancang. Respons maksimum dari sistem yang dikendalikan diperoleh dari Persamaan (15.23).

Dalam studi kasus ini, faktor pembobot ditetapkan sebagai $q_{\dot{x}} = 100m$ dan $q_x = k$. Dengan memvariasikan faktor bobot r , seseorang dapat memperoleh efisiensi kontrol yang berbeda dengan menerapkan gaya kontrol yang berbeda. Tabel 15.2 mencantumkan koefisien

kontrol, frekuensi terkontrol, rasio redaman, respons jembatan maksimum, dan persyaratan gaya kontrol maksimum berdasarkan berbagai penetapan faktor bobot r .

Dapat dilihat dari Tabel 15.2 bahwa sekecil apa pun faktor pembobot r , koefisien s_x selalu mendekati 1, yang berarti bahwa frekuensi alami struktur sulit digeser oleh algoritma LQR. Namun, koefisien s_x meningkat secara signifikan dengan penurunan faktor pembobot r , yang berarti bahwa efek utama algoritma LQR adalah memodifikasi redaman struktural. Inilah yang kami inginkan. Faktanya, hasil simulasi yang ekstensif telah menunjukkan tren yang sama seperti yang ditunjukkan pada Tabel 15.2. Percepatan maksimum dek jembatan adalah 1,23 g tanpa kontrol. Jika gaya kontrol diterapkan pada jembatan dengan nilai maksimum 13.258 kN (16% berat jembatan), respons percepatan maksimum berkurang menjadi 0,77 g, faktor reduksinya adalah 37%. Semakin besar gaya kontrol yang diterapkan, semakin besar pengurangan responsnya. Namun, pada kenyataannya, aktuator servo-hidrolik saat ini mungkin tidak menghasilkan gaya kontrol sebesar itu.

b) Kontrol Hibrida untuk Jembatan Bentang Sederhana

Contoh kedua dari studi kasus, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.14, adalah jembatan bentang sederhana yang dilengkapi dengan bantalan karet dan aktuator kontrol aktif antara balok dan kolom jembatan. Jembatan ini memiliki bentang sepanjang 30 m dan tinggi kolom 22 m. Jembatan ini dimodelkan sebagai sistem sembilan derajat kebebasan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.14b. Karena simetri, jembatan ini selanjutnya direduksi menjadi sistem empat derajat kebebasan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.14c. Sifat massa, kekakuan, dan redaman jembatan ini dapat ditemukan dalam Referensi.

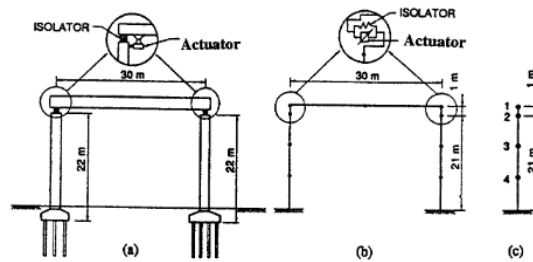
Struktur jembatan dianggap elastis linier kecuali bantalan karet. Gaya pemulihan kekakuan inelastis bantalan karet dinyatakan sebagai

$$F_s = \alpha kx(t) + (1 - \alpha)kD_y v \quad (15.25)$$

di mana $x(t)$ adalah deformasi bantalan karet, k adalah kekakuan elastis, α adalah rasio kekakuan pasca-leleh terhadap kekakuan pra-leleh, D_y adalah deformasi luluh, dan v adalah variabel histeresis dengan $|v| \leq 1$, di mana

$$\dot{v} = D_y^{-1} \{ A\dot{x} - \beta|\dot{x}||v|^{n-1}v - \gamma\dot{x}|v|^n \} \quad (15.26)$$

Dalam Persamaan (15.26), parameter A, β, γ , dan n mengatur skala, bentuk umum, dan kehalusan loop histeresis. Dapat dilihat dari Persamaan (15.25) bahwa jika $\alpha = 1.0$, maka bantalan karet memiliki kekakuan linier, yaitu $F_s = kx(t)$.

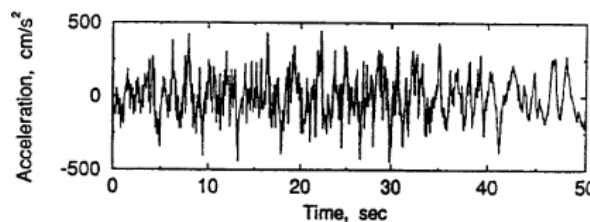


Gambar 15.14 Jembatan Bentang Sederhana Dengan Sistem Kontrol Hibrida. (A) Jembatan Sebenarnya; (B) Sistem Massa Terkonsentrasi; (C) Sistem Empat Derajat Kebebasan.

Tabel 15.3 Ringkasan Kontrol Jembatan Bentang Sederhana

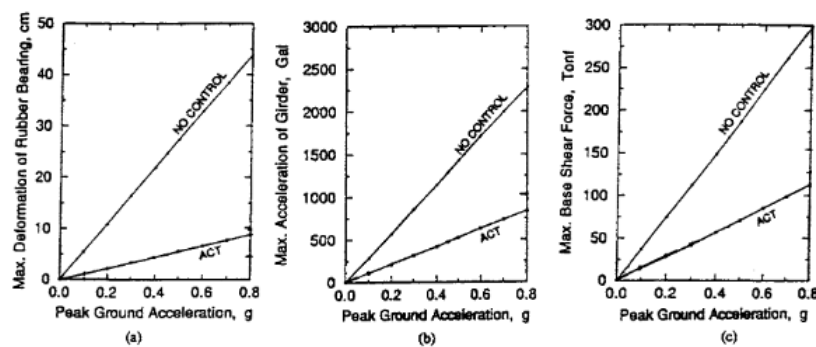
Sistem Kontrol	d_{1max} (cm)	d_{2max} (cm)	d_{3max} (cm)	d_{4max} (cm)	a_{1max} (g)	V_{bmax} (kN)	u_{max} (%) W_1
Pasif	24.70	3.96	3.07	1.25	1.31	1648	0
Hibrida	5.53	1.46	1.14	0.46	0.48	628	41

Algoritma LQR tidak mampu menangani masalah kontrol struktur nonlinier, seperti yang ditunjukkan pada Persamaan (15.25). Oleh karena itu, kontrol mode geser (SMC) digunakan untuk mengembangkan hukum kontrol yang sesuai dalam contoh ini. Detail SMC dapat ditemukan dari Referensi.



Gambar 15.15 Simulasi Percepatan Tanah Gempa.

Eksitasi gempa masukan ditunjukkan pada Gambar 15.15, yang disimulasikan sedemikian rupa sehingga spektrum respons sesuai dengan spektrum target yang ditentukan dalam spesifikasi desain Jepang untuk jembatan jalan raya. Deformasi maksimum (d_{1max} , d_{2max} , d_{3max} , and d_{4max}) maksimum (a_{1max}), geser dasar maksimum kolom (V_{bmax}), dan gaya kontrol aktuator maksimum (u_{max}) tercantum dalam Tabel 15.3. Jelas bahwa penambahan sistem kontrol aktif dapat secara signifikan meningkatkan kinerja dan efektivitas kontrol pasif. Dibandingkan dengan kontrol pasif saja, pengurangan perpindahan dan percepatan pada dek jembatan dapat mencapai masing-masing 78% dan 63%. Gaya geser dasar kolom dapat dikurangi hingga 38%. Biayanya adalah setiap aktuator harus memberikan gaya kontrol maksimum hingga 20% dari berat dek.



Gambar 15.16 Respons Maksimum Jembatan. (A) Deformasi Bantalan Karet; (B) Percepatan Balok; (C) Gaya Geser Dasar Pilar.

Untuk mengevaluasi dan membandingkan efektivitas sistem kontrol hibrida pada berbagai intensitas gempa bumi, gempa bumi desain yang ditunjukkan pada Gambar 15.15 diskalakan secara seragam ke percepatan tanah puncak yang berbeda untuk digunakan sebagai eksitasi masukan. Besaran respons puncak untuk deformasi bantalan karet, percepatan dek jembatan, dan gaya geser dasar kolom disajikan sebagai fungsi percepatan tanah puncak pada Gambar 15.16. Pada gambar ini, "tanpa kontrol" berarti kontrol pasif saja, dan "aktif" menunjukkan kontrol hibrida. Jelas, kontrol hibrida jauh lebih efektif daripada kontrol pasif saja dalam berbagai intensitas gempa bumi.

2. Jembatan Kabel-Stayed

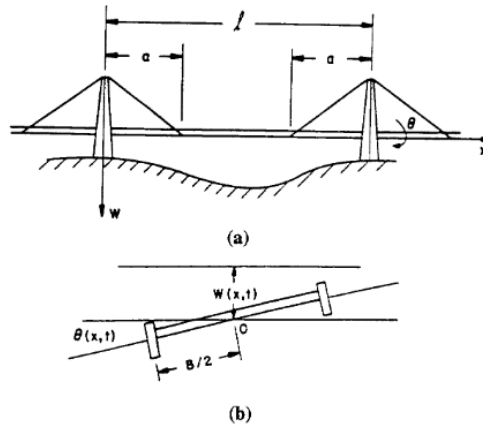
a) Kontrol Aktif untuk Jembatan Kabel-Stayed

Jembatan kabel-stayed, sebagai struktur jembatan fleksibel yang khas, sangat rentan terhadap hembusan angin kencang. Investigasi analitis dan eksperimental yang ekstensif telah dilakukan untuk meningkatkan "kecepatan angin kritis" karena kecepatan angin yang lebih tinggi dari kecepatan kritis akan menyebabkan ketidakstabilan aerodinamis pada jembatan. Salah satu studi ini adalah memasang sistem kontrol aktif untuk meningkatkan kinerja jembatan di bawah hembusan angin kencang.

Gambar 15.17 menunjukkan model analitis Jembatan Pelabuhan Sitka, Sitka, Alaska. Panjang bentang tengah jembatan adalah 137,16 m. Hanya dua kabel yang ditopang oleh setiap menara dan dihubungkan ke dek jembatan pada jarak $a = l / 3 = 45.72m$. Sistem dua derajat kebebasan digunakan untuk menggambarkan getaran dek jembatan. Frekuensi fundamental dalam lentur $\omega_g = 5.083 \text{ rad/s}$, dan frekuensi fundamental dalam torsi $\omega_f = 8.589 \text{ rad/s}$. Dalam studi kasus ini, keempat kabel yang ada, yang dirancang untuk menahan beban mati, juga digunakan sebagai tendon aktif yang dihubungkan dengan sistem kontrol umpan balik aktif (servomekanisme hidrolik). Sinyal getaran jembatan diukur oleh sensor yang dipasang di jangkar setiap kabel, dan kemudian ditransmisikan ke sistem kontrol umpan balik. Gerakan yang terdeteksi, dalam bentuk tegangan listrik, digunakan untuk mengatur gerakan silinder hidrolik pada servomekanisme, sehingga menghasilkan gaya kontrol yang dibutuhkan pada setiap kabel.

Misalkan akselerometer digunakan untuk mengukur getaran jembatan. Maka tegangan umpan balik $v(t)$ berbanding lurus dengan percepatan jembatan $\ddot{w}(t)$:

$$v(t) = p\ddot{w}(t) \quad (15.27)$$



Gambar 15.17 Jembatan Kabel Pancang Dengan Kontrol Tendon Aktif. (A) Tampilan Samping Dengan Sistem Koordinat; (B) Model Dua Derajat Kebebasan.

di mana p adalah konstanta proporsionalitas yang terkait dengan setiap sensor. Untuk konfigurasi tendon aktif, perpindahan $s(t)$ dari ram hidrolik, yang sama dengan perpanjangan tambahan tendon (kabel) karena aksi kontrol aktif, terkait dengan tegangan umpan balik $v(t)$ melalui persamaan diferensial orde pertama:

$$\dot{s}(t) + R_1 s(t) = \frac{R_1}{R} v(t) \quad (15.28)$$

di mana R_1 adalah penguatan loop dan R adalah penguatan umpan balik dari servomekanisme. Gaya kontrol kabel yang dihasilkan oleh pergerakan ram hidrolik adalah

$$u(t) = ks(t) \quad (15.29)$$

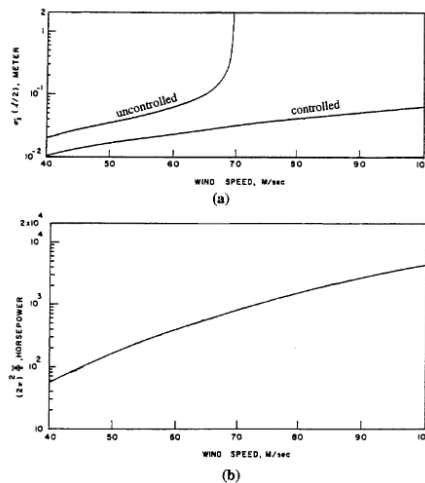
di mana k adalah kekakuan kabel.

Menggabungkan Persamaan (15.27) dan Persamaan (15.29), kita peroleh

$$u(t) = g(R_1, R)\ddot{w}(t) \quad (15.30)$$

Jelas bahwa Persamaan (15.30) merepresentasikan kontrol umpan balik percepatan dan penguatan kontrol $g(R_1, R)$ bergantung pada parameter kontrol R_1 dan R yang akan ditetapkan oleh perancang. Selanjutnya, dua parameter tak berdimensi ε dan τ diperkenalkan untuk menggantikan R_1 dan R . Akhirnya, kecepatan angin kritis dan kebutuhan daya kontrol semuanya terkait dengan parameter kontrol ε dan τ .

$$\varepsilon = \frac{R_1}{\omega_f} \quad \text{dan} \quad \tau = \frac{p\omega_f^2}{R} \quad (15.31)$$

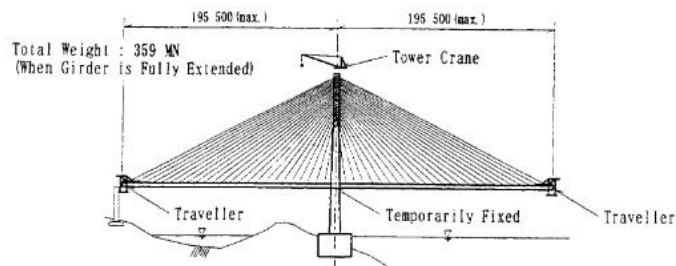


Gambar 15.18 Perpindahan Akar Kuadrat Rata-Rata Dan Kebutuhan Daya Rata-Rata. (A) Perpindahan Akar Kuadrat Rata-Rata Dek Jembatan; (B) Kebutuhan Daya Rata-Rata.

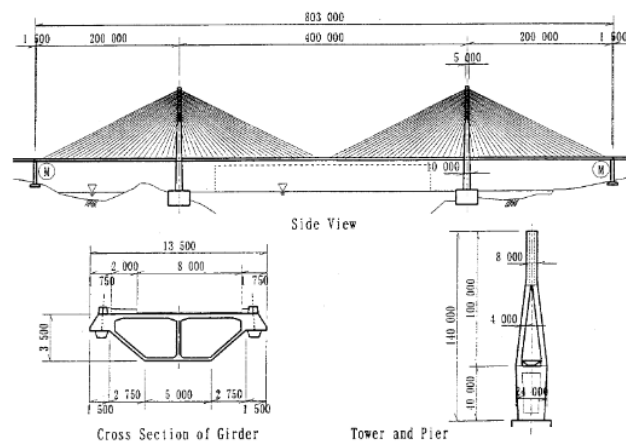
Gambar 15.18a menunjukkan respons perpindahan akar kuadrat rata-rata dek jembatan tanpa dan dengan kontrol. Dalam kasus kontrol, parameter Akhirnya, kecepatan angin kritis dan kebutuhan daya kontrol semuanya terkait dengan parameter kontrol $\varepsilon = 0.1$, $\tau = 10$. Sesuai dengan itu, kebutuhan daya rata-rata untuk melakukan kontrol aktif diilustrasikan pada Gambar 15.18b. Terlihat bahwa respons jembatan berkurang secara signifikan (hingga 80% dari kasus tanpa kontrol) dengan kebutuhan daya yang kecil oleh perangkat aktif. Dalam hal kecepatan angin kritis, nilainya tanpa kontrol adalah 69,52 m/s, sedangkan dengan kontrol dapat dinaikkan ke tingkat yang diinginkan asalkan gaya kontrol yang dibutuhkan dapat diwujudkan. Berdasarkan penelitian, tampaknya kontrol umpan balik aktif layak untuk diterapkan pada jembatan kabel.

b) Peredam Massa Aktif untuk Jembatan Kabel yang Sedang Dibangun

Gambar 15.19 menunjukkan jembatan kabel selama konstruksi menggunakan metode pemasangan kantilever. Terlihat bahwa tidak hanya berat jembatan tetapi juga berat peralatan berat semuanya ditopang oleh satu menara. Dalam kondisi ini, jembatan merupakan struktur yang relatif tidak stabil, dan perhatian khusus diperlukan untuk melindungi dari gaya eksternal dinamis seperti gempa bumi dan beban angin. Karena bagian-bagian yang dapat dipindahkan dipasang sementara selama konstruksi, sistem isolasi seismik yang akan diadopsi setelah selesainya konstruksi biasanya tidak efektif untuk jembatan yang sedang dibangun. Kontrol tendon aktif dengan menggunakan kabel jembatan juga sulit dipasang pada jembatan pada periode ini. Namun, peredam massa aktif, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.6, telah terbukti sebagai perangkat kontrol yang efektif dalam mengurangi respons dinamis jembatan yang sedang dibangun.

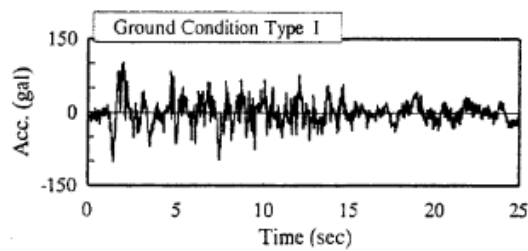


Gambar 15.19 Konstruksi Dengan Metode Pemasangan Kantilever.



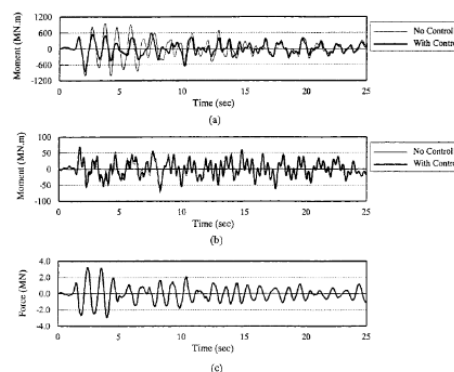
Gambar 15.20 Tampilan Umum Jembatan Kabel Pancang Yang Dipelajari.

Jembatan dalam studi kasus ini adalah jembatan kabel beton prategang kontinu tiga bentang dengan panjang bentang tengah 400 m, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 15.20. Ketika balok terentang penuh, berat totalnya adalah 359 MN, termasuk berat sendiri jembatan, berat alat pengangkut (1,37 MN di setiap ujung balok), dan berat derek (0,78 MN di puncak menara). Rasio redaman untuk analisis dinamis adalah 1%. Percepatan masukan tanah ditunjukkan pada Gambar 15.21. Karena sambungan antara pilar dan pondasi serta antara balok dan pilar diikat tetap selama konstruksi, momen di dasar pilar dan di dasar menara merupakan parameter respons kritis untuk mengevaluasi keamanan jembatan pada periode ini. Dua kasus kontrol diteliti. Pada kasus pertama, peredam massa aktif (AMD) dipasang di puncak menara dan beroperasi dalam arah memanjang. Pada kasus kedua, AMD dipasang di ujung balok kantilever dan beroperasi dalam arah vertikal. AMD dikendalikan oleh algoritma umpan balik kecepatan langsung, di mana gaya kontrol hanya terkait dengan respons kecepatan terukur di lokasi AMD. Dengan mengubah penguatan kontrol, gaya kontrol maksimum disesuaikan menjadi sekitar 3,5 MN, yang merupakan sekitar 1% dari total berat jembatan.

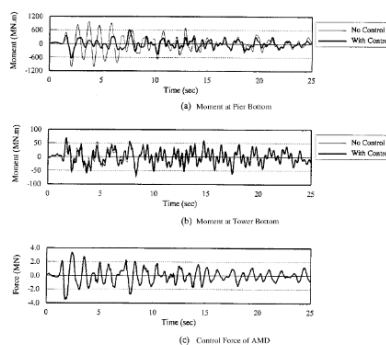


Gambar 15.21 Input Gerakan Tanah Gempa.

Gambar 15.22 dan 15.23 menunjukkan riwayat waktu momen lentur dan gaya kontrol pada Kasus 1 dan Kasus 2, masing-masing. Pada Kasus 1, momen lentur maksimum di dasar pilar berkurang sekitar 15%, tetapi momen lentur maksimum di dasar menara hanya berkurang sekitar 5%. Pada Kasus 2, pengurangan momen lentur di dasar menara sama dengan pada Kasus 1, tetapi pengurangan momen lentur di dasar pilar sekitar 35%, yaitu 20% lebih tinggi daripada pengurangan pada Kasus 1. Hasil ini menunjukkan bahwa AMD merupakan perangkat kontrol yang efektif untuk mengurangi respons dinamis jembatan yang sedang dibangun. Pemasangan AMD di ujung girder jembatan lebih efektif daripada pemasangannya di puncak menara. Kontrol respons dalam mengurangi momen lentur di dasar menara kurang efektif dibandingkan di dasar pilar.



Gambar 15.22 Respons Jembatan Dan Gaya Kontrol Dengan Amd Di Puncak Menara. (A) Momen Di Dasar Pilar; (B) Momen Di Dasar Menara; (C) Gaya Kontrol Amd.



Gambar 15.23 Respons Jembatan Dan Gaya Kontrol Dengan Amd Di Ujung Balok. (A) Momen Di Dasar Pilar; (B) Momen Di Dasar Menara; (C) Gaya Kontrol Amd.

15.5 CATATAN DAN KESIMPULAN

Berbagai sistem proteksi struktural telah dikembangkan dan diimplementasikan untuk pengendalian getaran bangunan dan jembatan dalam beberapa tahun terakhir. Teknologi modern ini telah menghasilkan dampak yang kuat di bidang desain dan konstruksi struktural tradisional. Seluruh disiplin ilmu teknik struktural sedang mengalami perubahan besar. Sekarang tampaknya perlu untuk mendorong para insinyur struktural dan arsitek untuk mempertimbangkan secara serius pemanfaatan kemampuan sistem pengendalian struktural untuk perbaikan struktur yang ada dan juga meningkatkan kinerja struktur baru yang prospektif.

Konsep dasar berbagai sistem pengendalian diperkenalkan dalam bab ini. Penekanan diberikan pada pengendalian aktif, pengendalian hibrida, dan pengendalian semiaktif untuk struktur jembatan. Konfigurasi pengendalian jembatan yang berbeda disajikan. Strategi pengendalian umum dan algoritma pengendalian tipikal dibahas. Melalui beberapa studi kasus, ditunjukkan bahwa sistem pengendalian aktif, hibrida, dan semiaktif cukup efektif dalam mengurangi getaran jembatan yang disebabkan oleh gempa bumi, angin, atau lalu lintas.

Penting untuk disadari bahwa meskipun kemajuan signifikan telah dicapai di bidang pengendalian respons aktif terhadap struktur jembatan, kita sekarang masih dalam tahap studi dan pengembangan dan menunggu aplikasi yang akan datang. Terdapat banyak topik terkait pengendalian aktif struktur jembatan yang membutuhkan penelitian dan penyelesaian sebelum janji struktur jembatan cerdas sepenuhnya terwujud. Topik-topik tersebut adalah:

- Algoritma untuk kontrol aktif, hibrida, dan semi-aktif struktur jembatan nonlinier;
- Perangkat dengan fitur hemat energi yang mampu menangani input yang kuat;
- Integrasi perangkat kontrol ke dalam struktur jembatan yang kompleks;
- Identifikasi dan pemodelan sifat nonlinier struktur jembatan;
- Evaluasi kinerja standar dan verifikasi eksperimental;
- Pengembangan pedoman dan spesifikasi desain;
- Implementasi pada struktur jembatan aktual.

BAB 16

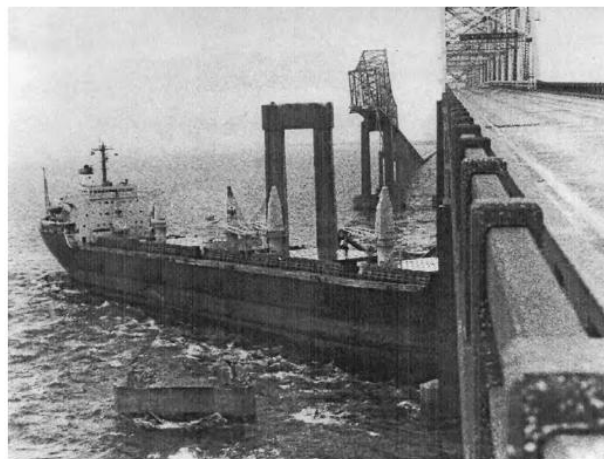
DESAIN TABRAKAN KAPAL PADA JEMBATAN

16.1 PENDAHULUAN

1. Latar Belakang

Baru setelah peningkatan frekuensi yang signifikan Mengingat parahnya tabrakan kapal dengan jembatan, studi tentang masalah tabrakan kapal telah dimulai dalam beberapa tahun terakhir. Dalam periode 1960 hingga 1998, terjadi 30 runtuh jembatan besar di seluruh dunia akibat tabrakan kapal atau tongkang, dengan total korban jiwa sebanyak 321 orang. Korban jiwa terbesar terjadi pada tahun 1983 ketika sebuah kapal penumpang bertabrakan dengan jembatan kereta api di Sungai Volga, Rusia; 176 orang tewas ketika kapal yang menyimpang tersebut mencoba melintasi bentang samping jembatan yang besar. Sebagian besar kematian terjadi ketika bioskop yang penuh sesak di dek atas kapal penumpang terlepas akibat jarak vertikal yang rendah dari struktur atas jembatan.

Dari bencana jembatan yang disebutkan di atas, 15 terjadi di Amerika Serikat, termasuk runtuhnya Jembatan Sunshine Skyway pada tahun 1980 yang melintasi Teluk Tampa, Florida, di mana 396 m bentang utama runtuh dan 35 nyawa melayang akibat tabrakan dengan kapal pengangkut curah kosong berbobot mati 35.000 DWT (densitas bobot mati) (Gambar 16.1).



Gambar 16.1 Jembatan Sunshine Skyway, 9 Mei 1980 Setelah Ditabrak Oleh M/V Summit Venture.

Salah satu tragedi yang lebih banyak dipublikasikan di Amerika Serikat melibatkan runtuhnya Jembatan Kereta Api CSX pada tahun 1993 yang melintasi Bayou Canot dekat Mobile, Alabama. Selama kabut tebal, sebuah tongkang yang ditarik tersesat dan memasuki saluran samping Sungai Mobile di mana ia menabrak jembatan kereta api yang menyebabkan perpindahan besar pada struktur tersebut. Jembatan itu runtuh beberapa menit kemudian ketika kereta penumpang Amtrak yang penuh muatan mencoba melintasi struktur yang rusak; 47 korban jiwa terjadi akibat runtuhnya jembatan dan anjloknya kereta api.

Perlu dicatat bahwa ada banyak kecelakaan tabrakan kapal dengan jembatan yang menyebabkan kerusakan signifikan, tetapi tidak selalu mengakibatkan runtuhnya struktur tersebut. Sebuah studi tentang tabrakan kapal tunda sungai dengan jembatan yang terletak di sistem jalur air pedalaman AS selama periode singkat dari tahun 1970 hingga 1974 mengungkapkan bahwa ada 811 kecelakaan dengan jembatan yang menyebabkan kerugian sebesar Rp.230 miliar dan 14 korban jiwa. Rata-rata, sekitar 35 insiden tabrakan kapal dilaporkan setiap hari ke Markas Besar Penjaga Pantai AS di Washington, D.C.

Kecelakaan baru-baru ini di jembatan jalur air utama terjadi di Portland, Maine pada bulan September 1996 ketika sebuah kapal tanker bermuatan (panjang 171 m dan lebar 25,9 m) menabrak sistem penahan tiang pancang Jembatan Million Dollar yang ada di atas Sungai Fore. Sebagian besar penahan tiang pancang hancur; bagian haluan kapal menyebabkan kerusakan signifikan pada salah satu daun jembatan angkat (menyebabkan penutupan jembatan sampai perbaikan dilakukan); dan 170.000 galon bahan bakar minyak tumpah ke sungai karena lubang selebar 9 m yang robek di lambung kapal akibat tonjolan bawah air dari pilar penyangga beton (langkah kecil di pondasi). Meskipun penyebab utama kecelakaan tersebut dikaitkan dengan kesalahan pilot, faktor yang berkontribusi tentu saja adalah jarak horizontal yang terbatas dari bukaan navigasi melalui jembatan (hanya 29 m).

Runtuhnya Jembatan Sunshine Skyway pada tahun 1980 merupakan titik balik utama dalam kesadaran dan peningkatan perhatian terhadap keselamatan jembatan yang melintasi jalur air yang dapat dilayari. Langkah-langkah penting dalam pengembangan prinsip dan spesifikasi desain tabrakan kapal modern meliputi:

- Pada tahun 1983, sebuah “Komite Tabrakan Kapal/Tongkang,” yang ditunjuk oleh Dewan Kelautan Dewan Riset Nasional di Washington, D.C., menyelesaikan sebuah studi tentang risiko dan konsekuensi tabrakan kapal dengan jembatan yang melintasi perairan pesisir yang dapat dilayari di Amerika Serikat.
- Pada bulan Juni 1983, sebuah kolokium tentang “Tabrakan Kapal dengan Jembatan dan Struktur Lepas Pantai” diadakan di Kopenhagen, Denmark di bawah naungan Asosiasi Internasional untuk Jembatan dan Rekayasa Struktur (IABSE), untuk mengumpulkan dan menyebarluaskan perkembangan terbaru tentang subjek tersebut.
- Pada tahun 1984, Departemen Transportasi dan Pembangunan Louisiana memasukkan kriteria untuk desain pilar jembatan sehubungan dengan tabrakan kapal untuk struktur yang melintasi jalur air di negara bagian Louisiana.
- Pada tahun 1988, sebuah proyek penelitian dana gabungan disponsori oleh 11 negara bagian dan Administrasi Jalan Raya Federal untuk mengembangkan ketentuan desain tabrakan kapal yang berlaku untuk seluruh Amerika Serikat. Laporan akhir proyek ini diadopsi oleh AASHTO sebagai Spesifikasi Panduan Desain Tabrakan Kapal pada bulan Februari 1991.
- Pada tahun 1993, Asosiasi Internasional untuk Jembatan dan Rekayasa Struktur (IABSE) menerbitkan dokumen komprehensif yang mencakup tinjauan perkembangan masa lalu dan terkini dalam studi tabrakan kapal dan interaksi antara lalu lintas kapal dan jembatan.

- Pada tahun 1994, AASHTO mengadopsi spesifikasi desain jembatan LRFD yang baru dikembangkan, yang menggabungkan ketentuan tabrakan kapal yang dikembangkan dalam Referensi sebagai bagian integral dari kriteria desain jembatan.
- Pada bulan Desember 1996, Administrasi Jalan Raya Federal mensponsori konferensi tentang “Desain Jembatan untuk Peristiwa Ekstrem” di Atlanta, Georgia untuk membahas perkembangan dalam desain beban (tabrakan kapal, gempa bumi, dan erosi) dan masalah yang berkaitan dengan kombinasi beban peristiwa ekstrem.
- Pada bulan Mei 1998, simposium internasional tentang “Kemajuan dalam Aerodinamika Jembatan, Analisis Tabrakan Kapal, dan Operasi & Pemeliharaan” diadakan di Copenhagen, Denmark bersamaan dengan pembukaan Jembatan Great Belt yang memecahkan rekor untuk menyebarluaskan perkembangan terbaru tentang subjek tabrakan kapal.

Praktik desain jembatan jalan raya saat ini di Amerika Serikat mengikuti spesifikasi AASHTO . Desain sistem perlindungan jembatan kereta api terhadap tabrakan kapal dibahas dalam Manual Teknik Perkeretaapian Asosiasi Teknik dan Pemeliharaan Jalur Kereta Api Amerika (AREMA). Pekerjaan penelitian dan pengembangan di bidang tabrakan kapal dengan jembatan terus berlanjut. Beberapa aspek, seperti besarnya beban tumbukan yang akan digunakan dalam desain, dan kombinasi yang tepat dari kejadian ekstrem (seperti tumbukan ditambah penggerusan) belum mapan dan dipahami dengan baik. Seiring tersedianya hasil penelitian lebih lanjut, perubahan dan pembaruan kode yang sesuai dapat diharapkan.

2. Konsep Dasar

Kerentanan jembatan terhadap tumbukan kapal dipengaruhi oleh berbagai faktor, termasuk:

- Geometri jalur air, fluktuasi ketinggian air, kecepatan arus, dan kondisi cuaca;
- Karakteristik kapal dan kondisi navigasi, termasuk jenis kapal dan distribusi ukuran, kecepatan dan kondisi pemuatan, prosedur navigasi, dan bahaya navigasi;
- Ukuran jembatan, lokasi, geometri horizontal dan vertikal, ketahanan terhadap benturan kapal, redundansi struktural, dan efektivitas sistem perlindungan jembatan yang ada;
- Tumbukan kapal yang serius dengan jembatan adalah kejadian ekstrem yang terkait dengan ketidakpastian yang besar, terutama berkaitan dengan beban benturan yang terlibat. Karena mendesain untuk skenario terburuk bisa terlalu konservatif dan tidak diinginkan secara ekonomi, sejumlah risiko tertentu harus dianggap dapat diterima. Tujuan desain yang umum diterima adalah untuk meminimalkan (dengan cara yang hemat biaya) risiko kegagalan katastropik komponen jembatan, dan pada saat yang sama mengurangi risiko kerusakan kapal dan pencemaran lingkungan.

Tujuan dari ketentuan tabrakan kapal adalah untuk menyediakan komponen jembatan dengan kapasitas ketahanan yang "wajar" terhadap tabrakan kapal dan tongkang. Di daerah perairan yang dapat dilayari di mana tabrakan oleh kapal dagang dapat diantisipasi, struktur jembatan harus dirancang untuk mencegah runtuhnya struktur atas dengan mempertimbangkan ukuran dan jenis kapal, kedalaman air yang tersedia, kecepatan kapal, respons struktur, risiko tabrakan, dan klasifikasi kepentingan jembatan. Perlu dicatat bahwa kerusakan pada jembatan

(bahkan kegagalan anggota struktural sekunder) biasanya diizinkan selama dek jembatan yang membawa lalu lintas kendaraan bermotor tidak runtuh (yaitu, redundansi yang cukup dan jalur beban alternatif ada di struktur yang tersisa untuk mencegah runtuhnya struktur atas).

3. Penerapan

Rekomendasi desain tabrakan kapal yang diberikan dalam bab ini konsisten dengan spesifikasi AASHTO dan berlaku untuk semua komponen jembatan di perairan yang dapat dilayari dengan kedalaman air lebih dari 2,0 kaki (0,6 m). Kapal yang dipertimbangkan termasuk kapal dagang yang lebih besar dari 1000 DWT dan tongkang pedalaman tipikal.

16.2 PERENCANAAN AWAL

Sangat penting untuk mempertimbangkan aspek tabrakan kapal sedini mungkin dalam proses perencanaan jembatan baru, karena hal itu dapat berdampak signifikan pada total biaya jembatan. Keputusan yang berkaitan dengan jenis jembatan, lokasi, dan tata letak harus mempertimbangkan geometri perairan, tata letak saluran navigasi, dan karakteristik lalu lintas kapal.

1. Pemilihan Lokasi Jembatan

Lokasi struktur jembatan di atas jalur air biasanya ditentukan sebelumnya berdasarkan berbagai pertimbangan lain, seperti dampak lingkungan, hak jalan, biaya, geometri jalan, dan pertimbangan politik. Namun, sejauh mungkin, pedoman tabrakan kapal berikut harus diikuti:

- Jembatan harus terletak jauh dari tikungan di saluran. Jarak ke jembatan harus sedemikian rupa sehingga kapal dapat berbaris sebelum melewati jembatan, biasanya setidaknya delapan kali panjang kapal. Jarak yang lebih besar lebih disukai jika arus dan angin kencang kemungkinan terjadi di lokasi tersebut.
- Jembatan harus dirancang untuk melintasi saluran navigasi tegak lurus dan harus simetris terhadap saluran.
- Harus ada jarak yang memadai antara lokasi jembatan dan area dengan navigasi yang padat, fasilitas pelabuhan, manuver sandar kapal, atau masalah navigasi lainnya.
- Lokasi di mana jalur air dangkal atau sempit sehingga pilar jembatan dapat ditempatkan di luar jangkauan kapal lebih disukai.

2. Pemilihan Tipe, Konfigurasi, dan Tata Letak Jembatan

Pemilihan tipe dan konfigurasi jembatan penyeberangan harus mempertimbangkan karakteristik jalur air dan lalu lintas kapal, sehingga jembatan tidak menjadi bahaya yang tidak perlu bagi navigasi. Tata letak jembatan harus memaksimalkan jarak bebas horizontal dan vertikal untuk navigasi, dan pilar jembatan harus ditempatkan jauh dari jangkauan kapal. Menemukan konfigurasi dan tata letak jembatan yang optimal untuk berbagai tipe jembatan dan tingkat perlindungan merupakan proses berulang yang mempertimbangkan biaya yang terlibat dalam pengurangan risiko, termasuk aspek politik dan sosial.

3. Jarak Bebas Horizontal dan Vertikal

Jarak bebas horizontal bentang navigasi dapat berdampak signifikan pada risiko tabrakan kapal dengan pilar utama. Analisis kecelakaan tabrakan di masa lalu menunjukkan

bahwa jembatan dengan bentang utama kurang dari dua hingga tiga kali panjang kapal desain atau kurang dari dua kali lebar saluran sangat rentan terhadap tabrakan kapal.

Jarak bebas vertikal yang disediakan pada bentang navigasi biasanya didasarkan pada kapal tertinggi yang menggunakan jalur air dalam kondisi berbalas dan selama periode permukaan air tinggi. Persyaratan jarak bebas vertikal perlu mempertimbangkan data spesifik lokasi pada kapal aktual dan yang diproyeksikan, dan harus dikoordinasikan dengan Penjaga Pantai di Amerika Serikat. Data umum tentang karakteristik tinggi kapal disertakan dalam Referensi.

4. Bentang Pendekatan

Perencanaan awal tata letak jembatan juga harus mempertimbangkan kerentanan bentang pendekatan terhadap tabrakan kapal. Tabrakan kapal di masa lalu menunjukkan bahwa bentang pendekatan jembatan rusak dalam lebih dari 60% dari total jumlah kecelakaan. Oleh karena itu, jumlah pilar pendekatan yang terpapar tabrakan kapal harus diminimalkan, dan pertimbangan jarak bebas horizontal dan vertikal juga harus diterapkan pada bentang pendekatan.

5. Sistem Perlindungan

Alternatif perlindungan jembatan harus dipertimbangkan selama fase perencanaan awal, karena biaya sistem perlindungan jembatan dapat menjadi bagian yang signifikan dari total biaya jembatan. Sistem perlindungan jembatan meliputi sistem fender, dolphin, pulau pelindung, atau struktur lain yang dirancang untuk mengalihkan, menahan, atau menyerap gaya dan energi benturan, seperti yang dijelaskan dalam Bagian 16.8.

16.3 KARAKTERISTIK JALUR AIR

Karakteristik jalur air di sekitar lokasi jembatan, seperti lebar dan kedalaman saluran navigasi, kecepatan dan arah arus, keselarasan dan penampang saluran, ketinggian air, dan kondisi hidrolik, sangat berpengaruh terhadap risiko tabrakan kapal dan harus diperhitungkan.

1. Tata Letak dan Geometri Saluran

Tata letak dan geometri saluran dapat memengaruhi kondisi navigasi, ukuran kapal terbesar yang dapat menggunakan jalur air, serta kondisi pemuatan dan kecepatan kapal. Keberadaan tikungan dan persimpangan dengan jalur air lain di dekat jembatan meningkatkan kemungkinan kapal kehilangan kendali dan menjadi menyimpang. Navigasi kapal tongkang hilir melalui tikungan sangat sulit. Jalur transit kapal di jalur air dalam kaitannya dengan saluran navigasi dan pilar jembatan dapat memengaruhi risiko kapal yang menyimpang menabrak struktur bawah.

2. Kedalaman Air dan Fluktuasi

Kedalaman air desain untuk saluran membatasi ukuran dan kedalaman kapal yang menggunakan jalur air. Selain itu, kedalaman air memainkan peran penting dalam aksesibilitas kapal ke dermaga di luar jalur navigasi. Analisis tabrakan kapal harus mencakup kemungkinan kapal dan tongkang yang melintas dengan muatan penuh atau kosong di jalur air. Misalnya, tongkang bermuatan dengan kedalaman 6 m akan kandas sebelum dapat menabrak dermaga

di kedalaman 4 m, tetapi tongkang yang sama dalam keadaan kosong dengan kedalaman 1 m berpotensi menabrak dermaga.

Ketinggian air bersama dengan kondisi pemuatan kapal memengaruhi lokasi di dermaga tempat beban benturan kapal diterapkan, dan kerentanan struktur atas terhadap benturan kapal. Ketinggian air pasang rata-rata tahunan biasanya merupakan ketinggian air minimum yang digunakan dalam desain. Di jalur air dengan fluktuasi ketinggian air yang besar, ketinggian air yang digunakan dapat memiliki efek signifikan pada persyaratan struktural untuk desain dermaga dan/atau perlindungan dermaga. Dalam kasus ini, tinjauan lebih dekat terhadap statistik ketinggian air di lokasi jembatan diperlukan untuk memilih ketinggian air desain yang sesuai.

3. Kecepatan dan Arah Arus

Arus air di lokasi jembatan dapat memiliki pengaruh signifikan terhadap navigasi dan kemungkinan penyimpangan kapal. Arus air desain yang umum digunakan mewakili nilai rata-rata tahunan, bukan nilai ekstrem sesekali yang hanya terjadi beberapa kali per tahun, dan selama itu pembatasan lalu lintas kapal juga dapat berlaku.

16.4 KARAKTERISTIK LALU LINTAS KAPAL

1. Karakteristik Fisik dan Operasional

Pengetahuan umum tentang pengoperasian kapal dan karakteristiknya sangat penting untuk desain jembatan yang aman. Jenis kapal komersial yang ditemui di perairan yang dapat dilayari dapat dibagi menjadi kapal dan tongkang.

a) Kapal

Kapal adalah kapal yang digerakkan sendiri yang menggunakan perairan dengan kedalaman yang dalam. Ukurannya dapat ditentukan berdasarkan DWT. DWT adalah berat dalam ton metrik ($1 \text{ ton} = 2205 \text{ lbs} = 9,80 \text{ kN}$) dari kargo, persediaan, bahan bakar, penumpang, dan awak yang dibawa oleh kapal saat terisi penuh. Terdapat tiga kelas utama kapal dagang: kapal pengangkut curah, kapal pengangkut produk/tanker, dan kapal kargo/kontainer. Informasi umum mengenai profil kapal, dimensi, dan ukuran sebagai fungsi dari kelas kapal dan DWT-nya disediakan dalam Referensi. Dimensi yang diberikan dalam Referensi adalah nilai tipikal, dan karena banyaknya variasi kapal yang ada, nilai tersebut harus dianggap sebagai perkiraan umum.

Pengendalian kapal di perairan pesisir merupakan proses yang sulit. Hal ini melibatkan komunikasi terus-menerus antara kapten kapal, juru kemudi, dan ruang mesin. Terdapat jeda waktu sebelum kapal mulai merespons perintah untuk mengubah kecepatan atau haluan, dan respons kapal itu sendiri relatif lambat. Oleh karena itu, kapten kapal harus mengenal perairan tersebut dan menyadari adanya rintangan, kondisi navigasi, dan cuaca sebelumnya. Seringkali, pandu lokal digunakan untuk memandu kapal melalui bagian tertentu dari perairan pesisir.

Ketika kondisi navigasi sulit, kapal tunda digunakan untuk membantu kapal berbelok. Kapal membutuhkan kecepatan agar dapat mengemudi dan mempertahankan kendali kemudi. Kecepatan kapal minimum sekitar 5 knot (8 km/jam) biasanya diperlukan untuk mempertahankan kemudi. Kapal yang bermuatan penuh lebih mudah bermanuver, dan di

perairan dalam kapal tersebut stabil secara arah dan dapat berbelok dengan radius satu hingga dua kali panjang kapal. Namun, ketika jarak bebas di bawah lunas berkurang hingga kurang dari setengah sarat kapal, banyak kapal cenderung menjadi tidak stabil arahnya, yang berarti mereka membutuhkan kemudi terus-menerus untuk menjaga agar mereka tetap berlayar dalam garis lurus. Di perairan pesisir Amerika Serikat, jarak bebas di bawah lunas banyak kapal bermuatan mungkin jauh lebih kecil dari batas ini, dalam beberapa kasus sekecil 5% dari sarat kapal. Kapal yang berlayar tanpa muatan dengan sarat dangkal kurang mudah bermanuver daripada kapal bermuatan, dan, selain itu, mereka dapat sangat terpengaruh oleh angin dan arus. Data kecelakaan historis menunjukkan bahwa sebagian besar kecelakaan jembatan melibatkan kapal kosong atau kapal yang diberi muatan.

b) Kapal Penarik Tongkang

Kapal penarik tongkang menggunakan jalur air dengan sarat dalam dan sarat dangkal. Sebagian besar jembatan yang ada melintasi jalur air dengan sarat dangkal di mana armada kapal hanya terdiri dari kapal penarik tongkang. Ukuran tongkang di Amerika Serikat biasanya didefinisikan dalam hal kapasitas angkut kargo dalam ton pendek ($1 \text{ ton} = 2000 \text{ lbs} = 8,90 \text{ kN}$). Jenis-jenis tongkang pedalaman meliputi tongkang terbuka dan tertutup, tongkang tangki, dan tongkang dek. Bentuknya persegi panjang dan dimensinya cukup standar sehingga dapat diangkut dalam rangkaian. Jumlah tongkang per rangkaian dapat bervariasi dari satu hingga lebih dari 20, dan konfigurasinya dipengaruhi oleh kondisi perairan. Dalam kebanyakan kasus, tongkang didorong oleh kapal tunda. Informasi tentang dimensi dan kapasitas tongkang, serta konfigurasi rangkaian tongkang disertakan dalam Referensi. Analisis statistik tentang jenis, konfigurasi, dan dimensi rangkaian tongkang, yang menggunakan data lalu lintas tongkang dari Sungai Ohio, dilaporkan dalam Referensi.

Sangat sulit untuk mengendalikan dan mengarahkan rangkaian tongkang, terutama di perairan dengan kecepatan arus yang tinggi dan arus silang. Berbelok di perairan yang deras dengan arus yang tinggi merupakan usaha yang serius. Dalam manuver tikungan, rangkaian tongkang mengalami efek geser ke arah yang berlawanan dengan arah belokan, karena gaya inersia, yang seringkali terkait dengan aliran arus. Terkadang, pilar jembatan dan pelindung digunakan untuk meluruskan kapal tunda sebelum berbelok. Jembatan yang terletak di jalur air berkecepatan tinggi di dekat tikungan saluran kemungkinan akan ditabrak oleh tongkang berkali-kali selama masa pakainya. Secara umum, ada kemungkinan besar bahwa setiap elemen jembatan yang dapat dijangkau oleh tongkang akan ditabrak selama masa pakai jembatan tersebut.

2. Karakteristik Armada Kapal

Data kapal yang dibutuhkan untuk desain jembatan meliputi jenis kapal dan distribusi ukuran, frekuensi transit, kecepatan kapal tipikal, dan kondisi pemuatan. Untuk menentukan distribusi ukuran kapal di lokasi jembatan, diperlukan informasi rinci tentang lalu lintas kapal saat ini dan proyeksi di masa mendatang. Pengumpulan data tentang karakteristik armada kapal untuk jalur air merupakan proses yang penting dan seringkali memakan waktu

Beberapa sumber di Amerika Serikat untuk mengumpulkan data lalu lintas kapal tercantum di bawah ini:

- Korps Insinyur Angkatan Darat AS, Kantor Distrik
- Otoritas pelabuhan dan industri di sepanjang jalur air
- Asosiasi pilot lokal dan organisasi pelayaran niaga
- Penjaga Pantai AS, Kantor Administrasi Keselamatan Maritim & Jembatan
- Korps Insinyur Angkatan Darat AS, “Produk dan Layanan yang Tersedia untuk Umum,” Pusat Dukungan Sumber Daya Air, Pusat Data Navigasi, Fort Belvoir, Virginia, Laporan NDC 89-N-1, Agustus 1989
- Korps Insinyur Angkatan Darat AS, “Perdagangan Perairan Amerika Serikat (WCUS), Bagian 1 sampai 5,” Pusat Dukungan Sumber Daya Air (WRSC), Fort Belvoir, Virginia
- Korps Insinyur Angkatan Darat AS, “Laporan Pemantauan Kinerja Kunci (LPM),” Pusat Dukungan Sumber Daya Air (WRSC), Fort Belvoir, Virginia
- Daftar perkapalan (American Bureau of Shipping Register, New York; dan Lloyd’s Register of Shipping, London)
- Laporan petugas jembatan untuk jembatan bergerak

Proyeksi untuk lalu lintas kapal yang diantisipasi selama masa pakai jembatan harus membahas perubahan volume lalu lintas dan Ukuran kapal. Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan meliputi:

- Perubahan ekonomi regional;
- Rencana pendalaman atau pelebaran saluran navigasi;
- Perubahan yang direncanakan pada rute jalur air alternatif dan pola navigasi;
- Rencana peningkatan ukuran dan kapasitas pintu air menuju jembatan;
- Rencana pengembangan pelabuhan.

Proyeksi lalu lintas kapal yang dibuat oleh Administrasi Maritim Departemen Transportasi AS, Otoritas Pelabuhan, dan Korps Insinyur Angkatan Darat AS sehubungan dengan proyek pendalaman saluran atau penggantian pintu air yang direncanakan juga merupakan sumber informasi yang baik untuk desain jembatan. Karena sejumlah besar faktor dapat memengaruhi lalu lintas kapal di masa mendatang, penting untuk meninjau dan memperbarui proyeksi lalu lintas selama masa pakai jembatan.

16.5 ANALISIS RISIKO TABRAKAN

1. Kriteria Penerimaan Risiko

Komponen jembatan yang terpapar tabrakan kapal dapat mengalami berbagai macam beban benturan. Karena kendala ekonomi dan struktural, desain jembatan untuk tabrakan kapal tidak didasarkan pada skenario terburuk, dan sejumlah risiko tertentu dianggap dapat diterima.

Kriteria penerimaan risiko mempertimbangkan baik probabilitas terjadinya tabrakan kapal maupun konsekuensi dari tabrakan tersebut. Probabilitas terjadinya tabrakan kapal dipengaruhi oleh faktor-faktor yang berkaitan dengan jalur air, lalu lintas kapal, dan karakteristik jembatan. Konsekuensi dari tabrakan bergantung pada besarnya beban tabrakan dan karakteristik kekuatan, daktilitas, dan redundansi jembatan. Selain potensi kehilangan nyawa, konsekuensi dari tabrakan dapat mencakup kerusakan pada jembatan, gangguan lalu

lintas kendaraan bermotor dan maritim, kerusakan pada kapal dan kargo, kerugian ekonomi regional, dan pencemaran lingkungan.

Tingkat risiko yang dapat diterima telah ditetapkan oleh berbagai kode dan untuk proyek jembatan individual. Frekuensi tahunan yang dapat diterima dari nilai keruntuhan jembatan yang digunakan umumnya berkisar antara 0,001 hingga 0,0001. Nilai-nilai ini biasanya ditentukan bersamaan dengan prosedur analisis risiko yang direkomendasikan, dan harus digunakan sesuai dengan itu.

Ketentuan AASHTO menetapkan frekuensi tahunan runtuhnya jembatan sebesar 0,0001 untuk jembatan kritis dan frekuensi tahunan runtuhnya jembatan sebesar 0,001 untuk jembatan biasa. Frekuensi tahunan ini sesuai dengan periode ulang runtuhnya jembatan yang sama dengan 1 dalam 10.000 tahun, dan 1 dalam 1000 tahun, masing-masing. Jembatan kritis didefinisikan sebagai jembatan yang diharapkan dapat terus berfungsi setelah dampak besar, karena persyaratan sosial/kelangsungan hidup atau keamanan/pertahanan.

2. Model Risiko Tabrakan

a) Pendekatan Umum

Berbagai model risiko tabrakan telah dikembangkan untuk mencapai kriteria penerimaan desain. Secara umum, terjadinya tabrakan dipisahkan menjadi tiga peristiwa: (1) kapal yang mendekati jembatan menjadi menyimpang, (2) kapal yang menyimpang menabrak elemen jembatan, dan (3) elemen jembatan yang ditabrak mengalami kegagalan. Model risiko tabrakan mempertimbangkan pengaruh lalu lintas kapal, kondisi navigasi, geometri jembatan terhadap jalur air, dan kekuatan elemen jembatan terhadap beban benturan. Model ini umumnya dinyatakan dalam bentuk berikut:

$$AF = (N)(PA)(PG)(PC) \quad (16.1)$$

di mana AF adalah frekuensi tahunan runtuhnya elemen jembatan; N adalah jumlah tahunan transit kapal (diklasifikasikan berdasarkan jenis, ukuran, dan kondisi pemuatan) yang dapat menabrak elemen jembatan; PA adalah probabilitas penyimpangan kapal; PG adalah probabilitas geometris tabrakan antara kapal yang menyimpang dan pilar atau bentang jembatan; PC adalah probabilitas runtuhnya jembatan akibat tabrakan dengan kapal yang menyimpang.

b) Distribusi Lalu Lintas Kapal, N

Jumlah kapal, N, yang melewati jembatan berdasarkan ukuran, jenis, dan kondisi pemuatan serta kedalaman air yang tersedia harus dikembangkan untuk setiap komponen pilar dan bentang yang akan dievaluasi. Semua kapal dari jenis dan kondisi pemuatan tertentu harus dibagi menjadi pengelompokan diskrit berdasarkan ukuran kapal menurut DWT untuk menentukan kontribusi setiap kelompok terhadap frekuensi tahunan runtuhnya elemen jembatan. Setelah kapal dikelompokkan dan distribusi frekuensinya ditetapkan, informasi tentang karakteristik kapal yang khas dapat diperoleh dari data spesifik lokasi, atau dari data umum yang dipublikasikan seperti Referensi.

c) Probabilitas Penyimpangan, PA

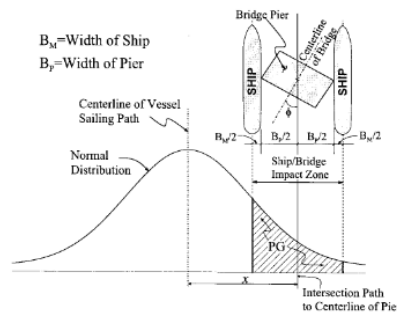
Probabilitas penyimpangan kapal mencerminkan kemungkinan bahwa sebuah kapal kehilangan kendali di sekitar jembatan. Kehilangan kendali dapat terjadi akibat kesalahan pilot, kegagalan mekanis, atau kondisi lingkungan yang buruk. Probabilitas penyimpangan terutama berkaitan dengan kondisi navigasi di lokasi jembatan. Peraturan lalu lintas kapal, sistem manajemen lalu lintas kapal, dan alat bantu navigasi dapat meningkatkan kondisi navigasi dan mengurangi probabilitas penyimpangan.

Probabilitas penyimpangan kapal dapat dievaluasi berdasarkan informasi spesifik lokasi yang mencakup data historis tentang tabrakan kapal, penabrakan, dan kandas di jalur air, lalu lintas kapal, kondisi navigasi, dan geometri jembatan/jalur air. Hal ini telah dilakukan untuk berbagai ketentuan desain jembatan dan proyek jembatan tertentu di seluruh dunia. Nilai probabilitas penyimpangan yang ditentukan berkisar dari $0,5 \times 10^{-4}$ hingga lebih dari $7,0 \times 10^{-4}$.

Sebagai alternatif, ketentuan AASHTO merekomendasikan tingkat dasar untuk probabilitas penyimpangan kapal yang dikalikan dengan faktor koreksi untuk lokasi jembatan relatif terhadap tikungan di jalur air, arus yang bekerja sejajar dengan jalur transit kapal, arus silang yang bekerja tegak lurus terhadap jalur transit kapal, dan kepadatan lalu lintas kapal yang menggunakan jalur air. Tingkat dasar yang direkomendasikan adalah $0,6 \times 10^{-4}$ untuk kapal, dan $1,2 \times 10^{-4}$ untuk tongkang.

d) Probabilitas Geometris, PG

Probabilitas geometris adalah probabilitas bahwa sebuah kapal akan menabrak pilar jembatan tertentu mengingat bahwa kapal tersebut telah kehilangan kendali (yaitu, menyimpang) di sekitar jembatan. Ini terutama merupakan fungsi dari geometri jembatan dalam kaitannya dengan jalur air. Faktor lain yang dapat memengaruhi kemungkinan kapal yang menyimpang akan menabrak elemen jembatan meliputi jalur transit kapal asli, haluan, posisi kemudi, kecepatan pada saat kegagalan, jenis kapal, ukuran, kedalaman dan karakteristik manuver, serta kondisi hidrolis dan lingkungan di lokasi jembatan. Berbagai model probabilitas geometris, beberapa berdasarkan studi simulasi, telah direkomendasikan dan digunakan pada berbagai proyek jembatan. Ketentuan AASHTO menggunakan fungsi kepadatan probabilitas normal di sekitar garis tengah jalur transit kapal untuk memperkirakan kemungkinan kapal yang menyimpang berada dalam zona dampak tertentu di sepanjang sumbu jembatan. Penggunaan distribusi normal memperhitungkan fakta bahwa kapal yang menyimpang lebih mungkin melewati bawah jembatan lebih dekat ke saluran navigasi daripada lebih jauh darinya. Deviasi standar distribusi sama dengan panjang kapal desain yang dipertimbangkan. Probabilitas bahwa kapal yang menyimpang terletak dalam zona tertentu adalah luas di bawah fungsi kepadatan probabilitas normal dalam zona tersebut (Gambar 16.2).

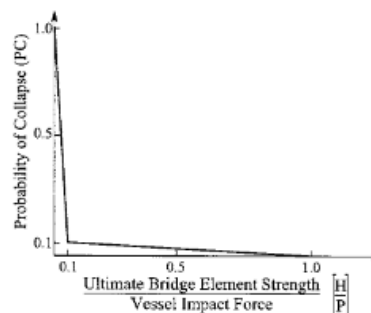


Gambar 16.2 Probabilitas Geometris Tabrakan Pilar.

Elemen jembatan yang berada lebih dari tiga kali simpangan baku dari garis tengah jalur transit kapal dirancang untuk memenuhi persyaratan beban benturan minimum yang ditentukan, yang biasanya terkait dengan kapal kosong yang hanyut mengikuti arus.

e) Probabilitas Keruntuhan, PC

Probabilitas keruntuhan, PC, merupakan fungsi dari banyak variabel, termasuk ukuran kapal, jenis, pemberat haluan dan bentuk, kecepatan, arah benturan, dan massa. Hal ini juga bergantung pada kekuatan beban lateral maksimum pilar jembatan (khususnya bagian lokal pilar yang terkena benturan haluan kapal). Berdasarkan kerusakan akibat tabrakan yang diamati dari banyak kecelakaan tabrakan kapal-kapal yang telah dikorelasikan dengan situasi tabrakan jembatan-kapal, telah dikembangkan hubungan empiris berdasarkan rasio kekuatan pilar maksimum, H , terhadap gaya benturan kapal, P . Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.3, untuk rasio H/P kurang dari 0,1, PC bervariasi secara linier dari 0,1 pada $H/P = 0,1$ hingga 1,0 pada $H/P = 0,0$. Untuk rasio H/P lebih besar dari 0,1, PC bervariasi secara linier dari 0,1 pada $H/P = 0,1$ hingga 0,0 pada $H/P = 1,0$.



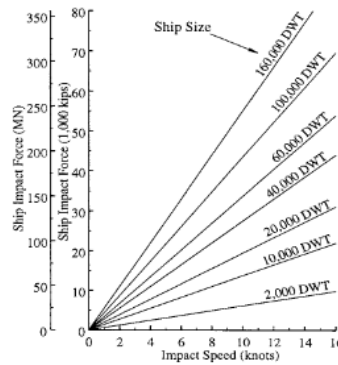
Gambar 16.3 Distribusi Probabilitas Keruntuhan.

16.6 BEBAN BENTURAN KAPAL

1. Benturan Kapal

Estimasi beban pada pilar jembatan selama tabrakan kapal merupakan masalah yang sangat kompleks. Gaya sebenarnya bergantung pada waktu, dan bervariasi tergantung pada jenis, ukuran, dan konstruksi kapal; kecepatannya; tingkat pemberat air di haluan depan; geometri tabrakan; dan geometri serta karakteristik kekuatan jembatan. Terdapat sebaran

yang sangat besar di antara nilai gaya benturan yang direkomendasikan dalam berbagai pedoman tabrakan kapal atau yang digunakan dalam berbagai proyek jembatan.

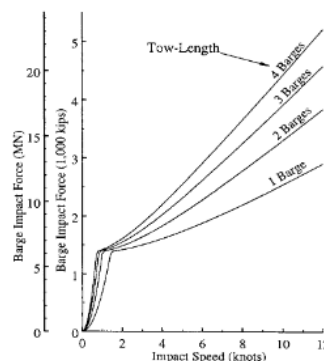


Gambar 16.4 Gaya Tumbukan Kapal.

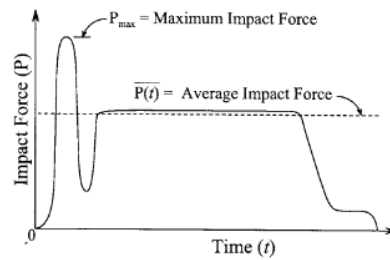
Gaya tumbukan kapal umumnya diterapkan sebagai beban statis ekuivalen. Prosedur untuk mengevaluasi efek dinamis ketika perilaku lekukan gaya kapal diketahui termasuk dalam Referensi. Ketentuan AASHTO menggunakan rumus berikut untuk memperkirakan gaya tumbukan kapal statis langsung, P_s , pada dermaga kaku:

$$P_s = 0.98(DWT)^{1/2}(V/16) \quad (16.2)$$

di mana P_s adalah gaya tumbukan statis kapal yang setara (MN); DWT adalah tonase bobot mati kapal dalam ton; dan V adalah kecepatan tumbukan kapal dalam knot (Gambar 16.4). Rumusan ini terutama dikembangkan dari penelitian yang dilakukan oleh Woisin di Jerman Barat selama tahun 1967 hingga 1976 pada model kapal fisik untuk menghasilkan data guna melindungi reaktor kapal tenaga nuklir dari tabrakan dengan kapal lain. Representasi skematis dari riwayat waktu gaya tumbukan tipikal ditunjukkan pada Gambar 16.6 berdasarkan data uji Woisin. Sebaran hasil pengujian ini adalah sekitar $\pm 50\%$. Rumus yang direkomendasikan (Persamaan 16.2) menggunakan fraktil 70% dari distribusi segitiga yang diasumsikan dengan nilai nol pada 0% dan 100% dan nilai maksimum pada tingkat 50% (Gambar 16.7).



Gambar 16.5 Gaya Tumbukan Tongkang.



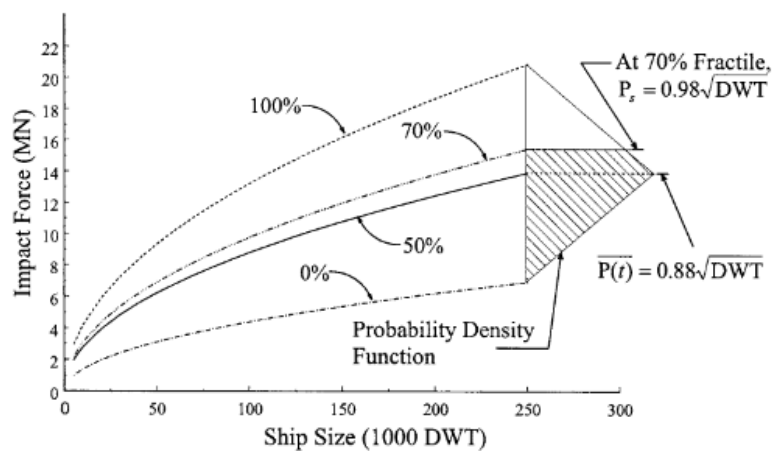
Gambar 16.6 Riwayat Waktu Gaya Tumbukan Kapal Tipikal Menurut Woisin.

Rumus untuk menghitung beban tumbukan kapal desain pada struktur jembatan diberikan dalam ketentuan AASHTO sebagai fungsi dari gaya tumbukan kapal desain, P_s , sebagai berikut:

- Gaya Tumbukan Haluan Kapal, P_{BH} :

$$P_{BH} = (R_{BH})(P_s) \quad (16.3)$$

di mana R_{BH} adalah koefisien reduksi yang sama dengan rasio kedalaman superstruktur yang terlihat terhadap kedalaman haluan total.



Gambar 16.7 Fungsi Kerapatan Probabilitas Gaya Tumbukan Kapal.

- Gaya Benturan Rumah Dek Kapal, P_{DH} :

$$P_{DH} = (R_{DH})(P_s) \quad (60.4)$$

di mana R_{DH} adalah koefisien reduksi yang sama dengan 0,10 untuk kapal yang lebih besar dari 100.000 DWT, dan

$$0.2 - \frac{DWT}{100,000} (0.10)$$

untuk kapal di bawah 100.000 DWT.

- Gaya Benturan Tiang Kapal, P_{MT} :

$$P_{MT} = 0.10P_{DH} \quad (16.5)$$

di mana P_{DH} adalah gaya tumbukan dek kapal.

Besarnya beban tumbukan yang dihitung untuk tabrakan haluan kapal dan dek kapal cukup tinggi relatif terhadap kekuatan sebagian besar desain struktur atas jembatan. Selain itu, terdapat ketidakpastian yang besar terkait dengan prediksi beban tumbukan kapal pada struktur atas karena keterbatasan data yang tersedia dan efek interaksi beban kapal-struktur atas. Oleh karena itu, disarankan agar struktur atas, dan juga bagian-bagian yang lemah atau ramping dari substruktur, ditempatkan di luar jangkauan lambung atau haluan kapal.

2. Tumbukan Tongkang

Beban tumbukan tongkang yang direkomendasikan oleh AASHTO untuk desain dermaga ditunjukkan pada Gambar 16.5 sebagai fungsi panjang tarikan dan kecepatan tumbukan. Rumusan numerik untuk menurunkan hubungan ini dapat ditemukan dalam Referensi.

Beban pada Gambar 16.5 dihitung menggunakan tongkang hopper standar $59,5 \times 10,7$ m. Gaya tumbukan yang direkomendasikan untuk tongkang yang lebih besar dari tongkang hopper standar ditentukan dengan meningkatkan gaya tumbukan tongkang standar dengan rasio lebar tongkang yang lebih lebar terhadap lebar tongkang hopper standar.

3. Penerapan Gaya Tumbukan

Gaya tumbukan pada substruktur jembatan umumnya diterapkan sebagai berikut:

- 100% dari gaya tumbukan desain dalam arah sejajar dengan saluran navigasi (yaitu, berhadapan langsung);
- 50% dari gaya tumbukan desain dalam arah tegak lurus terhadap saluran (tetapi tidak bersamaan dengan gaya berhadapan langsung);
- Untuk stabilitas keseluruhan, gaya tumbukan desain diterapkan sebagai gaya terkonsentrasi pada permukaan air pasang rata-rata;
- Untuk gaya tumbukan lokal, gaya tumbukan desain diterapkan sebagai beban garis vertikal yang terdistribusi secara merata di sepanjang kedalaman haluan kapal untuk kapal, dan di sepanjang kedalaman haluan untuk tongkang;
- Untuk desain superstruktur, gaya tumbukan diterapkan secara melintang pada komponen superstruktur dalam arah sejajar dengan saluran navigasi.

Saat menentukan komponen jembatan yang terpapar kontak fisik oleh bagian lambung atau haluan kapal yang dipertimbangkan, jarak tonjolan haluan, kemiringan, atau lebar haluan kapal harus diperhitungkan. Tonjolan haluan kapal dan tongkang sangat berbahaya bagi pilar jembatan dan jembatan bergerak dengan jarak bebas navigasi yang relatif kecil.

16.7 ANALISIS DAN DESAIN JEMBATAN

Tabrakan kapal adalah peristiwa ekstrem dengan probabilitas kejadian yang sangat rendah; oleh karena itu, kondisi batas yang dipertimbangkan biasanya adalah kelangsungan struktur. Tergantung pada pentingnya jembatan, berbagai tingkat kerusakan diperbolehkan — asalkan struktur mempertahankan integritasnya, bahaya terhadap lalu lintas diminimalkan, dan perbaikan dapat dilakukan dalam waktu yang relatif singkat. Ketika desain didasarkan pada tabrakan yang lebih sering tetapi kurang parah, kerusakan struktural dan gangguan lalu lintas tidak diperbolehkan.

Desain untuk tabrakan kapal umumnya didasarkan pada beban statis ekuivalen yang mencakup gaya global untuk memeriksa kapasitas keseluruhan dan gaya lokal untuk memeriksa kekuatan lokal komponen jembatan. Jalur beban yang jelas dari lokasi benturan kapal ke fondasi jembatan perlu ditetapkan dan komponen serta sambungan dalam jalur beban harus dirancang dan dirinci dengan memadai. Desain komponen jembatan individual didasarkan pada kriteria kekuatan dan stabilitas. Stabilitas keseluruhan, redundansi, dan daktilitas adalah kriteria penting untuk kelangsungan struktur.

Kontribusi struktur atas terhadap transfer beban ke unit struktur bawah yang berdekatan bergantung pada kapasitas sambungan struktur atas ke struktur bawah dan kekakuan relatif struktur bawah di lokasi benturan. Pedoman analisis untuk menentukan distribusi beban benturan ke pilar yang berdekatan termasuk dalam Referensi. Untuk mengetahui berapa banyak gaya benturan transversal yang ditanggung oleh pilar dan berapa banyak yang ditransfer ke struktur atas, biasanya digunakan dua model analitis. Salah satunya adalah model dua dimensi atau tiga dimensi dari pilar lengkap, dan yang lainnya adalah model dua dimensi dari struktur atas yang diproyeksikan pada bidang horizontal. Struktur atas yang diproyeksikan dapat dimodelkan sebagai balok dengan momen inersia yang mengacu pada sumbu vertikal melalui pusat jalan, dan dengan engsel di lokasi sambungan ekspansi. Balok tersebut ditopang di lokasi pilar oleh pegas horizontal elastis yang mewakili fleksibilitas setiap pilar. Fleksibilitas pilar diperoleh dari model pilar menggunakan gaya virtual. Model struktur atas dibebani dengan gaya virtual transversal yang bekerja di tempat pilar yang sedang dipertimbangkan berada. Pegas pada model di tempat tersebut dihilangkan untuk mendapatkan koefisien fleksibilitas struktur atas di lokasi puncak pilar yang sedang dipertimbangkan. Dengan demikian, perpindahan horizontal puncak pilar akibat gaya tumbukan pada pilar (biasanya diterapkan pada permukaan air pasang rata-rata) sama dengan perpindahan sebenarnya dari struktur atas akibat bagian gaya tumbukan yang ditransmisikan. Besarnya gaya yang ditransmisikan ke struktur atas diperoleh dengan menyamakan total perpindahan sebenarnya dari puncak pilar dari model pilar dengan perpindahan struktur atas. Namun, untuk mempertimbangkan transfer sebagian gaya lateral ke struktur atas, sambungan baja atau beton positif antara struktur atas dan struktur bawah, seperti kunci geser, harus disediakan. Demikian pula, untuk transfer sebagian komponen longitudinal gaya tumbukan ke struktur atas, kapasitas geser bantalan harus memadai. Jika bantalan elastomer digunakan, fleksibilitas longitudinalnya dapat ditambahkan ke fleksibilitas longitudinal pilar. Jika kapasitas

maksimum bantalan terlampaui, maka pilar harus menanggung total gaya longitudinal dan diperlakukan sebagai kantilever.

Pemodelan pondasi tiang pancang dapat bervariasi dari asumsi sederhana titik tumpu hingga model interaksi tanah-struktur nonlinier, tergantung pada kondisi batas yang dipertimbangkan dan sensitivitas respons terhadap kondisi tanah. Metode analisis kapasitas beban lateral untuk kelompok tiang pancang yang mencakup perilaku nonlinier direkomendasikan dalam Referensi dan fitur program komputer analisis elemen hingga yang dikembangkan untuk pilar jembatan yang terdiri dari kolom pilar dan kepala pilar yang ditopang pada kepala tiang pancang dan tiang pancang serta tanah nonlinier disajikan dalam Referensi. Pengangkatan atau goyangan pondasi sementara yang melibatkan pemisahan dari tanah bawah dari kelompok tiang pancang pondasi tumpuan ujung atau area kontak pondasi dapat diizinkan di bawah beban benturan asalkan pertimbangan yang cukup diberikan pada stabilitas struktural substruktur.

16.8 LANGKAH-LANGKAH PERLINDUNGAN JEMBATAN

Biaya yang terkait dengan perlindungan jembatan dari tabrakan kapal yang dahsyat dapat menjadi bagian yang signifikan dari total biaya jembatan, dan harus dimasukkan sebagai salah satu elemen perencanaan utama dalam menentukan jenis, lokasi, dan geometri jembatan. Alternatif yang tercantum di bawah ini biasanya dievaluasi untuk mengembangkan solusi yang hemat biaya untuk proyek jembatan baru:

- Merancang pilar jembatan, fondasi, dan struktur atas untuk menahan langsung gaya tabrakan kapal dan energi benturan;
- Merancang sistem pelindung pilar untuk mengurangi beban benturan hingga tingkat di bawah kapasitas pilar dan fondasi;
- Meningkatkan panjang bentang dan menempatkan pilar di perairan dangkal di luar jangkauan kapal besar untuk mengurangi beban desain benturan; dan
- Melindungi pilar dari tabrakan kapal dengan menggunakan sistem perlindungan fisik.

1. Sistem Perlindungan Fisik

Dermaga yang terpapar tabrakan kapal dapat dilindungi oleh struktur khusus yang dirancang untuk menyerap beban benturan (gaya atau energi), atau mengalihkan kapal yang menyimpang menjauh dari dermaga. Karena gaya dan energi yang besar yang terlibat dalam tabrakan kapal, struktur perlindungan biasanya dirancang untuk deformasi plastis di bawah benturan (yaitu, pada dasarnya hancur selama tabrakan desain langsung dan harus diganti). Jenis umum sistem perlindungan fisik meliputi:

Sistem Fender. Sistem ini biasanya terdiri dari elemen kayu, karet, baja, atau beton yang terpasang pada dermaga untuk sepenuhnya, atau sebagian, menyerap beban benturan kapal. Karakteristik penyerapan beban dan energi dari fender tersebut relatif rendah dibandingkan dengan beban desain benturan kapal yang umum.

Sistem yang Ditopang Tiang Pancang. Sistem ini biasanya terdiri dari kelompok tiang pancang yang dihubungkan oleh penutup fleksibel atau kaku untuk menyerap gaya benturan kapal. Tiang pancang dapat vertikal (tegak lurus) atau miring tergantung pada pendekatan desain

yang diikuti, dan dapat menggabungkan pipa baja berdiameter relatif besar atau ukuran tiang pancang beton. Struktur perlindungan yang ditopang tiang pancang dapat berdiri bebas jauh dari dermaga, atau terpasang pada dermaga itu sendiri. Sistem fender dapat dipasang pada struktur tiang pancang untuk membantu menahan sebagian beban benturan.

Sistem Perlindungan Dolphin. Sistem ini biasanya terdiri dari sel melingkar berdiameter besar yang dibangun dari tiang pancang lembaran baja yang dipancangkan, diisi dengan batu atau pasir, dan ditutup dengan tutup beton tebal. Beban tabrakan kapal diserap oleh rotasi dan deformasi lateral sel selama benturan.

Sistem Perlindungan Pulau. Sistem ini biasanya terdiri dari pulau pelindung yang dibangun dari inti pasir atau batu hasil penggalian dan dilindungi oleh lapisan luar batu riprap berat untuk perlindungan terhadap gelombang, arus, dan es. Geometri pulau dikembangkan untuk menghentikan kapal yang menyimpang agar tidak menabrak dermaga dengan memaksanya kandas. Meskipun sangat efektif sebagai sistem perlindungan, pulau seringkali sulit digunakan karena dampak lingkungan yang merugikan pada dasar sungai (izin pengerukan dan pengurukan) dan arus sungai (peningkatan karena penyumbatan), serta dampak akibat penurunan dan gaya tarik ke bawah pada pilar jembatan.

Sistem Perlindungan Terapung. Sistem ini biasanya terdiri dari sistem jaring kabel yang digantung melintang di perairan untuk menangkap dan menahan haluan kapal yang menyimpang, atau ponton terapung yang ditambatkan di depan dermaga. Sistem perlindungan terapung memiliki sejumlah kekurangan serius (lingkungan, efektivitas, pemeliharaan, biaya, dan lainnya.) dan biasanya hanya dipertimbangkan untuk situasi perairan yang sangat dalam di mana pilihan perlindungan lain tidak praktis.

Spesifikasi Panduan AASHTO memberikan contoh dan berisi pembahasan yang relatif luas tentang berbagai jenis sistem perlindungan fisik, seperti fender, struktur yang ditopang tiang pancang, dolphin, pulau pelindung, dan struktur terapung. Namun, kode tersebut tidak mencakup prosedur dan rekomendasi spesifik tentang desain aktual struktur perlindungan tersebut. Penelitian lebih lanjut diperlukan untuk menetapkan metodologi analisis dan desain yang konsisten untuk struktur perlindungan, terutama karena struktur ini mengalami deformasi plastis yang besar selama tabrakan.

2. Alternatif Alat Bantu Navigasi

Karena 60 hingga 85% dari semua tabrakan kapal disebabkan oleh kesalahan pilot, penting untuk mengevaluasi dengan cermat semua aspek desain jembatan, penempatan, dan alat bantu navigasi yang berkaitan dengan jalur navigasi dengan tujuan untuk meningkatkan atau mempertahankan navigasi yang aman di jalur air di dekat jembatan. Alat bantu tradisional meliputi pelampung, penanda jarak, penerangan navigasi, dan reflektor radar, serta prosedur operasi standar dan peraturan yang dikembangkan secara khusus untuk jalur air oleh lembaga pemerintah dan asosiasi pilot. Alat bantu modern meliputi sistem kontrol lalu lintas kapal (VTS) canggih yang menggunakan pengawasan radar berbasis darat dan sistem komunikasi radio-telepon; pemancar elektronik khusus yang dikenal sebagai perangkat Raycon yang dipasang pada bentang jembatan untuk meningkatkan citra radar yang menunjukkan garis tengah jalur; dan sistem penentuan posisi navigasi canggih berdasarkan penerima satelit penentuan posisi

global (GPS) di atas kapal yang menggunakan teknik sinyal diferensial untuk meningkatkan akurasi lokasi.

Studi telah menunjukkan bahwa peningkatan alat bantu navigasi di dekat jembatan dapat memberikan solusi yang sangat hemat biaya untuk mengurangi risiko tabrakan hingga tingkat yang dapat diterima. Biaya peningkatan alat bantu navigasi dan sistem navigasi elektronik di atas kapal biasanya hanya sebagian kecil dari biaya yang terkait dengan alternatif perlindungan fisik yang mahal. Namun, hanya sedikit sistem navigasi elektronik yang pernah diimplementasikan (di seluruh dunia) karena komplikasi hukum yang timbul dari kekhawatiran tanggung jawab hukum; dampak pada hukum internasional yang mengatur perdagangan di laut lepas; dan penolakan dari pengguna maritim.

Perlu dicatat bahwa isolasi tradisional komunitas maritim harus diakhiri. Selain biaya jembatan, ketidaknyamanan pengendara, dan hilangnya nyawa yang terkait dengan tabrakan kapal yang dahsyat, kerusakan lingkungan yang signifikan juga dapat terjadi akibat tumpahan muatan berbahaya atau beracun di perairan. Masa ketika kerugian utama yang terkait dengan kecelakaan hanya ditanggung oleh kapal dan awaknya telah berakhir. Nilai *M/V Summit Venture* sebesar Rp.130 miliar jauh di bawah biaya penggantian Jembatan Sunshine Skyway sebesar Rp.2,5 triliun yang dihancurkan oleh kapal tersebut. Kerugian yang terkait dengan tumpahan 11 juta galon minyak mentah dari kecelakaan *M/V Exxon Valdez* di lepas pantai Alaska pada tahun 1989 mencapai lebih dari Rp.35 Triliun. Kedua kecelakaan ini sebenarnya dapat dicegah dengan menggunakan sistem navigasi elektronik canggih di atas kapal.

16.9 KESIMPULAN

Pengalaman hingga saat ini menunjukkan bahwa penggunaan persyaratan dampak kapal dan perlindungan jembatan (seperti spesifikasi AASHTO) untuk perencanaan dan desain jembatan baru telah menghasilkan perubahan signifikan dalam jenis struktur yang diusulkan di atas jalur air yang dapat dilayari. Penggabungan risiko tabrakan kapal dan biaya perlindungan dalam total biaya jembatan hampir selalu menghasilkan jembatan bentang panjang yang lebih ekonomis daripada struktur bentang pendek tradisional, karena tujuan desain untuk mengembangkan tata letak pilar dan bentang jembatan adalah biaya terendah dari total struktur (termasuk biaya perlindungan). Biaya tipikal untuk menggabungkan masalah tabrakan kapal dan perlindungan dalam tahap perencanaan jembatan baru berkisar dari 5% hingga 50% dari biaya struktur dasar tanpa perlindungan.

Pengalaman juga menunjukkan bahwa lebih murah untuk memasukkan biaya perlindungan dalam tahap perencanaan jembatan yang diusulkan, daripada menambahkannya setelah konfigurasi bentang dasar telah ditetapkan tanpa mempertimbangkan masalah tabrakan kapal. Biaya tipikal untuk menambahkan perlindungan, atau untuk memodifikasi jembatan yang sudah ada agar tahan terhadap tabrakan kapal, berkisar dari 25% hingga lebih dari 100% dari biaya jembatan yang sudah ada.

Diakui bahwa tabrakan kapal hanyalah salah satu dari sekian banyak faktor yang terlibat dalam proses perencanaan jembatan baru. Perancang harus menyeimbangkan berbagai kebutuhan termasuk politik, sosial, dan ekonomi dalam mencapai solusi jembatan



yang optimal untuk penyeberangan jalan raya yang diusulkan. Karena biaya jembatan yang relatif tinggi terkait dengan desain tabrakan kapal untuk sebagian besar penyeberangan jalur air, penting untuk melakukan penelitian tambahan untuk meningkatkan pemahaman kita tentang mekanika dampak kapal, respons struktur, dan pengembangan sistem perlindungan yang hemat biaya.

BAB 17

HIDRAULIKA JEMBATAN

17.1 PENDAHULUAN

Bab ini menyajikan konsep dasar, metode, dan prosedur yang digunakan oleh insinyur jembatan dalam analisis dan desain hidraulika jembatan. Ini mencakup studi hidrologi, analisis hidraulika, desain drainase di lokasi, dan evaluasi erosi jembatan.

Studi hidrologi untuk desain jembatan terutama berkaitan dengan sifat, distribusi, dan sirkulasi air di permukaan tanah dan di atasnya. Tujuan utamanya adalah untuk menentukan debit puncak atau hidrograf banjir, dalam beberapa kasus keduanya, di persimpangan sungai jalan raya. Analisis hidraulika menyediakan metode penting untuk menentukan debit limpasan, profil air, dan distribusi kecepatan. Bagian desain drainase di lokasi dalam bab ini disajikan dengan prosedur dasar dan referensi bagi insinyur jembatan untuk mendesain drainase jembatan.

Penggerusan jembatan merupakan bagian besar dari bab ini. Insinyur jembatan secara sistematis diperkenalkan pada konsep berbagai jenis penggerusan, disajikan dengan prosedur dan metodologi untuk menghitung dan mengevaluasi kedalaman penggerusan jembatan, diberikan pedoman untuk melakukan investigasi penggerusan jembatan dan untuk mendesain langkah-langkah pencegahan penggerusan.

17.2 HIDROLOGI DAN HIDRAULIKA JEMBATAN

1. Hidrologi

a) Pengumpulan Data

Data hidraulika untuk studi hidrologi dapat diperoleh dari sumber-sumber berikut: rencana as-built, investigasi lokasi dan survei lapangan, buku pemeliharaan jembatan, berkas hidraulika dari penulis laporan berpengalaman, berkas lembaga pemerintah seperti studi Korps Insinyur AS, Survei Geologi AS (USGS), Dinas Konservasi Tanah, dan studi FEMA, data curah hujan dari lembaga air setempat, data pengukur aliran sungai, peraturan waduk USGS dan lembaga air negara bagian, foto udara, dan jalur banjir, dan lainnya.

Investigasi lokasi harus selalu dilakukan kecuali dalam kasus yang paling sederhana. Survei lapangan sangat penting karena dapat mengungkapkan kondisi yang tidak mudah terlihat dari peta, foto udara, dan studi sebelumnya. Data tipikal yang dikumpulkan selama survei lapangan meliputi tanda air tinggi, potensi gerusan, stabilitas aliran sungai, struktur drainase di dekatnya, perubahan penggunaan lahan yang tidak ditunjukkan pada peta, potensi puing, dan fitur fisik di dekatnya. Lihat HEC-19, Lampiran D untuk Formulir Laporan Data Survei yang umum.

b) Daerah Aliran Sungai

Luas daerah aliran sungai di atas titik tertentu pada suatu aliran merupakan faktor utama yang berkontribusi terhadap jumlah aliran melewati titik tersebut. Untuk kondisi

tertentu, aliran puncak di lokasi yang diusulkan kira-kira sebanding dengan luas daerah aliran sungai.

Bentuk daerah aliran sungai memengaruhi debit puncak. Daerah aliran sungai yang panjang dan sempit umumnya menghasilkan debit puncak yang lebih rendah daripada daerah aliran sungai berbentuk buah pir. Kemiringan daerah aliran sungai merupakan faktor utama dalam perhitungan waktu konsentrasi suatu daerah aliran sungai. Lereng yang curam cenderung menghasilkan waktu konsentrasi yang lebih pendek dan lereng yang lebih datar cenderung meningkatkan waktu konsentrasi. Ketinggian rata-rata daerah aliran sungai merupakan karakteristik penting yang memengaruhi limpasan. Daerah aliran sungai dengan ketinggian yang lebih tinggi dapat menerima curah hujan yang signifikan berupa salju. Orientasi daerah aliran sungai terhadap arah pergerakan badai dapat memengaruhi debit puncak. Badai yang bergerak ke hulu cenderung menghasilkan puncak yang lebih rendah daripada badai yang bergerak ke hilir.

c) Debit

Terdapat beberapa metode hidrologi untuk menentukan debit. Sebagian besar metode untuk memperkirakan aliran banjir didasarkan pada analisis statistik catatan curah hujan dan limpasan dan melibatkan pemilihan awal atau percobaan desain alternatif yang dinilai memenuhi kondisi lokasi dan mengakomodasi aliran banjir yang dipilih untuk analisis.

Frekuensi aliran banjir biasanya dihitung untuk debit 2,33 tahun hingga banjir luapan. Frekuensi aliran 2,33 tahun dianggap sebagai debit tahunan rata-rata. Banjir dasar adalah debit 100 tahun (frekuensi 1%). Debit desain adalah debit 50 tahun (frekuensi 2%) atau yang terbesar dari catatan, jika memungkinkan. Seringkali, banjir historis sangat besar sehingga struktur untuk menangani aliran menjadi tidak ekonomis dan tidak diperlukan. Merupakan tanggung jawab insinyur untuk menentukan debit desain. Debit luapan dihitung di lokasi, tetapi mungkin meluap ke jalan raya beberapa jarak dari lokasi.

Perubahan penggunaan lahan dapat meningkatkan limpasan air permukaan. Perubahan penggunaan lahan di masa depan yang dapat diantisipasi secara wajar selama masa pakai desain harus digunakan dalam studi hidrologi. Jenis tanah permukaan merupakan faktor utama dalam perhitungan debit puncak. Formasi batuan di bawah permukaan dan karakteristik geofisika lainnya seperti endapan vulkanik, glasial, dan sungai dapat memiliki pengaruh signifikan terhadap limpasan. Di Amerika Serikat, sumber utama informasi tanah adalah Soil Conservation Service (SCS). Penyimpanan penampungan dapat memiliki pengaruh signifikan dalam mengurangi debit puncak dari suatu DAS, tergantung pada ukuran dan lokasinya di dalam DAS. Metode yang paling umum digunakan untuk menentukan debit adalah:

1. Metode rasional
2. Metode Analisis Pengukur Statistik
3. Perbandingan debit DAS yang berdekatan dari analisis pengukur
4. Persamaan frekuensi banjir regional
5. Hidrograf desain

Hasil dari berbagai metode penentuan debit harus dibandingkan, bukan dirata-ratakan.

c) 1. Metode Rasional

Metode rasional adalah salah satu metode perhitungan banjir tertua dan pertama kali digunakan di Irlandia dalam bidang teknik perkotaan pada tahun 1847. Metode ini didasarkan pada asumsi-asumsi berikut:

Tabel 17.1 Koefisien Aliran Permukaan Untuk Daerah Yang Berkembang

Jenis Area Drainase	Koefisien Limpasan
Bisnis	
Area pusat kota	0.70–0.95
Area sekitar pusat kota	0.50–0.70
Area Perumahan	
Area rumah tunggal	0.30–0.50
Multi-unit, terpisah (<i>detached</i>)	0.40–0.60
Multi-unit, menempel (<i>attached</i>)	0.60–0.75
Pinggiran Kota (<i>Suburban</i>)	0.25–0.40
Area Apartemen	0.50–0.70
Industri	
Area ringan	0.50–0.80
Area berat	0.60–0.90
Taman, Pemakaman	0.10–0.25
Taman Bermain	0.20–0.40
Area Depo Kereta Api	0.20–0.40
Area Tanpa Perkerasan	0.10–0.30
Halaman Rumput	
Tanah berpasir, datar (2%)	0.05–0.10
Tanah berpasir, rata-rata (2–7%)	0.10–0.15
Tanah berpasir, curam (>7%)	0.15–0.20
Tanah berat, datar (2%)	0.13–0.17
Tanah berat, rata-rata (2–7%)	0.18–0.25
Tanah berat, curam (>7%)	0.25–0.35
Jalan	
Aspal	0.70–0.95
Beton	0.80–0.95
Bata	0.70–0.85
Jalan masuk dan trotoar	0.75–0.85
Atap	0.75–0.95

1. Luas daerah aliran sungai lebih kecil dari 300 hektar.
2. Aliran puncak terjadi ketika seluruh daerah aliran sungai berkontribusi.
3. Intensitas curah hujan seragam selama durasi yang sama atau lebih besar dari waktu konsentrasi, T_c .

4. Frekuensi aliran puncak sama dengan frekuensi intensitas curah hujan.

$$Q = CiA \quad (17.1)$$

di mana

Q = debit, dalam kaki kubik per detik

C = koefisien limpasan (dalam %) dapat ditentukan di lapangan dan dari Tabel 17.1 dan 17.2 atau nilai C tertimbang digunakan ketika DAS memiliki jumlah penutup yang berbeda-beda.

Nilai C tertimbang ditentukan sebagai berikut:

$$C = \frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j} \quad (17.2)$$

i = intensitas curah hujan (dalam inci per jam) dapat ditentukan dari peta IDF regional atau kurva IDF individual

A = luas daerah aliran sungai (dalam hektar) ditentukan dari peta topografi (Catatan: 1 mil persegi = 640 hektar = 0,386 kilometer persegi)

Tabel 17.2 Koefisien Aliran Permukaan Untuk Jenis Daerah Aliran Sungai Di Area Yang Belum Dikembangkan

Tanah	0.12–0.16	0.08–0.12	0.06–0.08	0.04–0.06
	Tidak ada penutup tanah yang efektif; berupa batuan atau lapisan tanah tipis dengan kapasitas infiltrasi sangat rendah.	Lambat menyerap air; tanah liat atau lempung dangkal dengan kapasitas infiltrasi rendah; terdrainase buruk.	Normal; tanah ringan atau bertekstur sedang yang terdrainase baik; lempung berpasir, lanau, dan lempung.	Tinggi; pasir dalam atau tanah lain yang menyerap air dengan cepat; tanah sangat ringan yang terdrainase sangat baik.
Tutupan Vegetasi	0.12-0.16	0.08-0.12	0.06-0.08	0.04-0.06
	Tidak ada tutupan tanaman yang efektif; gundul atau tutupan sangat jarang.	Buruk hingga cukup; tanaman budidaya bersih atau tutupan alami buruk; kurang dari 20% area drainase memiliki tutupan baik.	Cukup hingga baik; sekitar 50% area berupa padang rumput atau hutan yang baik; tidak lebih dari 50% area berupa tanaman budidaya.	Baik hingga sangat baik; sekitar 90% area drainase berupa padang rumput, hutan, atau tutupan yang setara.
Simpanan Permukaan	0.10-0.12	0.08-0.10	0.06-0.08	0.04-0.06

Simpanan permukaan sangat kecil; cekungan sedikit dan dangkal; saluran drainase curam dan kecil; tidak ada rawa.	Rendah; sistem saluran drainase kecil yang terdefinisi dengan baik; tidak ada kolam atau rawa.	Normal; simpanan cekungan permukaan cukup besar; terdapat danau dan rawa kolam.	Tinggi; simpanan permukaan tinggi; sistem drainase tidak terdefinisi tajam; simpanan dataran banjir besar atau banyak kolam/rawa.

Waktu konsentrasi untuk daerah aliran sungai berbentuk buah pir dapat ditentukan menggunakan persamaan aliran permukaan dan aliran saluran gabungan, yaitu persamaan Kirpich:

$$T_c = 0.0195(L/S^{0.5})^{0.77} \quad (17.3)$$

di mana

T_c = Waktu konsentrasi dalam menit

L = Panjang proyeksi horizontal daerah aliran sungai dalam meter

$S = H/L$ (H = perbedaan ketinggian antara titik paling terpencil di cekungan dan saluran keluar dalam meter)

c) 2. Metode Analisis Pengukur Statistik

Dua metode berikut adalah metode analisis statistik utama yang digunakan dengan catatan pengukur aliran sungai dalam analisis hidrologi.

1. Metode Log Pearson Tipe III
2. Metode nilai ekstrem Gumbel

Penggunaan catatan pengukur aliran sungai adalah metode yang lebih disukai untuk memperkirakan debit/frekuensi karena mencerminkan klimatologi dan limpasan aktual. Catatan debit, jika tersedia, dapat diperoleh dari departemen sumber daya air negara bagian di Amerika Serikat. Kumpulan catatan yang baik harus berisi setidaknya 25 tahun catatan berkelanjutan.

Namun, penting untuk meninjau setiap catatan pengukur aliran sungai secara individual dengan cermat untuk memastikan bahwa basis data konsisten dengan praktik analisis statistik yang baik. Misalnya, daerah aliran sungai dengan fasilitas penyimpanan yang besar akan menghasilkan basis data yang miring atau tidak konsisten karena debit daerah aliran sungai yang lebih kecil akan dipengaruhi jauh lebih besar daripada debit yang besar.

Halaman deskripsi pengukur aliran sungai yang diterbitkan paling baru harus ditinjau untuk mendapatkan gambaran lengkap tentang latar belakang catatan tersebut. Catatan harus diberikan untuk perubahan luas daerah aliran sungai dari waktu ke waktu, pengalihan, revisi, dan lainnya. Semua data historis yang andal di luar periode pencatatan harus disertakan. Catatan pengukur yang berdekatan untuk informasi tambahan harus diperiksa dan digunakan untuk memperpanjang catatan jika memungkinkan. Data limpasan alami harus dipisahkan dari

data terkontrol yang lebih baru. Diketahui bahwa debit pencairan salju di daerah aliran sungai dataran tinggi tidak sesuai dengan debit banjir hujan. Tahun nol juga harus diperhitungkan dengan menyesuaikan posisi plot akhir, bukan dengan memasukkannya sebagai aliran kecil. Angka kemiringan umum dapat diperoleh dari grafik di Buletin No. 17 B.

Seringkali basis data memerlukan modifikasi untuk digunakan dalam analisis Log Pearson III. Terkadang, outlier tinggi, tetapi lebih sering outlier rendah, perlu dihapus dari database untuk menghindari hasil yang menyimpang. Kebutuhan ini ditentukan untuk outlier tinggi dengan menggunakan $Q_H = Q_H + KS_H$, dan outlier rendah dengan menggunakan $Q_L = Q_L + KS_L$, di mana K adalah faktor yang ditentukan oleh ukuran sampel, Q_H dan Q_L adalah logaritma rata-rata tinggi dan rendah dari puncak sistematis, Q_H dan Q_L adalah ambang batas outlier tinggi dan rendah dalam satuan logaritma, S_H dan S_L adalah deviasi standar tinggi dan rendah dari distribusi logaritmik. Lihat FHWA HEC-19, Hidrologi atau USGS Bulletin 17B untuk metode ini dan untuk menemukan nilai K .

Data yang akan diplot adalah “DEBIT PUNCAK, Q (CFS)” vs. “PROBABILITAS, Pr” seperti yang ditunjukkan dalam contoh pada Gambar 17.1. Plot ini biasanya menghasilkan kurva yang sangat datar dengan bagian tengah yang cukup lurus. Perpanjangan bagian tengah ini memberikan garis untuk interpolasi berbagai debit dan frekuensi yang dibutuhkan.

Insinyur harus menggunakan kemiringan yang disesuaikan, yang dihitung dari kemiringan umum dan kemiringan stasiun. Kemiringan umum harus dikembangkan dari setidaknya 40 stasiun dengan setiap stasiun memiliki setidaknya 25 tahun catatan. Persamaan untuk kemiringan yang disesuaikan adalah

$$G_w = \frac{MSE_{\overline{G_S}}(G_L) + MSE_{\overline{G_L}}(G_S)}{MSE_{\overline{G_S}} + MSE_{\overline{G_L}}} \quad (17.4)$$

di mana

G_w = koefisien kemiringan tertimbang

G_S = kemiringan stasiun

G_L = kemiringan umum

$MSE_{\overline{G_S}}$ = kesalahan kuadrat rata-rata kemiringan stasiun

$MSE_{\overline{G_L}}$ = kesalahan kuadrat rata-rata kemiringan umum

Seluruh prosedur Log Pearson tipe III tercakup dalam Buletin No. 17B, “Pedoman untuk Menentukan Frekuensi Aliran Banjir”.

Metode nilai ekstrem Gumbel, kadang-kadang disebut distribusi eksponensial ganda dari nilai ekstrem, juga telah digunakan untuk menggambarkan distribusi variabel hidrologi, terutama debit puncak. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa distribusi frekuensi kumulatif dari nilai terbesar sampel yang diambil dari populasi besar dapat dijelaskan oleh persamaan berikut:

$$f(Q) = e^{-e^{a(Q-b)}} \quad (17.5)$$

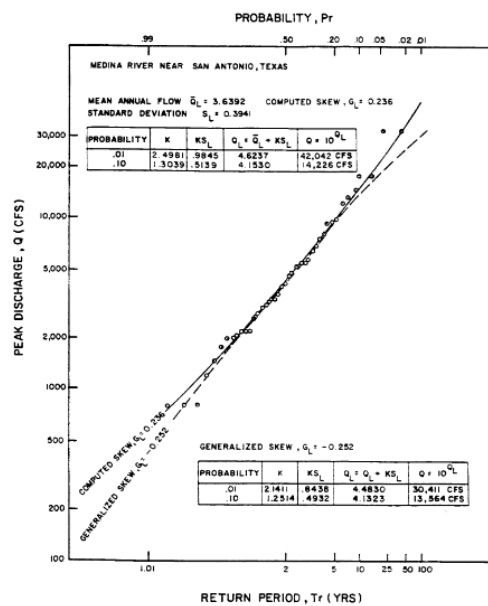
Di mana

$$a = \frac{1.281}{S}$$

$$b = \bar{Q} - 0.450S$$

S = simpangan baku

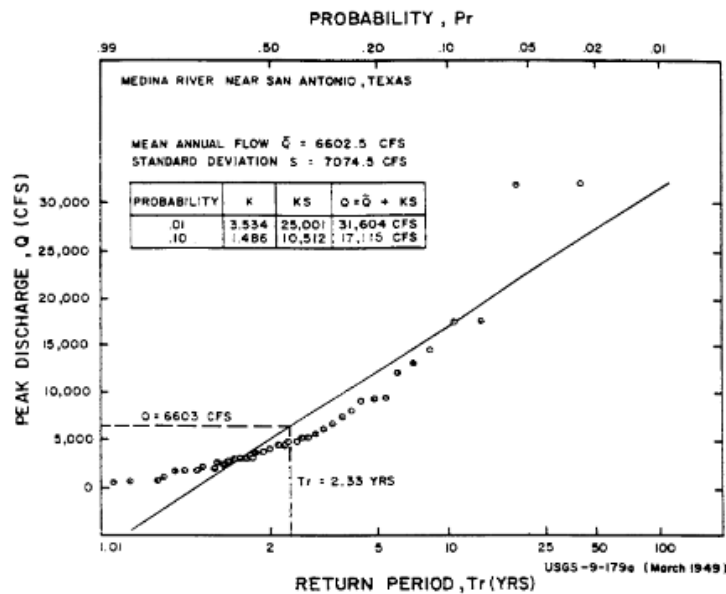
$\bar{Q}$ = aliran tahunan rata-rata



Gambar 17.1 Analisis Distribusi Log Pearson Tipe Iii, Sungai Medina, TX.

Nilai fungsi distribusi ini dapat dihitung dari Persamaan (17.5). Karakteristik distribusi nilai ekstrem Gumbel adalah bahwa aliran rata-rata, $\bar{Q}$, terjadi pada periode ulang $T_r = 2,33$ tahun dan bahwa distribusi tersebut condong ke arah aliran tinggi atau nilai ekstrem seperti yang ditunjukkan pada contoh Gambar 17.2. Meskipun tidak secara langsung memperhitungkan kemiringan data yang dihitung, distribusi ini memprediksi aliran tinggi dengan cukup baik. Untuk metode ini dan teknik tambahan, silakan merujuk ke USGS Water Supply Paper 1543-A, Analisis Frekuensi Banjir, dan Manual Hidrologi Bagian 3.

Distribusi nilai ekstrem Gumbel diberikan dalam “Statistik Ekstrem” oleh E.J. Gumbel dan juga ditemukan di HEC-19. Hasil dari metode ini harus diplot pada kertas Gumbel khusus seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.2.



Gambar 17.2 Analisis Distribusi Frekuensi Nilai Ekstrem Gumbel, Sungai Medina, TX.

c) 3. Perbandingan Debit Daerah Aliran Sungai yang Berdekatan

HEC 19, Lampiran D berisi daftar laporan untuk berbagai negara bagian di Amerika Serikat yang memiliki debit pada alat ukur yang telah ditentukan untuk frekuensi dari frekuensi 2 tahun hingga 100 tahun. Debit ditentukan dengan metode Log Pearson III. Frekuensi debit pada alat ukur harus diperbarui oleh insinyur menggunakan Log Pearson III dan metode nilai ekstrem Gumbel.

Data alat ukur dapat digunakan langsung sebagai data yang setara jika luas daerah aliran sungai hampir sama (dalam kurang dari 5%). Jika tidak, penentuan debit dapat diperoleh dengan rumus:

$$Q_u = Q_g (A_u/A_g)^b \quad (17.6)$$

di mana

Q_u = debit di lokasi yang tidak terukur

Q_g = debit di lokasi yang terukur

A_u = luas lokasi yang tidak terukur

A_g = luas lokasi yang terukur

b = eksponen luas daerah aliran sungai

c) 4. Persamaan Frekuensi Banjir Regional

Jika tidak ada lokasi terukur yang cukup dekat, atau jika catatan untuk pengukur terlalu pendek, maka debit dapat dihitung menggunakan persamaan frekuensi banjir regional yang berlaku. Persamaan regresi regional tingkat negara bagian telah ditetapkan di Amerika Serikat. Persamaan ini memungkinkan aliran puncak untuk diperkirakan untuk periode ulang yang bervariasi antara 2 dan 100 tahun. Debit ditentukan dengan metode Log Pearson III. Lihat HEC-19, Lampiran D untuk referensi studi yang dilakukan untuk berbagai negara bagian.

c) 5. Hidrograf Desain

Hidrograf desain memberikan riwayat waktu lengkap dari perjalanan banjir di lokasi tertentu. Ini akan mencakup aliran puncak. Hidrograf limpasan adalah plot respons daerah aliran sungai terhadap suatu peristiwa curah hujan tertentu. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan dari suatu peristiwa curah hujan yang berlangsung selama satuan waktu. Ordinat hidrograf satuan sedemikian rupa sehingga volume limpasan langsung yang diwakili oleh area di bawah hidrograf sama dengan 1 inci limpasan dari daerah aliran sungai. Data tentang debit air rendah dan tanggalnya harus diberikan karena akan mengontrol metode dan prosedur penggalian dan konstruksi dermaga. Debit air rendah dan tanggalnya dapat ditemukan dalam Laporan Data Sumber Daya Air USGS yang diterbitkan setiap tahun. Salah satu prosedurnya adalah meninjau catatan 5 atau 6 tahun terakhir untuk menentukannya.

d) Keterangan

Sebelum sampai pada debit akhir, kapasitas saluran yang ada harus diperiksa menggunakan kecepatan yang dihitung dikalikan dengan luas saluran air. Mungkin sebagian debit meluap ke tepian dan tidak pernah mencapai lokasi.

Debit desain yang diusulkan juga harus diperiksa untuk memastikan bahwa itu masuk akal dan praktis. Sebagai aturan umum, limpasan per unit harus berkisar antara 300 hingga 600 kaki persegi per mil persegi untuk daerah aliran sungai kecil (hingga 20 mil persegi), 100 hingga 300 kaki persegi per mil persegi untuk daerah sedang (hingga 50 mil persegi), dan 25 hingga 150 kaki persegi untuk daerah aliran sungai besar (di atas 50 mil persegi). Hasil terbaik akan bergantung pada pertimbangan rekayasa yang rasional.

2. Desain Drainase Dek Jembatan (Desain Drainase di Lokasi)

a) Analisis Limpasan dan Kapasitas

Metode hidrologi di lokasi yang disukai adalah metode rasional. Metode rasional, seperti yang dibahas di Bagian 17.2.1.3.1, untuk hidrologi di lokasi memiliki waktu konsentrasi minimum 10 menit. Seringkali, waktu konsentrasi untuk limpasan perkerasan di lokasi yang berkontribusi kurang dari 10 menit. Waktu awal konsentrasi dapat ditentukan menggunakan metode *aliran permukaan* hingga limpasan terkonsentrasi di bagian yang dibatasi trotoar. Aliran saluran menggunakan penampang jalan-trotoar harus digunakan untuk menentukan kecepatan dan selanjutnya waktu aliran ke saluran masuk pertama. Kecepatan aliran saluran dan lebar genangan dihitung menggunakan rumus Manning:

$$V = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (17.7)$$

di mana

V = kecepatan

A = luas penampang aliran

R = jari-jari hidraulik

S_f = kemiringan saluran

n = nilai kekasaran Manning

Aliran yang dicegat dikurangi dari aliran awal dan aliran pintas digabungkan dengan limpasan dari daerah drainase berikutnya untuk menentukan penempatan saluran masuk berikutnya. Penempatan saluran masuk ditentukan oleh lebar genangan yang diizinkan pada jalan raya.

Seringkali, jembatan berada di daerah genangan, atau titik terendah pada profil jalan raya. Hal ini mengharuskan sebagian besar aliran dicegat sebelum mencapai dek jembatan. Dua persamaan aliran permukaan adalah sebagai berikut.

1. Persamaan Gelombang Kinematik:

$$t_o = \frac{6.92L^{0.6}n^{0.6}}{i^{0.4}S^{0.3}} \quad (17.8)$$

2. Persamaan Perjalanan Darat:

$$t_o = \frac{3.3(1.1 - C)(L)^{1/2}}{(100S)^{1/3}} \quad (17.9)$$

di mana

t_o = waktu tempuh aliran permukaan dalam menit

L = panjang jalur aliran permukaan dalam meter

S = kemiringan aliran permukaan dalam meter

n = koefisien kekasaran Manning

i = intensitas curah hujan badai desain dalam mm/jam

C = koefisien limpasan (Tabel 17.1 dan 17.2)

b) Memilih dan Menentukan Ukuran Fasilitas Drainase

Pemilihan saluran masuk didasarkan pada lebar genangan yang diizinkan. Lebar genangan yang diizinkan biasanya berada di luar jalur lalu lintas. Jenis saluran masuk yang mengarah ke dek jembatan dapat bervariasi tergantung pada lebar genangan dan kecepatan. Saluran masuk kisi-kisi sangat umum dan, di daerah dengan trotoar, saluran masuk bukaan trotoar adalah alternatif lain. Ada berbagai monograf yang terkait dengan jenis saluran masuk kisi-kisi dan bukaan trotoar. Monograf ini digunakan untuk menentukan intersepsi dan oleh karena itu bypass.

3. Hidraulika Ketinggian Air

Ketinggian air (HW) adalah hal yang sangat penting dalam pengendalian desain jembatan. Semua informasi yang tersedia harus diperoleh dari lapangan dan Laporan Hidrologi Jembatan mengenai tanda ketinggian air (HW), ketinggian air di sisi hulu dan hilir jembatan yang ada, profil hanyutan tinggi, dan kemungkinan genangan balik akibat konstruksi yang ada atau yang diusulkan.

Ingat, hanyutan tinggi dan tanda ketinggian air yang diamati tidak selalu seperti yang terlihat. Hanyutan di pepohonan dan semak yang mungkin telah tertekuk oleh aliran air akan

jauh lebih tinggi daripada kondisi sebenarnya. Selain itu, hanyutan dapat terdorong ke atas pada benda atau lereng di atas ketinggian air sebenarnya oleh kecepatan air atau aksi gelombang. Tanda ketinggian air yang dicat pada jembatan harus dicari dengan cermat. Beberapa peta tarif asuransi banjir dan laporan studi asuransi banjir mungkin menunjukkan ketinggian untuk berbagai debit. Ketinggian genangan balik yang disebabkan oleh struktur lain harus disertakan atau aliran sungai harus dicatat.

Durasi ketinggian air tinggi harus diberikan, bersama dengan ketinggian banjir dasar dan ketinggian air untuk debit desain. Ini harus dihitung untuk kondisi yang ada dan yang diusulkan yang mungkin membatasi saluran yang menghasilkan ketinggian air yang lebih tinggi. Ketinggian dan musim air rendah harus diberikan, karena ini dapat mengontrol desain segel tremie untuk fondasi dan metode konstruksi lain yang mungkin. Ketinggian aliran limpasan dan lokasinya harus diberikan. Biasanya, limpasan terjadi di lokasi jembatan, tetapi limpasan dapat terjadi di cekungan rendah di jalan raya yang jauh dari lokasi jembatan.

a) Analisis Saluran Air

Saat menentukan saluran air yang dibutuhkan di jembatan yang diusulkan, para insinyur harus mempertimbangkan semua jembatan yang berdekatan jika jembatan-jembatan ini cukup dekat. Bagian saluran air dari jembatan-jembatan ini harus dihubungkan ke profil aliran struktur yang diusulkan. Struktur yang berada di hulu atau hilir jembatan yang diusulkan dapat berdampak pada profil permukaan air. Saat menghitung luas saluran air efektif, penyesuaian harus dilakukan untuk kemiringan dan pilar serta penyangga. Saluran air yang dibutuhkan harus berada di bawah tahap air pasang desain 50 tahun.

Jika kecepatan aliran, gerusan, dan gaya erosi tinggi, maka abutmen dengan konstruksi dinding sayap mungkin diperlukan. Endapan hanyut akan memengaruhi jarak bebas horizontal dan garis jarak bebas vertikal minimum dari struktur yang diusulkan. Survei lapangan harus mencatat ukuran dan jenis endapan hanyut yang ditemukan di saluran. Desain berdasarkan debit desain 50 tahun akan memerlukan jarak bebas endapan hanyut. Pada sungai dan aliran besar, jarak bebas endapan hanyut 2 hingga 5 m di atas debit 50 tahun diperlukan. Pada aliran yang lebih kecil, 0,3 hingga 1 m mungkin sudah cukup. Rumus untuk menghitung tinggi muka air bebas adalah

$$\text{Freeboard} = 0.1Q^{0.3} + 0.008V^2 \quad (17.10)$$

di mana

Q = debit

V = kecepatan

b) Perhitungan Profil Permukaan Air

Terdapat tiga program perhitungan profil permukaan air terkemuka yang tersedia. Yang pertama adalah HEC-2 yang mengambil penampang aliran tegak lurus terhadap aliran. WSPRO mirip dengan HEC-2 dengan beberapa peningkatan. SMS adalah program baru yang menggunakan analisis elemen hingga untuk perhitungannya. SMS dapat memanfaatkan model elevasi digital untuk merepresentasikan dasar sungai.

c) Kecepatan dan Distribusi Aliran

Kecepatan rata-rata saluran, kecepatan luapan pada ketinggian puncak, dan kecepatan lokal pada penghalang seperti pilar harus dihitung atau diperkirakan untuk ketinggian air tinggi yang diantisipasi. Kecepatan rata-rata dapat dihitung dari debit aliran yang diketahui pada area penampang saluran yang diketahui atau area jalur air jembatan yang diketahui, menggunakan ketinggian air tinggi yang benar.

Kecepatan air permukaan harus diukur secara kasar, dengan menggunakan pelampung, selama survei lapangan untuk lokasi di mana aliran sungai mengalir. Kecepatan aliran dapat dihitung di sepanjang penampang saluran yang seragam menggunakan rumus Manning Persamaan. (17.7) jika kemiringan, penampang saluran (luas dan keliling basah), dan koefisien kekasaran (n) diketahui.

Setidaknya tiga profil harus diperoleh, ketika melakukan survei untuk kemiringan saluran, jika memungkinkan. Ketiga kemiringan ini adalah dasar saluran, permukaan air yang ada, dan permukaan air pasang berdasarkan hanyutan atau tanda air pasang. Puncak tanggul rendah, jika limpasan diizinkan, juga harus diperoleh. Selain itu, catat beberapa puncak tanggul tinggi untuk membuktikan aliran jatuh di dalam saluran. Profil-profil ini harus diplot yang menunjukkan jembatan yang ada dan yang diusulkan atau penghalang lain di saluran, perubahan kemiringan air pasang karena penghalang ini dan kemungkinan kemiringan air balik.

Penampang saluran yang digunakan dalam menghitung kecepatan aliran harus tipikal untuk penampang saluran seragam yang relatif panjang. Namun, karena kondisi teoritis ini tidak selalu tersedia, kondisi yang paling mendekati seragam harus digunakan dengan penyesuaian yang diperlukan untuk ketidakaturan. Kecepatan dapat dihitung dari program PC, atau program kalkulator, jika jari-jari hidraulik, faktor kekasaran, dan kemiringan saluran diketahui untuk suatu bagian saluran, baik alami maupun buatan, di mana kondisi aliran sungai seragam ada. Jari-jari hidraulik adalah luas saluran air dibagi dengan keliling basah dari bagian rata-rata saluran seragam. Bagian di bawah jembatan yang pilar, abutmen, atau timbunan pendekatannya menghalangi keseragaman saluran tidak dapat digunakan karena tidak akan ada aliran seragam di bawah struktur tersebut. Namun, jika tidak ada bagian dari struktur jembatan yang secara serius menghalangi atau membatasi saluran, bagian di jembatan dapat digunakan dalam perhitungan aliran seragam di atas.

Koefisien kekasaran n untuk saluran akan bervariasi sepanjang panjang saluran untuk berbagai lokasi dan kondisi. Berbagai nilai untuk n dapat ditemukan dalam Referensi. Pada saat survei lapangan, kepala tim harus memperkirakan nilai n yang akan digunakan untuk bagian saluran yang sedang dipertimbangkan. Pengalaman diperlukan untuk penentuan

lapangan nilai n yang relatif mendekati nilai sebenarnya. Secara umum, nilai untuk aliran alami akan bervariasi antara 0,030 dan 0,070. Pertimbangkan nilai n yang rendah dan tinggi. Kemiringan permukaan air harus digunakan dalam plot ini dan kemiringan harus disesuaikan untuk hambatan seperti jembatan, bendungan penahan, air terjun, turbulensi, dan lainnya.

Hasil yang diperoleh dari plot ini mungkin tidak akurat kecuali jika pertimbangan yang matang diberikan pada berbagai nilai kemiringan, jari-jari hidrolis, dan n . Kecepatan tinggi antara 15 dan 20 ft/s (4,57 dan 6,10 m/s) melalui bukaan jembatan mungkin tidak diinginkan dan mungkin memerlukan pertimbangan desain khusus. Kecepatan di atas 20/6,10 m/s tidak boleh digunakan kecuali fitur desain khusus dimasukkan atau jika aliran sebagian besar terkurung dalam batuan atau saluran buatan.

17.3 EROSI JEMBATAN

1. Analisis Erosi Jembatan

a) Konsep Dasar Erosi

Erosi adalah hasil dari aksi erosi air yang mengalir, yang menggali dan membawa material dari dasar dan tepi sungai. Menentukan besarnya erosi menjadi rumit karena sifat siklik dari proses erosi. Perancang dan inspektur perlu mempelajari informasi bawah permukaan spesifik lokasi dengan cermat dalam mengevaluasi potensi erosi pada jembatan. Pada bagian ini, kami menyajikan kepada para insinyur jembatan prosedur dan metode dasar untuk menganalisis erosi pada jembatan.

Erosi harus diselidiki secara cermat di lapangan saat merancang jembatan. Perancang biasanya menempatkan bagian atas pondasi pada atau di bawah kedalaman erosi potensial total; oleh karena itu, menentukan kedalaman erosi sangat penting. Erosi potensial total pada persimpangan jalan raya biasanya terdiri dari komponen-komponen berikut: aggradasi dan degradasi, erosi penyempitan sungai, erosi lokal, dan terkadang dengan migrasi sungai lateral.

a) 1. Pengendapan dan Penurunan Ketinggian Dasar Sungai Jangka Panjang

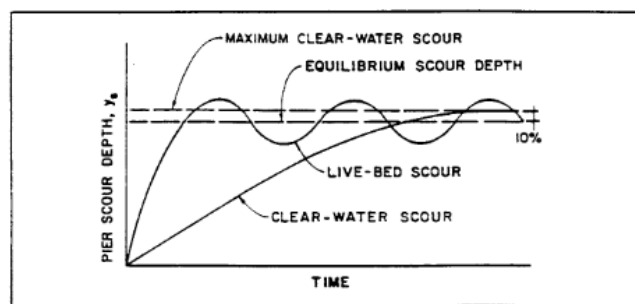
Ketika aktivitas alami atau manusia menyebabkan perubahan ketinggian dasar sungai dalam jangka waktu lama, terjadi pengendapan atau penurunan ketinggian dasar sungai. Pengendapan melibatkan pengendapan material yang terkikis dari saluran atau daerah aliran sungai di hulu jembatan, sedangkan penurunan ketinggian dasar sungai melibatkan penurunan atau pengikisan dasar sungai karena kekurangan pasokan sedimen dari hulu.

Perubahan ketinggian dasar sungai jangka panjang dapat disebabkan oleh perubahan tren alami sungai atau dapat merupakan hasil dari beberapa modifikasi antropogenik terhadap sungai atau daerah aliran sungai. Faktor-faktor yang memengaruhi perubahan ketinggian dasar sungai jangka panjang adalah bendungan dan waduk di hulu atau hilir jembatan, perubahan penggunaan lahan daerah aliran sungai, penataan saluran, pemotongan tikungan sungai yang berkelok-kelok, perubahan ketinggian dasar saluran hilir, penambangan kerikil dari dasar sungai, pengalihan air ke dalam atau keluar sungai, penurunan alami sistem sungai, pergerakan tikungan, lokasi jembatan sehubungan dengan bentuk sungai, dan pergerakan sungai dalam kaitannya dengan penyeberangan. Pasang surut dapat menurunkan kualitas aliran sungai di pesisir, sedangkan pergeseran sedimen pesisir dapat menyebabkan pengendapan. Masalah

bagi insinyur jembatan adalah memperkirakan perubahan elevasi dasar sungai jangka panjang yang akan terjadi selama masa pakai jembatan.

a) 2. Erosi Akibat Kontraksi Sungai

Erosi akibat kontraksi biasanya terjadi ketika luas aliran sungai pada tahap banjir berkurang, baik karena kontraksi alami maupun kontraksi antropogenik (seperti jembatan). Hal ini juga dapat disebabkan oleh aliran luapan yang dipaksa kembali oleh tanggul struktural di pendekatan jembatan. Ada beberapa penyebab lain yang dapat menyebabkan erosi akibat kontraksi di penyeberangan jembatan. Penurunan luas aliran menyebabkan peningkatan kecepatan rata-rata di sungai dan tegangan geser dasar sungai melalui bagian yang mengalami kontraksi. Hal ini pada gilirannya memicu peningkatan gaya erosi di bagian yang mengalami kontraksi. Oleh karena itu, lebih banyak material dasar sungai yang dikeluarkan dari bagian yang mengalami kontraksi daripada yang diangkut ke bagian tersebut. Elevasi dasar sungai alami diturunkan oleh fenomena kontraksi ini hingga keseimbangan relatif tercapai di bagian sungai yang mengalami kontraksi.



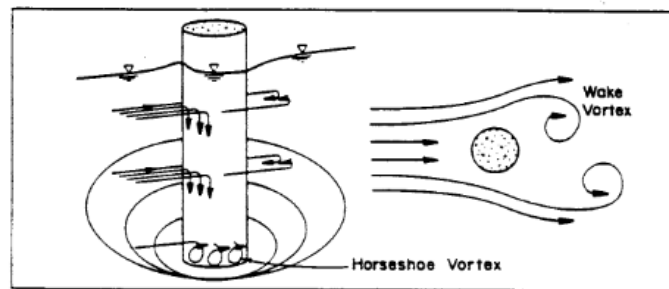
Gambar 17.3 Ilustrasi Kedalaman Gerusan Pilar Di Aliran Dasar Pasir Sebagai Fungsi Waktu.

Terdapat dua bentuk gerusan kontraksi: gerusan dasar hidup dan gerusan air jernih. Gerusan dasar hidup terjadi ketika sedimen diangkut ke bagian aliran yang menyempit dari hulu. Dalam hal ini, keadaan keseimbangan tercapai ketika material dasar yang diangkut keluar dari lubang gerusan sama dengan yang diangkut ke dalam lubang gerusan dari hulu. Gerusan air jernih terjadi ketika pengangkutan sedimen dasar di aliran pendekatan yang tidak menyempit dapat diabaikan atau material yang diangkut di bagian hulu diangkut melalui hilir dengan kecepatan kurang dari kapasitas aliran. Keadaan keseimbangan gerusan tercapai ketika tegangan geser dasar rata-rata kurang dari yang dibutuhkan untuk gerakan awal material dasar dalam kasus ini (Gambar 17.3).

a) 3. Erosi Lokal

Ketika aliran hulu terhalang oleh penghalang seperti pilar, abutmen, taji, dan tanggul, pusaran aliran terbentuk di dasarnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.4 (dikenal sebagai pusaran tapal kuda). Aksi pusaran ini menghilangkan material dasar dari sekitar dasar penghalang. Lubang gerusan akhirnya terbentuk di sekitar dasar. Erosi lokal juga dapat berupa gerusan air jernih atau gerusan dasar hidup. Dalam mempertimbangkan gerusan lokal, seorang insinyur jembatan perlu memperhatikan faktor-faktor berikut: kecepatan aliran, kedalaman aliran, sudut serang aliran ke penghalang, lebar dan bentuk penghalang, panjang

proyeksi penghalang, karakteristik material dasar, konfigurasi dasar saluran sungai, dan juga potensi efek es dan puing.



Gambar 17.4 Representasi Skematis Gerusan Lokal Pada Pilar Silindris.

a) 4. Migrasi Aliran Lateral

Sungai bersifat dinamis. Pergeseran lateral saluran utama di dalam dataran banjir dapat meningkatkan penggerusan pilar, erosi tanggul atau jalan pendekatan, atau mengubah kedalaman penggerusan total dengan mengubah sudut serang aliran di pilar. Pergerakan aliran lateral terutama dipengaruhi oleh geomorfologi aliran, lokasi penyeberangan di aliran, karakteristik banjir, dan karakteristik material dasar dan tepi sungai.

a) 2. Merancang Jembatan untuk Menahan Penggerusan

Jelas bahwa semua masalah penggerusan tidak dapat dibahas dalam bagian topik khusus penggerusan jembatan ini. Studi yang lebih rinci dapat ditemukan di HEC-18, “Mengevaluasi Penggerusan di Jembatan” dan HEC-20, “Stabilitas Aliran di Struktur Jalan Raya”. Seperti yang dijelaskan di atas, tiga komponen terpenting dari penggerusan jembatan adalah aggradasi atau degradasi jangka panjang, penggerusan kontraksi, dan penggerusan lokal. Total potensi penggerusan merupakan kombinasi dari ketiga komponen tersebut. Untuk mendesain jembatan agar tahan terhadap erosi, seorang insinyur jembatan perlu mengikuti langkah-langkah observasi dan investigasi berikut dalam proses desain.

1. Pengamatan Lapangan — Tujuan utama pengamatan lapangan adalah sebagai berikut:

- Mengamati kondisi di sekitar pilar, kolom, dan abutmen (Apakah kemiringan hidrolis sudah benar?),
- Mengamati lubang gerusan di tikungan sungai,
- Menentukan material dasar sungai,
- Memperkirakan kedalaman gerusan, dan
- Melakukan analisis faktor geomorfologi.

Biasanya tidak ada metode yang benar-benar aman untuk melindungi jembatan dari gerusan kecuali mungkin dengan menjaga pilar dan abutmen agar tidak berada di area air panas; namun, desain jembatan hidrolis yang tepat dapat meminimalkan gerusan jembatan dan potensi dampak negatifnya.

2. Investigasi Gerusan Historis — Struktur yang pernah mengalami gerusan di masa lalu kemungkinan akan terus menunjukkan masalah gerusan di masa mendatang. Jembatan

yang paling kami perhatikan termasuk jembatan yang saat ini mengalami masalah gerusan dan menunjukkan riwayat masalah gerusan lokal.

3. **Investigasi Lokasi Masalah** — Lokasi masalah meliputi lokasi "aliran tidak stabil", seperti di dekat pertemuan dua aliran, di persimpangan tikungan aliran, dan di endapan kipas aluvial.
4. **Investigasi Aliran Bermasalah** — Aliran bermasalah adalah aliran yang memiliki karakteristik kecenderungan agresif berikut: indikasi degradasi atau aggradasi aktif; migrasi aliran atau pergerakan saluran lateral; aliran dengan kemiringan lateral yang curam dan/atau kecepatan tinggi; operasi penambangan agregat di dalam aliran yang sedang berlangsung, telah berlangsung, atau berpotensi terjadi; dan hilangnya perlindungan tebing di area yang berdekatan dengan struktur.
5. **Pertimbangan Fitur Desain** — Fitur-fitur berikut, yang meningkatkan kerentanan terhadap penggerusan lokal, harus dipertimbangkan:
 - Bukaan saluran air yang tidak memadai menyebabkan jarak bebas yang tidak memadai untuk dilewati oleh material curah hujan besar selama limpasan air yang deras.
 - Masalah puing/hanyut: Hanyut atau puing ringan dapat menyebabkan masalah penggerusan yang signifikan, hanyutan atau puing sedang dapat menyebabkan penggerusan yang signifikan tetapi tidak akan menimbulkan gaya lateral yang parah pada struktur, dan hanyutan berat dapat menyebabkan gaya lateral yang kuat atau kerusakan akibat benturan serta penggerusan yang parah.
 - Kurangnya perlindungan terhadap luapan air: Air dapat naik di atas permukaan dek. Hal ini mungkin tidak menyebabkan masalah penggerusan tetapi meningkatkan kerentanan terhadap kerusakan parah akibat benturan oleh hanyutan berat.
 - Kemiringan pilar yang tidak tepat: Ketika pilar jembatan tidak sesuai dengan keselarasan saluran, hal itu dapat menyebabkan penggerusan pada pilar dan abutmen jembatan.
6. **Pertimbangan Lalu Lintas** — Jumlah lalu lintas seperti lalu lintas harian rata-rata (ADT), jenis lalu lintas, panjang jalan memutar, pentingnya penyeberangan, dan ketersediaan penyeberangan lain harus dipertimbangkan.
7. **Potensi Kerusakan yang Tidak Dapat Diterima** — Potensi keruntuhan selama banjir, keselamatan masyarakat yang bepergian dan tetangga, dampak pada sistem transportasi regional, dan keselamatan fasilitas lain (jembatan lain, properti) perlu dievaluasi.
8. **Kerentanan Bahaya Gabungan Erosi dan Gempa Bumi** — Daftar prioritas gempa bumi dan daftar kritis erosi biasanya digabungkan untuk digunakan dalam desain jembatan.

a) 3. Peringkat Erosi

Dalam praktik rekayasa Departemen Transportasi California, peringkat setiap struktur didasarkan pada hal-hal berikut:

1. **Peringkat huruf** — Peringkat huruf berkaitan dengan potensi masalah terkait erosi di lokasi ini.

2. **Peringkat numerik** — Peringkat numerik yang terkait dengan setiap struktur merupakan penentuan tingkat keparahan potensi erosi:

A-1 Tidak ada masalah yang diperkirakan

A-2 Tidak ada masalah yang diperkirakan/jembatan baru — tidak ada riwayat

A-3 Kemungkinan masalah sangat kecil

B-1 Kemungkinan masalah kecil

B-2 Kemungkinan masalah sedang

B-3 Kemungkinan masalah besar

C-1 Kemungkinan masalah sedang

C-2 Kemungkinan masalah sedang

C-3 Kemungkinan masalah sangat besar

Efek gerusan akibat badai biasanya lebih besar daripada frekuensi desain, misalnya, frekuensi 500 tahun. FHWA menetapkan frekuensi 500 tahun sebagai 1,7 kali frekuensi 100 tahun. Sebagian besar perhitungan menunjukkan frekuensi 500 tahun adalah 1,25 hingga 1,33 kali lebih besar daripada frekuensi 100 tahun; pengali 1,7 seharusnya maksimum. Pertimbangkan jumlah gerusan yang akan terjadi pada tahap luapan dan juga aliran tekanan. Perlu diketahui bahwa badai dengan frekuensi yang lebih rendah dapat menyebabkan tekanan gerusan yang lebih besar pada jembatan.

2. Perhitungan Gerusan Jembatan

Semua persamaan untuk memperkirakan kontraksi dan gerusan lokal didasarkan pada percobaan laboratorium dengan verifikasi lapangan yang terbatas. Namun, persamaan yang direkomendasikan pada bagian ini dianggap paling tepat untuk memperkirakan kedalaman gerusan. Perancang juga perlu mempertimbangkan perbedaan antara gerusan air jernih dan gerusan dasar sungai yang aktif pada penyeberangan jalan raya dan penyerobotan.

Sebelum menerapkan metode estimasi gerusan jembatan, perlu dilakukan (1) memperoleh hidraulika saluran dasar tetap, (2) menentukan dampak jangka panjang degradasi atau aggradasi pada profil dasar sungai, (3) menyesuaikan hidraulika dasar tetap untuk mencerminkan dampak degradasi atau aggradasi, dan (4) menghitung hidraulika jembatan sesuai dengan itu.

a) Pendekatan Desain Spesifik

Berikut adalah langkah-langkah yang direkomendasikan untuk menentukan kedalaman gerusan pada jembatan:

Langkah 1: Analisis perubahan elevasi dasar sungai jangka panjang.

Langkah 2: Hitung besarnya gerusan kontraksi.

Langkah 3: Hitung besarnya gerusan lokal pada abutmen.

Langkah 4: Hitung besarnya gerusan lokal pada pilar.

Langkah 5: Perkirakan dan evaluasi total kedalaman gerusan potensial.

Para insinyur jembatan harus mengevaluasi apakah perkiraan individual kedalaman kontraksi dan gerusan lokal dari Langkah 2 hingga 4 masuk akal dan mengevaluasi total gerusan yang diperoleh dari Langkah 5.

b) Prosedur Terperinci

1. **Menganalisis Perubahan Ketinggian Dasar Sungai Jangka Panjang** — Gambar penampang jembatan yang menunjukkan ketinggian dasar sungai tersedia dalam buku pemeliharaan jembatan, laporan pendahuluan lama, dan terkadang dalam studi FEMA dan studi Korps Insinyur AS. Gunakan informasi ini untuk memperkirakan aggradasi atau degradasi.
2. **Menghitung Besarnya Erosi Kontraksi** — Sebaiknya jembatan ditempatkan di luar lebar saluran normal. Namun, jika salah satu kondisi berikut ada, hitung erosi kontraksi.
 - a. Struktur di atas saluran di dataran banjir di mana aliran dipaksa melewati struktur karena pendekatan jembatan
 - b. Struktur di atas saluran di mana lebar sungai menjadi sempit
 - c. Struktur penahan di daerah luapan dengan sedikit atau tanpa transportasi material dasar sungai
 - d. Struktur penahan di daerah luapan dengan transportasi material dasar sungai

Persamaan umum untuk menentukan erosi kontraksi adalah

$$y_s = y_2 - y_1 \quad (17.11)$$

di mana

y_s = kedalaman gerusan

y_1 = kedalaman air rata-rata di saluran utama

y_2 = kedalaman air rata-rata di bagian yang menyempit

Rumus gerusan penyempitan lainnya diberikan dalam publikasi HEC-18 November 1995 — juga merujuk pada buku kerja atau HEC-18 untuk berbagai kondisi yang tercantum di atas. Prosedur perhitungan gerusan terperinci dapat dirujuk dari surat edaran ini untuk gerusan penyempitan dasar sungai atau air jernih.

3. **Hitung Besarnya Gerusan Lokal di Abutmen** — Sekali lagi, yang terbaik adalah menjaga abutmen agar tidak berada di aliran saluran utama. Merujuk pada publikasi HEC-18 dari FHWA. Rumus gerusan dalam publikasi cenderung memberikan kedalaman gerusan yang berlebihan.
4. **Hitung Besarnya Gerusan Lokal di Pilar** — Penyelarasan pilar adalah faktor paling penting dalam menentukan kedalaman gerusan. Pilar harus sejajar dengan aliran sungai. Ketika arah aliran berubah dengan tahapan, pilar silindris atau beberapa variasi mungkin merupakan alternatif terbaik. Berhati-hatilah, karena pilar silindris berdiameter besar dapat menyebabkan gerusan yang cukup besar. Lebar pilar dan ujung pilar juga merupakan elemen penting dalam menyebabkan kedalaman gerusan yang berlebihan.

Dengan asumsi saluran dasar pasir, metode yang dapat diterima untuk menentukan kedalaman gerusan maksimum yang mungkin terjadi untuk saluran dasar hidup dan saluran air jernih yang diusulkan oleh Colorado State University adalah sebagai berikut:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0K_1K_2K_3 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} F_r^{0.43} I \quad (17.12)$$

di mana

y_s = kedalaman gerusan

y_1 = kedalaman aliran tepat di hulu pilar

K_1 = koreksi untuk bentuk pilar dari Gambar 17.5 dan Tabel 17.3

K_2 = koreksi untuk sudut serang aliran dari Tabel 17.4

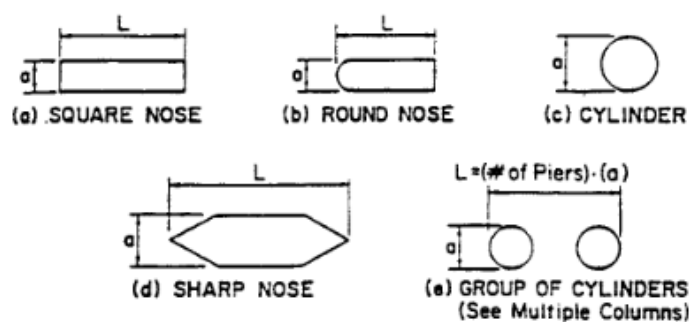
K_3 = koreksi untuk kondisi dasar sungai dari Tabel 17.5

a = lebar pilar

l = panjang pilar

F_r = bilangan Froude = $\frac{V}{(gy)}$ (tepat di hulu jembatan)

Retensi hanyut harus dipertimbangkan saat menghitung lebar/tipe pilar.



Gambar 17.5 Bentuk-Bentuk Umum Pilar.

Tabel 17.3 Faktor Koreksi, K_1 , Untuk Bentuk Ujung Pilar

Bentuk Ujung Pilar	K_1
Ujung persegi (<i>Square nose</i>)	1.1
Ujung bulat (<i>Round nose</i>)	1.0
Silinder sirkular (<i>Circular cylinder</i>)	1.0
Ujung tajam (<i>Sharp nose</i>)	0.9
Grup silinder (<i>Group of cylinders</i>)	1.0

Tabel 17.4 Faktor Koreksi, K_2 , Untuk Sudut Serang Aliran

Sudut	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5

Tabel 17.5 Peningkatan Kedalaman Gerusan Pilar Keseimbangan K_3 Untuk Kondisi Dasar

Kondisi Dasar Saluran	Tinggi Dune H, ft	K_3

Gerusan air bersih (<i>Clear-water scour</i>)	N/A	1.1
Dasar rata dan aliran <i>antidune</i>	N/A	1.1
<i>Dune</i> kecil	$10 > H > 2$	1.1
<i>Dune</i> sedang	$30 > H > 10$	1.1 – 1.2
<i>Dune</i> besar	$H > 30$	1.3

c) Estimasi dan Evaluasi Total Potensi Kedalaman Gerusan

Total potensi kedalaman gerusan biasanya merupakan jumlah dari perubahan elevasi dasar sungai jangka panjang (hanya degradasi yang biasanya dipertimbangkan dalam perhitungan gerusan), gerusan kontraksi, dan gerusan lokal. Kedalaman gerusan historis dan kedalaman material yang dapat tergerus ditentukan oleh geologi. Apabila estimasi kedalaman dari metode di atas bertentangan dengan geologi, konflik tersebut harus diselesaikan oleh insinyur hidrolik dan insinyur geoteknik; berdasarkan pertimbangan ekonomi dan pengalaman, yang terbaik adalah mengantisipasi masalah secara maksimal.

3. Investigasi dan Pencegahan Erosi Jembatan

a) Langkah-langkah untuk Mengevaluasi Erosi Jembatan

Disarankan agar tim interdisipliner yang terdiri dari insinyur hidrolik, geoteknik, dan jembatan melakukan evaluasi erosi jembatan. Pendekatan berikut direkomendasikan untuk mengevaluasi kerentanan jembatan yang ada terhadap erosi:

Langkah 1. Saring semua jembatan di atas perairan ke dalam lima kategori: (1) risiko rendah, (2) rentan erosi, (3) kritis erosi, (4) pondasi tidak diketahui, atau (5) pasang surut. Jembatan yang sangat rentan terhadap kegagalan erosi harus segera diidentifikasi dan masalah erosi terkait ditangani. Jembatan-jembatan yang sangat rentan ini adalah:

1. Jembatan yang saat ini mengalami erosi atau memiliki riwayat masalah erosi selama banjir di masa lalu sebagaimana diidentifikasi dari catatan pemeliharaan, pengalaman, dan catatan inspeksi jembatan
2. Jembatan di atas dasar sungai yang mudah terkikis dengan fitur desain yang membuatnya rentan terhadap erosi
3. Jembatan di sungai dan saluran air yang agresif
4. Jembatan yang terletak di bagian sungai dengan karakteristik aliran yang merugikan

Langkah 2. Prioritaskan jembatan yang rentan terhadap erosi dan jembatan dengan fondasi yang tidak diketahui dengan melakukan pemeriksaan awal di kantor dan lapangan terhadap daftar struktur yang disusun pada Langkah 1 menggunakan faktor-faktor berikut sebagai panduan:

1. Potensi runtuhnya jembatan atau kerusakan pada jembatan jika terjadi banjir besar
2. Klasifikasi fungsional jalan raya tempat jembatan tersebut berada.
3. Dampak runtuhnya jembatan terhadap keselamatan masyarakat pengguna jalan dan terhadap pengoperasian sistem transportasi secara keseluruhan untuk wilayah atau daerah tersebut

Langkah 3. Melakukan evaluasi gerusan di kantor dan lapangan terhadap jembatan-jembatan yang ada dalam daftar prioritas pada Langkah 2 menggunakan tim interdisipliner yang terdiri dari insinyur hidrolik, geoteknik, dan jembatan:

1. Di Amerika Serikat, FHWA merekomendasikan penggunaan banjir 500 tahun atau aliran 1,7 kali banjir 100 tahun jika banjir 500 tahun tidak diketahui untuk memperkirakan gerusan. Kemudian analisis fondasi untuk stabilitas vertikal dan lateral untuk kondisi gerusan ini. Kedalaman gerusan maksimum yang dapat ditahan oleh fondasi yang ada dibandingkan dengan total kedalaman gerusan yang diperkirakan. Penilaian teknik kemudian harus dilakukan untuk menentukan apakah jembatan tersebut harus diklasifikasikan sebagai jembatan kritis gerusan.
2. Masukkan hasil studi evaluasi ke dalam inventaris sesuai dengan petunjuk dalam "Panduan Pencatatan dan Pengkodean Jembatan" FHWA.

Langkah 4. Untuk jembatan yang diidentifikasi sebagai kritis terhadap erosi dari tinjauan kantor dan lapangan pada Langkah 2 dan 3, tentukan rencana tindakan untuk memperbaiki masalah erosi.

b) Pendahuluan Inspeksi Erosi Jembatan

Inspeksi erosi jembatan adalah salah satu bagian terpenting dalam mencegah erosi jembatan yang membahayakan jembatan. Dua tujuan utama yang harus dicapai dalam inspeksi jembatan untuk erosi adalah:

1. Untuk mencatat kondisi jembatan dan aliran sungai saat ini secara akurat; dan
2. Untuk mengidentifikasi kondisi yang menunjukkan potensi masalah dengan erosi dan stabilitas aliran sungai untuk tinjauan dan evaluasi lebih lanjut oleh para ahli lainnya.

Pada bagian ini, praktik inspeksi jembatan yang direkomendasikan oleh U.S. FHWA disajikan untuk diikuti oleh para insinyur sebagai panduan.

b) 1. Tinjauan Kantor

Sangat disarankan agar tinjauan kantor terhadap rencana jembatan dan laporan inspeksi sebelumnya dilakukan sebelum melakukan inspeksi jembatan. Informasi yang diperoleh dari tinjauan kantor memberikan dasar yang lebih baik untuk memeriksa jembatan dan aliran sungai. Pertanyaan-pertanyaan berikut harus dijawab dalam tinjauan kantor:

- Apakah evaluasi erosi teknik telah dilakukan? Jika ya, apakah jembatan tersebut kritis terhadap erosi?
- Jika jembatan tersebut kritis terhadap erosi, apakah telah dibuat rencana tindakan untuk memantau jembatan dan/atau memasang langkah-langkah pencegahan erosi?
- Apa yang diungkapkan oleh perbandingan penampang melintang dasar sungai yang diambil selama inspeksi berturut-turut tentang dasar sungai? Apakah stabil? Mengalami degradasi? Mengalami aggradasi? Bergerak ke samping? Apakah ada lubang erosi di sekitar pilar dan abutmen?
- Peralatan apa yang dibutuhkan untuk mendapatkan penampang melintang dasar sungai?
- Apakah ada sketsa dan foto udara untuk menunjukkan lokasi bentuk aliran sungai dan apakah saluran utama berubah arah di jembatan?

- Jenis pondasi jembatan apa yang dibangun? Apakah pondasi tersebut tampak rentan terhadap erosi?
- Apakah ada kondisi khusus yang memerlukan metode dan peralatan tertentu untuk inspeksi bawah air?
- Apakah ada hal-hal khusus yang perlu diperhatikan, termasuk kerusakan pada batu penahan ombak, saluran sungai dengan sudut aliran yang tidak menguntungkan, masalah dengan puing-puing, dan lainnya.?

b) 2. Panduan Inspeksi Erosi Jembatan

Kondisi bukaan saluran air jembatan, struktur bawah, perlindungan saluran, dan langkah-langkah pencegahan erosi harus dievaluasi bersama dengan kondisi aliran sungai selama inspeksi jembatan. Pendekatan berikut disajikan untuk memeriksa dan mengevaluasi kondisi pondasi jembatan saat ini untuk erosi dan potensi erosi secara keseluruhan di jembatan.

Struktur bawah adalah item kunci untuk menilai kerentanan pondasi jembatan terhadap kerusakan akibat erosi. Baik masalah erosi yang ada maupun yang potensial harus dilaporkan sehingga tim multidisiplin dapat melakukan evaluasi erosi ketika inspeksi jembatan menemukan bahwa masalah erosi telah terjadi. Jika jembatan ditentukan sebagai kritis erosi, penilaian struktur bawah harus dievaluasi untuk memastikan bahwa masalah erosi yang ada telah dipertimbangkan. Item berikut harus dipertimbangkan dalam memeriksa kondisi pondasi jembatan saat ini:

- Bukti pergerakan pilar dan abutmen seperti pergerakan rotasi dan penurunan;
- Kerusakan pada penanggulangan erosi yang melindungi fondasi seperti riprap, tanggul pemandu, tiang pancang, ambang, dan lainnya.;
- Perubahan elevasi dasar sungai di fondasi, seperti penggerogotan pondasi, tereksposnya tiang pancang; dan
- Perubahan penampang dasar sungai di jembatan, termasuk lokasi dan kedalaman lubang erosi.

Untuk mengevaluasi kondisi fondasi, inspektur harus mengambil penampang sungai dan mengukur lubang erosi di pilar dan abutmen. Jika peralatan atau kondisi tidak memungkinkan pengukuran dasar sungai, hal itu harus dicatat untuk penyelidikan lebih lanjut.

Mengambil dan memplot pengukuran elevasi dasar sungai dalam kaitannya dengan fondasi jembatan dianggap sebagai aspek terpenting dalam memeriksa jembatan untuk kerusakan aktual atau potensial akibat erosi. Ketika dasar sungai tidak dapat diukur secara akurat dengan cara konvensional, ada langkah-langkah khusus lain yang perlu diambil untuk menentukan kondisi substruktur atau fondasi seperti menggunakan penyelam dan menggunakan peralatan deteksi erosi elektronik. Untuk tujuan mengevaluasi ketahanan terhadap erosi pada struktur bawah tanah, pertanyaannya pada dasarnya tetap sama untuk pondasi di perairan dalam seperti halnya untuk pondasi di perairan dangkal sebagai berikut:

- Bagaimana penampang aliran sungai di jembatan?
- Apakah ada perubahan dibandingkan dengan pengukuran penampang sebelumnya? Jika ya, apakah ini menunjukkan bahwa (1) aliran sungai mengalami pengendapan atau

pengendapan atau (2) terjadi penggerusan lokal atau penyempitan di sekitar pilar dan abutmen?

- Bagaimana bentuk dan kedalaman lubang penggerusan?
- Apakah pondasi, kepala tiang pancang, atau tiang pancang terpapar aliran sungai, dan jika ya, seberapa luas dan kemungkinan konsekuensi dari kondisi ini?
- Apakah batu pelindung di sekitar pilar telah dipindahkan atau dihilangkan?

Setiap kondisi yang dianggap oleh inspektur jembatan sebagai keadaan darurat atau berpotensi berbahaya harus segera dilaporkan. Informasi ini serta kondisi lain, yang tidak menimbulkan bahaya langsung tetapi tetap memerlukan penyelidikan lebih lanjut, harus disampaikan kepada tim interdisipliner untuk ditinjau lebih lanjut.

1. 3. Pendahuluan Pencegahan Erosi Jembatan

Tindakan pencegahan erosi umumnya dimasukkan setelah konstruksi awal jembatan untuk membuatnya kurang rentan terhadap kerusakan atau kegagalan akibat erosi. Rencana tindakan pencegahan biasanya memiliki tiga komponen utama:

1. Pemasangan tindakan pencegahan erosi sementara tepat waktu;
2. Pengembangan dan implementasi program pemantauan;
3. Jadwal untuk desain dan konstruksi tindakan pencegahan erosi permanen tepat waktu.

Untuk jembatan baru, berikut adalah ringkasan solusi terbaik untuk meminimalkan kerusakan akibat erosi:

1. Menempatkan jembatan untuk menghindari pola aliran banjir yang merugikan;
2. Merampingkan elemen jembatan untuk meminimalkan hambatan terhadap aliran;
3. Merancang fondasi yang aman dari erosi;
4. Membangun fondasi pilar jembatan yang cukup dalam sehingga tidak memerlukan riprap atau tindakan pencegahan lainnya; dan
5. Membangun fondasi abutmen di atas kedalaman erosi lokal yang diperkirakan ketika abutmen dilindungi oleh riprap yang dirancang dengan baik atau tindakan lain yang sesuai.

Untuk jembatan yang sudah ada, alternatif pencegahan gerusan yang tersedia dapat diringkas sebagai berikut:

1. Memantau kedalaman gerusan dan menutup jembatan jika terjadi gerusan jembatan yang berlebihan;
2. Menyediakan riprap di pilar dan/atau abutmen dan memantau kondisi gerusan;
3. Membangun tanggul pengarah atau tanggul penahan;
4. Membangun perbaikan saluran;
5. Memperkuat fondasi jembatan;
6. Membangun ambang atau struktur penurunan; dan
7. Membangun jembatan bantuan atau memperpanjang jembatan yang sudah ada.

Langkah-langkah pencegahan gerusan ini harus dievaluasi menggunakan praktik rekayasa hidrolik yang baik. Untuk langkah-langkah pencegahan gerusan jembatan yang terperinci dan jenis langkah-langkah pencegahan, lihat Bab 7 dari “Mengevaluasi Gerusan di Jembatan” dari U.S. FHWA.

BAB 18

DINDING DAN PAGAR PEREDAM SUARA

18.1 DINDING PEREDAM SUARA

1. Pendahuluan

a) Kebutuhan akan Dinding Peredam Suara

Pertumbuhan penduduk yang dialami selama beberapa dekade terakhir di daerah metropolitan telah mendorong perluasan dan peningkatan sistem jalan raya. Sebagai hasil langsung dari peningkatan ini, saat ini 90 juta orang di Amerika Serikat tinggal di dekat jalan raya berkecepatan tinggi dan padat lalu lintas. Lalu lintas jam sibuk di jalan raya perkotaan berkecepatan tinggi dan padat lalu lintas biasanya menghasilkan tingkat kebisingan dalam kisaran 80 hingga 90 dBA. Dalam jarak 50 hingga 100 yard (45 hingga 90 m) dari jalan raya, karena penyerapan oleh penutup tanah, tingkat kebisingan berkurang menjadi sekitar 70 hingga 80 dBA. Tingkat kebisingan ambien ini, dibandingkan dengan tingkat kebisingan 50 hingga 55 dBA di rumah yang relatif tenang, sangat mengganggu bagi sebagian besar orang, dan harus dikurangi lebih lanjut hingga setidaknya 60 hingga 70 dBA dengan menerapkan langkah-langkah pengurangan kebisingan.

b) Tingkat Kebisingan Desain

Pada tahun 1982, Administrasi Jalan Raya Federal (FHWA) menerbitkan “Prosedur untuk Pengurangan Kebisingan Lalu Lintas Jalan Raya dan Kebisingan Konstruksi” dalam Manual Program Jalan Raya Bantuan Federal, dan di dalamnya menetapkan tingkat kebisingan yang dapat diterima di lokasi penerima (rumah, sekolah, dan lainnya.) setelah pemasangan dinding kedap suara. Publikasi ini mengatur tingkat kebisingan rata-rata yang diizinkan, $L_{eq}(h)$, dan tingkat kebisingan puncak yang diizinkan, $L_{10}(h)$ (tingkat kebisingan yang dilampaui lebih dari 10% dari periode waktu yang diberikan yang digunakan untuk mengukur tingkat kebisingan yang diizinkan) (Tabel 18.1).

Tabel 18.1 Kriteria Desain Pengurangan Kebisingan

Kategori Aktivitas	$L_{eq}(h)$, dBA	$L_{10}(h)$, dBA	Kategori Penggunaan Lahan
A	57	60 (eksterior)	Lahan di mana ketenangan dan kesunyian memiliki signifikansi luar biasa dan melayani kebutuhan publik yang penting; area seperti amfiteater, taman tertentu, atau ruang terbuka yang diakui oleh pejabat lokal untuk aktivitas yang membutuhkan ketenangan khusus.
B	67	70 (eksterior)	Kediaman, motel, hotel, ruang pertemuan publik, sekolah, gereja, perpustakaan, rumah sakit, area piknik, taman bermain, area olahraga aktif, dan taman.
C	72	75 (eksterior)	Lahan terbangun, properti, atau aktivitas yang tidak termasuk dalam kategori A dan B di atas.
D			Lahan yang belum dikembangkan; untuk persyaratan lihat paragraf 5.a (5) dan (6) dari Publikasi PPM 90-2.

E		55 (interior)	Kediaman, motel, hotel, ruang pertemuan publik, sekolah, gereja, perpustakaan, rumah sakit, dan auditorium.

2. Pemilihan Dinding Kedap Suara

a) Material Dinding Kedap Suara

Ketika penghalang suara dimasukkan pada garis pandang antara sumber kebisingan dan penerima, intensitas kebisingan berkurang di sisi penerima dinding. Pengurangan intensitas kebisingan ini disebut sebagai kehilangan penyisipan. Faktor utama yang berkontribusi pada kehilangan penyisipan adalah difraksi dan refleksi kebisingan oleh dinding kedap suara, dan kehilangan transmisi saat kebisingan merambat melalui material dinding. Jumlah difraksi dan refleksi dapat dikontrol dengan memvariasikan tinggi dan kemiringan dinding, memasang potongan penutup berbentuk khusus di bagian atas dinding, atau melapisi permukaan dinding dengan material penyerap suara. Kehilangan transmisi dapat dikontrol dengan memvariasikan ketebalan dan kepadatan material dinding. Tingkat kehilangan transmisi untuk beberapa material konstruksi umum diberikan pada Tabel 18.2.

Tanggul tanah, beton, kayu, dan sampai batas tertentu baja telah menjadi pilihan material tradisional untuk dinding kedap suara. Bahan lain seperti panel plester komposit, blok beton, batu bata, dan panel kayu lapis juga telah berhasil digunakan dalam jumlah yang lebih kecil dibandingkan dengan bahan tradisional. Dalam beberapa tahun terakhir, kesadaran dan kebutuhan untuk mendaur ulang bahan telah meningkat daripada menguburnya di tempat pembuangan sampah. Tren ini telah menyebabkan penggunaan ban bekas, kaca, dan plastik sebagai bahan dinding kedap suara.

Mengingat beragamnya bahan yang tersedia untuk digunakan dalam konstruksi dinding kedap suara, pemilihan jenis dinding kedap suara yang tepat menjadi tugas yang sulit. Keputusan yang cerdas hanya dapat dibuat setelah menyelidiki faktor-faktor utama yang berkontribusi pada keberhasilan implementasi proyek dinding kedap suara seperti biaya, estetika, daya tahan/siklus hidup, kemudahan konstruksi, dan lainnya.

b) Matriks Keputusan

Matriks keputusan adalah cara yang mudah untuk membandingkan kinerja berbagai alternatif dinding kedap suara. Langkah pertama dalam membangun matriks keputusan adalah menentukan parameter yang akan menjadi dasar proses evaluasi dan pemilihan. Parameter yang paling penting adalah biaya, estetika, daya tahan/siklus hidup, dan kemudahan konstruksi. Biaya dinding kedap suara harus mencakup biaya penyelesaian atau perawatan permukaan, lansekap, relokasi utilitas, sistem drainase, hak jalan, mitigasi lingkungan, pemeliharaan, dan penggantian di masa mendatang. Daya tahan yang lebih baik dan siklus hidup yang lebih panjang hampir selalu berarti biaya konstruksi awal yang lebih tinggi dan biaya pemeliharaan yang lebih rendah. Perawatan estetika dinding kedap suara harus memberikan kompatibilitas visual dengan lingkungan sekitarnya. Pembatasan seperti keterbatasan hak jalan dan keberadaan area perumahan di dekatnya dapat memengaruhi kemampuan konstruksi jenis dinding kedap suara tertentu. Parameter lain seperti akses konstruksi, dan dampak pada tempat tinggal, taman, utilitas, sistem drainase, lalu lintas, dan

lingkungan juga harus dipertimbangkan. Pada langkah ini, isu krusial adalah identifikasi parameter yang relevan dalam kolaborasi dengan pemilik proyek. Jika pemilik proyek bersedia, menerima masukan dari pemerintah daerah, penduduk, dan masyarakat yang bepergian dapat menjadi aset yang sangat berharga dalam keberhasilan dan penerimaan proyek.

Tabel 18.2 Bahan Dinding Peredam Suara

Material	Ketebalan, inci (mm)	Transmission Loss (TL) ^a , dBA
Kayu (Woods)^b		
Fir (Cemara)	1/2(13)	17
	1(25)	20
	2(50)	24
Pine (Pinus)	1/2(13)	16
	1(25)	19
	2(50)	23
Redwood	1/2(13)	16
	1(25)	19
	2(50)	23
Cedar (Aras)	1/2(13)	15
	1(25)	18
	2(50)	22
Plywood (Tripleks)	1/2(13)	20
	1(25)	23
Particle Board ^c	1/2(13)	20
Logam (Metals)^d		
Aluminium	1/16(1.6)	23
	1/8(3)	25
	1/4(6)	27
Baja (Steel)	24ga(0.6)	18
	20ga(0.9)	22
	16ga(1.5)	25
Timbal (Lead)	1/16(1.6)	28
Beton & Pasangan Bata		
Beton ringan	4(100)	36
	6(150)	39
Beton padat	4(100)	40
Batako (Concrete block)	4(100)	32
Komposit (Composites)		
Tripleks lapis aluminium ^e	3/4(20)	21 – 23
Plastik lamina pada tripleks ^e	3/4(20)	21 – 23
Laminasi plastik pada kayu lapis	3/4(20)	21 – 23
Laminasi plastik pada papan partikel	3/4(20)	21 – 23
Lain-lain (Miscellaneous)		
Kaca pengaman	1/4(6)	22
Plexiglas (Tahan pecah)	—	22 – 25
papan serat keras(Masonite)	1/2(13)	20
Fiberglass/resin	1/4(6)	20
Plesteran pada bilah logam	1(25)	32
poliester berpermukaan agregat ^f	3(75)	20 – 30
^a TL berbobot berdasarkan spektrum truk umum.		
^b Papan lidah dan alur direkomendasikan untuk menghindari kebocoran (untuk kayu cemara, pinus, redwood, dan cedar).		
^c Harus diberi perlakuan agar tahan air.		
^d Mungkin memerlukan perlakuan untuk mengurangi silau (untuk aluminium dan baja).		

^e Aluminium memiliki ketebalan 0,01 inci. Perhatian khusus diperlukan untuk menghindari delaminasi (untuk semua komposit).
^f TL bergantung pada kepadatan permukaan agregat.

Langkah kedua dalam proses ini adalah menetapkan bobot persentase untuk setiap parameter yang dianggap relevan pada langkah pertama (Tabel 18.3).

Langkah ketiga melibatkan pemberian peringkat dari 1 hingga 10 untuk setiap parameter. Peringkat 10 mewakili kasus yang paling diinginkan, dan peringkat 1 mewakili kasus yang paling tidak diinginkan. Untuk parameter yang terkait dengan biaya (Butir 1, 3, 5, 7, 8, dan 9 dalam Tabel 18.3), peringkat dapat didasarkan pada rumus berikut setelah biaya ini ditentukan untuk setiap alternatif dinding kedap suara:

$$\frac{\text{Cost of Least Expensive Alternative} \times 10}{\text{Cost of Alternative Considered}}$$

Untuk penilaian item yang kurang kuantitatif seperti estetika, kemudahan konstruksi, dan akses konstruksi, pendekatan terbaik adalah mendefinisikan faktor-faktor yang akan memberikan hasil yang memuaskan untuk parameter yang bersangkutan. Misalnya, jika dinding kedap suara dipertimbangkan di atas dinding penahan yang sudah ada, kita dapat memilih keseimbangan (proporsi yang menyenangkan antara ketinggian dinding kedap suara yang diusulkan dan dinding penahan yang sudah ada), integrasi (adanya tampilan yang terintegrasi sepenuhnya antara dinding kedap suara yang diusulkan dan dinding penahan yang sudah ada), dan nilai tonal (keseragaman warna dan kontras tekstur yang menyenangkan antara dinding kedap suara yang diusulkan dan dinding penahan yang sudah ada) sebagai parameter yang diinginkan. Kita dapat memberikan peringkat 10 untuk alternatif dinding kedap suara yang menampilkan ketiga faktor tersebut, peringkat 9 untuk alternatif yang menampilkan dua dari tiga faktor tersebut, dan peringkat 8 untuk alternatif yang hanya memenuhi satu faktor.

Langkah selanjutnya adalah menjumlahkan skor untuk setiap alternatif dinding kedap suara, dan memberi peringkat dari skor tertinggi ke skor terendah (Tabel 18.3). Alternatif dengan skor tertinggi harus dipilih dan direkomendasikan untuk desain dan konstruksi.

3. Pertimbangan Desain

Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Desain Struktural Penghalang Suara saat ini merupakan referensi utama untuk beban desain, kombinasi beban, dan kriteria desain untuk dinding kedap suara beton, baja, dan batu bata.

a) Beban Desain

Beban yang harus dipertimbangkan dalam desain penghalang suara adalah beban mati, beban angin, beban seismik, tekanan tanah, dampak lalu lintas, dan beban es dan salju.
Beban Mati

Berat semua komponen yang membentuk dinding kedap suara harus diterapkan pada pusat gravitasi setiap komponen.

Beban Angin

Beban angin harus diterapkan tegak lurus terhadap permukaan dinding dan pada titik pusat permukaan yang terpapar. Tekanan angin minimum harus dihitung dengan rumus berikut:

$$P = 0.00256(1.3V)^2 C_d C_c \quad (0.0000473(1.3V)^2 C_d C_c) \quad (18.1)$$

di mana

P = tekanan angin dalam pound per kaki persegi (kilopascal)

V = kecepatan angin dalam mil per jam (km/jam) berdasarkan interval pengulangan rata-rata 50 tahun

Tabel 18.3 Matriks Keputusan Untuk Alternatif Dinding Kedap Suara

Parameter Penilaian	Bobot Relatif (%)	Dinding Peredam Suara Beton Tipe Tiang Dan Panel Standar				Dinding Peredam Suara Panel Beton Berpaten			
		Alternatif I (Atas Dinding Penahan)		Alternatif II (Depan Dinding Penahan)		Alternatif I (Atas Dinding Penahan)		Alternatif II (Depan Dinding Penahan)	
		Rating	Skor	Rating	Skor	Rating	Skor	Rating	Skor
1. Biaya Konstruksi Awal	40	7,8	3,12	10,00	4,00	6,20	2,48	7,30	2,92
2. Estetika	15	10,0	1,50	9,00	1,35	8,00	1,20	7,00	1,05
3. Dampak Hak Jalan	10	10,0	1,00	10,0	1,00	10,0	1,00	10,0	1,00
4. Kemudahan Konstruksi	10	7,00	0,70	10,0	1,00	5,00	0,50	8,00	0,80
5. Dampak Drainase	5	9,00	0,45	9,00	0,45	9,00	0,45	9,00	0,45
6. Akses Konstruksi	5	9,00	0,45	8,00	0,40	9,00	0,45	8,00	0,40
7. Dampak Utilitas	5	10,00	0,50	9,00	0,45	10,00	0,50	9,00	0,45
8. Biaya Perawatan	5	10,00	0,50	8,00	0,40	10,00	0,50	8,00	0,40
9. Perawatan & Perlindungan Lalu Lintas	5	10,00	0,50	8,00	0,40	10,00	0,50	8,00	0,40
Total Skor			8,72		9,45		7,58		7,87
Peringkat (Ranking)			2		1		4		3

Tabel 18.4 Koefisien C_c

Kategori Eksposur	Zona Ketinggian (H) dalam kaki (meter) ^a		
	0 < H ≤ 14 (4)	0 < H ≤ 29 (9)	Lebih dari 29 (9)
Eksposur B1 — Area perkotaan dan pinggiran kota dengan banyak rintangan yang berdekatan seukuran rumah tinggal tunggal atau lebih besar, yang mendominasi arah angin dari dinding suara sejauh minimal 1500 kaki (450 m); untuk dinding suara yang tidak terletak pada struktur.	0,37	0,50	0,59
Eksposur B2 — Area perkotaan dan pinggiran kota dengan medan yang lebih terbuka yang tidak memenuhi persyaratan Eksposur B1; untuk dinding suara yang tidak terletak pada struktur.	0,59	0,75	0,85
Eksposur C — Medan terbuka dengan rintangan yang tersebar; kategori ini mencakup lahan datar, pedesaan	0,80	1,00	1,10

terbuka, dan padang rumput; eksposur ini digunakan untuk dinding suara yang terletak pada struktur jembatan, dinding penahan, atau penghalang lalu lintas.			
^a Diberikan sebagai jarak dari permukaan tanah rata-rata di sekitarnya ke pusat massa area yang dibebani dalam ft (m).			

(1.3V) = kecepatan hembusan angin, peningkatan 30% pada kecepatan angin desain

C_d = koefisien hambatan (1.2 untuk penghalang suara)

C_c = koefisien gabungan tinggi, paparan, dan lokasi

Tiga kategori paparan dan nilai C_c terkait yang ditunjukkan pada Tabel 18.4 harus dipertimbangkan untuk menentukan tekanan angin.

Beban Seismik: Beban berikut berlaku untuk dinding kedap suara jika struktur di area yang sama dirancang untuk beban seismik:

$$\text{Seismic Load} = EQD = A \times f \times D \quad (18.2)$$

di mana

EQD = beban mati seismik

D = beban mati dinding kedap suara

A = koefisien percepatan

f = koefisien beban mati (gunakan 0,75 untuk beban mati, kecuali pada jembatan; 2,50 untuk beban mati pada jembatan; 8,0 untuk beban mati untuk sambungan dinding non-cor-di-tempat ke jembatan; 5,0 untuk beban mati untuk sambungan dinding non-cor-di-tempat ke dinding penahan).

Hasil perkalian A dan f tidak boleh kurang dari 0,10.

Beban Tanah

Beban tanah yang diterapkan pada bagian mana pun dari dinding kedap suara dan fondasinya harus sesuai dengan Spesifikasi *Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya*, Bagian 3.20 — Tekanan Tanah, kecuali bahwa beban tambahan hidup tidak boleh digabungkan dengan beban seismik.

Beban Lalu Lintas

Tidak perlu menerapkan beban dampak lalu lintas pada dinding kedap suara kecuali jika digabungkan dengan penghalang lalu lintas beton. Sistem pondasi untuk kombinasi dinding kedap suara dan penghalang lalu lintas yang terletak berdekatan dengan lereng sisi jalan raya tidak boleh kurang dari yang dibutuhkan untuk beban dampak lalu lintas saja.

Ketika kombinasi dinding kedap suara dan penghalang lalu lintas ditopang pada struktur atas jembatan, desain detail pemasangan penghalang lalu lintas didasarkan pada beban kelompok yang berlaku atau beban lalu lintas seperti yang diberikan dalam Spesifikasi *Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya*, mana pun yang berlaku.

Tabel 18.5 Kombinasi Beban

Desain Tegangan Kerja (WSD)		Desain Faktor Beban (LFD)

Kelompok Beban		Overstress yang Diizinkan (% dari Unit Tegangan)	Kelompok Beban	
Grup I	$D + E + SC$	100%	Grup I	$\beta \times D + 1.7E + 1.7SC$
Grup II	$D + W + E + SC$	133%	Grup II	$\beta \times D + 1.7E + 1.3W + 1.3I$
Grup III	$D + EQD + E$	133%	Grup III	$\beta \times D + 1.3E + 1.3EQE$
Grup IV	$D + W + E + I$	133%	Grup IV	$\beta \times D + 1.3E + 1.3EQD$
Grup V	-	-	Grup V	$\beta \times D + 1.1E + 1.1(EQE + EQD)$

$\beta = 1,0$ atau $1,3$, mana pun yang mengontrol desain; D = beban mati; E = tekanan tanah lateral; SC = beban tambahan hidup; W = beban angin; EQD = beban mati seismik; EQE = beban tanah seismik; I = beban es dan salju

Beban Es dan Salju

Jika terdapat tumpukan salju, pengaruhnya perlu dipertimbangkan.

Beban Jembatan

Ketika dinding kedap suara ditopang oleh struktur atas jembatan, beban angin atau seismik yang akan ditransfer ke struktur atas dan bawah jembatan harus sesuai dengan yang ditentukan di atas pada Beban Angin dan Beban Seismik. Penguatan tambahan mungkin diperlukan pada pembatas lalu lintas dan bagian yang menjorok dari dek untuk menahan beban yang ditransfer oleh dinding kedap suara.

b) Kombinasi Beban

Kelompok-kelompok dalam Tabel 18.5 mewakili berbagai kombinasi beban yang mungkin dikenakan pada struktur dinding kedap suara. Setiap bagian dinding dan fondasinya harus dirancang untuk kelompok beban ini.

c) Persyaratan Fungsional

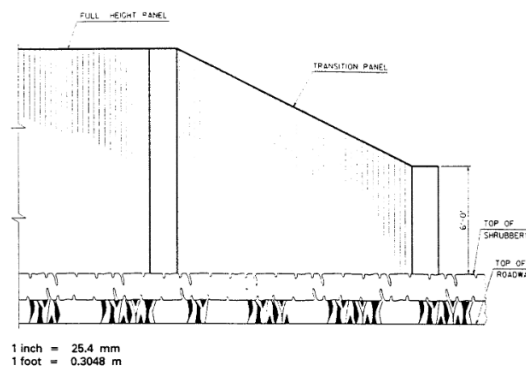
Persyaratan fungsional dasar untuk dinding kedap suara adalah sebagai berikut:

- Untuk mencegah benturan kendaraan, dinding kedap suara harus ditempatkan sejauh mungkin dari zona bebas hambatan jalan. Di lokasi di mana hak jalan terbatas, rel pemandu atau pembatas beton harus digunakan di depan dinding kedap suara.
- Dinding kedap suara, terutama di sepanjang jalur yang melengkung, tidak boleh menghalangi garis pandang pengemudi, dan oleh karena itu mengurangi jarak pandang pengemudi hingga kurang dari jarak yang dibutuhkan untuk berhenti dengan aman.
- Untuk menghindari dampak visual yang tidak diinginkan pada fitur estetika area sekitarnya, tinggi minimum dinding kedap suara tidak boleh kurang dari tinggi pagar hak jalan, dan dinding yang lebih tinggi dari 15 kaki (4,5 m) harus dihindari.
- Untuk mencegah pembentukan es di jalan raya, dinding kedap suara tidak boleh ditempatkan dalam jarak kurang dari satu setengah kali tinggi jalan yang dilalui.
- Untuk mencegah kejenuhan tanggul miring dan menghindari kondisi tanah yang tidak stabil, fasilitas drainase melintang dan memanjang harus disediakan di sepanjang dinding kedap suara.

- Untuk mengendalikan tumpahan api atau bahan kimia di jalan raya, sambungan selang pemadam kebakaran harus disediakan melalui dinding kedap suara ke hidran pemadam kebakaran di sisi yang berlawanan.

d) Pertimbangan Pemeliharaan

Dinding kedap suara harus ditempatkan sedekat mungkin dengan garis batas jalan untuk menghindari terciptanya jalur tanah di belakang dinding kedap suara dan berdekatan dengan garis batas jalan. Jika hal ini tidak praktis, maka perlu dipertimbangkan untuk mengakomodasi fungsi pemeliharaan dan lansekap independen di belakang dinding. Dalam kasus di mana akses ke sisi batas jalan dari dinding kedap suara tidak memungkinkan melalui jalan lokal, maka akses melalui dinding kedap suara harus disediakan pada interval tertentu di sepanjang dinding dengan menggunakan pintu yang kokoh atau tumpang tindih dua dinding kedap suara paralel. Dinding kedap suara paralel yang menyembunyikan bukaan akses harus tumpang tindih minimal empat kali jarak offset untuk menjaga integritas peredaman kebisingan dinding kedap suara utama.



Gambar 18.1 Transisi Tipikal Di Ujung Dinding.

Di lingkungan perkotaan, dinding kedap suara dapat menjadi sasaran grafiti. Sebagai pencegahan, tekstur permukaan di sisi hunian dinding harus dipilih kasar dan tidak rata agar sulit untuk menempatkan grafiti, atau sangat halus untuk memudahkan penghapusan grafiti. Dinding kedap suara dengan tekstur kasar dan warna gelap dikenal dapat mencegah grafiti.

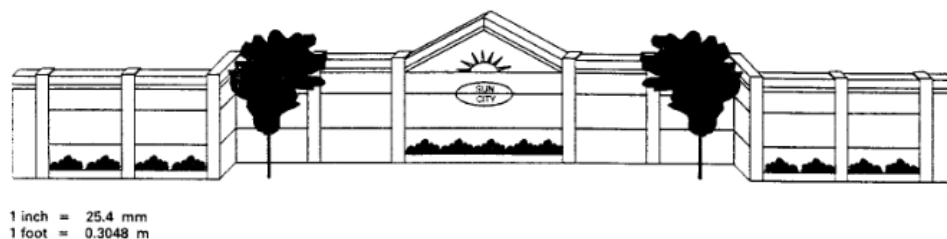
e) Pertimbangan Estetika

Alternatif dinding kedap suara yang dipilih harus memenuhi dua persyaratan estetika: kualitas visual dinding kedap suara sebagai keseluruhan dinamis yang dilihat dari kendaraan yang bergerak, dan sebagai bentuk dan tekstur stasioner seperti yang dilihat oleh penduduk. Penampilan dinding kedap suara harus menghindari kesan monoton bagi pengemudi; juga tidak boleh terlalu mengganggu. Ada beberapa cara untuk mencapai keseimbangan dinamis yang menyenangkan:

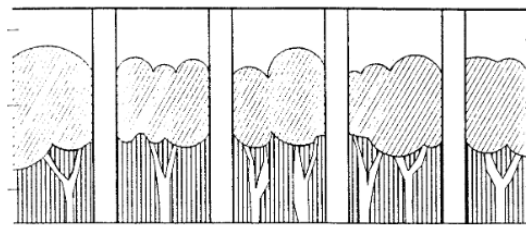
- Menggunakan penurunan yang terpisah tetapi seimbang — 1 hingga 2 kaki (0,3 hingga 0,6 m) — di bagian atas dinding untuk memecah monoton linier.
- Menerapkan transisi bertahap dari tanah ke bagian atas dinding kedap suara dengan memanfaatkan semak-semak yang tumbuh lambat di depan dinding dan panel dinding yang meruncing di ujung dinding (lihat Gambar 18.1).

- Membuat penanda untuk memberikan rasa jarak dan lokasi kepada pengemudi. Hal ini dapat dicapai dengan memanfaatkan fitur lansekap yang berbeda dengan pepohonan dan tanaman, atau menciptakan gerbang dengan fitur arsitektur yang berbeda seperti kotak tanaman, ceruk dinding, dan teras (Gambar 18.2), atau lapisan permukaan atau tekstur khusus menggunakan cetakan (Gambar 18.3). Gerbang juga dapat digunakan untuk membatasi batas-batas komunitas individu di sepanjang dinding kedap suara dengan menggunakan desain gerbang yang unik untuk setiap komunitas.

Sedangkan untuk pandangan statis dari penghalang kebisingan, seperti yang dilihat oleh penduduk, tekstur dan pewarnaan permukaan adalah alat yang paling umum digunakan untuk mendapatkan penerimaan dari publik. Dengan menggunakan lapisan bertekstur, dimungkinkan untuk mendapatkan berbagai tingkat pantulan cahaya pada permukaan dinding dan untuk membangkitkan rasa dimensi ketiga.



Gambar 18.2 Gerbang.



Gambar 18.3 Finishing Arsitektur Menggunakan Pelapis Cetakan.

Metode tekstur yang paling umum digunakan adalah dengan menggores permukaan panel yang terbuka setelah beton ditempatkan di dalam cetakan. Mencetak pola pada permukaan beton segar adalah metode tekstur lainnya. Pewarnaan beton dapat dicapai dengan menambahkan pigmen ke dalam campuran beton (pewarnaan internal) atau melapisi permukaan panel dengan pewarna berbasis air (pewarnaan eksternal). Meskipun pewarnaan internal membutuhkan perawatan yang lebih sedikit selama siklus hidup dinding, mencapai konsistensi warna antar panel sangat sulit karena variasi warna semen dan tingkat dispersi pigmen. Pewarnaan menawarkan keseragaman warna. Namun, pewarnaan ulang panel mungkin diperlukan setelah 10 hingga 15 tahun pemakaian.

4. Dinding Peredam Suara yang Dipasang di Tanah

a) Sistem Dinding Peredam Suara Umum

Sistem dinding peredam suara umum (Tabel 18.6) menggunakan bahan konstruksi umum seperti tanah, beton, batu bata, blok batu, logam, dan kayu. Kecuali tanah, semua

bahan lain biasanya dibuat menjadi sistem tiang dan panel di bengkel, dan dipasang pada fondasi beton pracetak atau cor di tempat di lokasi.

b) Sistem Dinding Kedap Suara Milik Perusahaan

Pada akhir tahun 1970-an dan awal 1980-an, tindakan regulasi oleh Kongres, Badan Perlindungan Lingkungan (EPA), dan Administrasi Jalan Raya Federal (FHWA) secara efektif meluncurkan industri baru. Sejak saat itu, sejumlah sistem dinding kedap suara milik perusahaan (Tabel 18.7) telah diperkenalkan dan menjadi sukses.

c) Jenis Pondasi

Jenis pondasi berikut ini umumnya digunakan untuk dinding kedap suara:

Tabel 18.6 Sistem Dinding Kedap Suara Umum

Jenis	Karakteristik
Dinding Beton	Sekitar 45% dari seluruh dinding peredam bising yang ada dibuat dari beton. Daya tahan yang tinggi, kemudahan konstruksi, serta biaya konstruksi dan pemeliharaan yang rendah menjadikan beton sebagai material yang paling banyak digunakan dalam pembangunan dinding peredam bising. Tiang dan panel pracetak umumnya digunakan bersama dengan pondasi beton cor di tempat.
Tanggul Tanah	Tanggul tanah, baik digunakan sendiri maupun dikombinasikan dengan jenis dinding peredam bising lainnya, mencakup sekitar 25% dari seluruh dinding peredam bising yang ada. Kemudahan konstruksi, biaya rendah, serta ketersediaan material untuk lanskap menjadikan tanggul tanah sebagai pilihan utama material dinding peredam bising apabila tersedia ruang bebas (right-of-way) yang mencukupi.
Dinding Kayu	Kayu digunakan sebagai material konstruksi pada sekitar 15% dari dinding peredam bising yang ada. Kayu merupakan material konstruksi yang fleksibel dan dapat digunakan dalam berbagai bentuk pada pembangunan dinding peredam bising. Tiang kayu dapat berupa kayu gergajian utuh, laminasi, atau berbentuk tiang bulat; tiang dapat ditanam langsung ke tanah atau dipasang pada pondasi beton, sedangkan papan kayu atau panel kayu lapis dapat dipaku atau dibaut ke tiang di lokasi.
Dinding Bata dan Blok Beton	Jenis dinding ini mencakup sekitar 10% dari total konstruksi dinding peredam bising. Bata dan blok pasangan beton dapat dirakit terlebih dahulu menjadi panel di lokasi pabrik atau dipasang dengan mortar langsung di lapangan. Bergantung pada tinggi dinding, tulangan horizontal dan/atau vertikal mungkin diperlukan.
Dinding Logam	Dinding logam mencakup sekitar 5% dari konstruksi dinding peredam bising. Tiang logam dapat dipancang langsung ke tanah, ditanam dalam pondasi beton, atau dipasang di atas pondasi. Umumnya, panel logam yang terbuat dari lembaran bergelombang dihubungkan satu sama lain

	untuk membentuk permukaan yang kaku, kemudian seluruh rangkaian panel dibaut ke tiang.
Dinding Kombinasi	Dalam beberapa kondisi, disarankan untuk mengombinasikan dua atau lebih material konstruksi dinding peredam bising guna memanfaatkan keunggulan masing-masing material. Kombinasi yang umum adalah penggunaan tanggul tanah bersama jenis dinding lainnya di lokasi yang tidak memungkinkan pembangunan tanggul tanah setinggi penuh akibat keterbatasan ruang bebas. Dalam kondisi ini, tanggul tanah dibangun hingga batas ruang bebas, sedangkan sisa ketinggian yang diperlukan untuk peredaman bising penuh dipenuhi dengan dinding beton, kayu, atau logam. Kombinasi lain yang sering digunakan adalah tiang baja dengan panel atau papan dinding beton, kayu, atau komposit. Keunggulan utama kombinasi ini adalah kemudahan pembuatan sambungan cepat menggunakan baut atau las antara tiang baja dan pondasi.

Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang dari kayu, baja, dan beton dapat ditancapkan ke dalam tanah untuk berfungsi sebagai pondasi, dan juga sebagai tiang untuk dinding kedap suara. Salah satu kekurangan dari sistem pondasi ini adalah masalah pengendalian kelurusan dan lokasi tiang pancang. Selain itu, kerusakan pada ujung tiang pancang seringkali memerlukan pemangkasan dan/atau perbaikan. Di sisi lain, keuntungan dari pondasi tiang pancang adalah kemudahan dan ekonomisnya pemasangan di hampir semua jenis tanah kecuali batuan, dan penyelesaian pemasangan pondasi dan tiang dalam proses satu langkah.

Pondasi Caisson (Bore)

Caisson adalah jenis pondasi yang paling sering digunakan dalam konstruksi dinding kedap suara. Ini melibatkan penggalian lubang bundar menggunakan peralatan auger (penggunaan selubung logam mungkin diperlukan untuk mencegah runtuhnya dinding lubang), pemasangan sangkar penguat, memasukkan tiang atau, sebagai alternatif, memasang rakitan baut jangkar untuk sambungan tiang, dan akhirnya pengecoran beton. Keuntungan pondasi caisson adalah kemudahan pemasangan di semua jenis tanah (kecuali tanah yang mengandung batu besar), kemudahan melakukan konstruksi di ruang sempit dengan sedikit gangguan terhadap lingkungan sekitar, dan kemampuan untuk menempatkan tiang secara akurat pada bidang horizontal dan tegak lurus pada bidang vertikal. Kerugiannya adalah kemungkinan besar masuknya air ke dalam lubang galian di daerah dengan muka air tanah yang tinggi, gangguan batu besar terhadap proses pengeboran, dan adanya aktivitas konstruksi bersamaan, seperti pengeboran, penempatan tulangan, pemasangan tiang, dan pengecoran beton. Dalam konstruksi caisson, semua tugas ini harus diatur dengan cermat untuk mencapai operasi yang hemat biaya dan dipercepat.

Fondasi Sebar

Fondasi sebar adalah pilihan ideal di mana lokasi konstruksi cocok untuk penggalian tipe parit kontinu menggunakan peralatan penggalian berat. Setelah penggalian parit selesai hingga dasar pondasi yang diusulkan, pondasi cor di tempat dapat dibangun di atas tanah, atau pondasi pracetak dapat didirikan. Jika pondasi pracetak digunakan, pengasaran bagian bawah pondasi dikombinasikan dengan penempatan lapisan batu pecah dengan lapisan tipis semen di bawah pondasi mungkin diperlukan untuk mencapai faktor keamanan yang diinginkan terhadap pergeseran.

Tabel 18.7 Sistem Dinding Kedap Suara Milik Perusahaan

Jenis (Type)	Karakteristik (Features)
Sierra Wall	Sistem dinding peredam bising ini terdiri atas panel dinding pracetak dan pondasi beton cor di tempat. Setiap panel diproduksi secara pracetak dengan tiang pilaster yang menyatu pada salah satu sisinya dan dihubungkan dengan panel di sebelahnya menggunakan sambungan lidah-dan-alur (<i>tongue-and-groove</i>). Sambungan antara panel dinding dan pondasi diamankan dengan cara mengelas pelat baja yang tertanam di dasar tiang ke pelat baja yang dipasang di bagian atas pondasi.
Port-O-Wall	Sistem dinding peredam bising ini juga menggunakan panel pracetak dan pondasi beton cor di tempat. Setiap panel dinding beton pracetak dihubungkan dengan panel yang bersebelahan melalui sambungan lidah-dan-alur. Panel-panel tersebut juga dihubungkan secara mekanis menggunakan batang baja horizontal di bagian atas dan bawah. Lubang berbentuk persegi panjang di bagian bawah setiap panel memungkinkan pemasangan tulangan transversal untuk membentuk pondasi beton cor di tempat yang menerus.
Fan Wall	Sistem dinding beton pracetak ini merupakan dinding berdiri bebas berbentuk bergerigi (<i>castellated</i>) yang tidak memerlukan pondasi beton. Sistem sambungan yang dapat diputar dan saling mengunci memungkinkan panel dipasang pada berbagai sudut. Sambungan di sepanjang sisi setiap panel memiliki tepi cekung dan cembung yang saling bertemu serta menggunakan rangkaian konektor kabel baja nirkarat tipe kedirgantaraan.
Sound Zero	Sistem panel ringan ini memiliki berat sekitar 8lb/ft ² (380 Pa), diproduksi hingga mencapai tinggi dinding penuh, dan dipasang di atas pondasi beton cor di tempat atau parapet jembatan dengan menggunakan tiang beton atau baja.
Carsonite® Sound Barrier	Sistem panel ini memiliki modul sambungan lidah-dan-alur yang terbuat dari selubung komposit polimer bertulang fiberglass, yang diisi dengan tanah atau ban daur ulang. Panel yang ringan dengan berat sekitar 7,5 lb/ft ² (360 Pa) dirakit terlebih dahulu di luar lokasi dan dipasang di antara

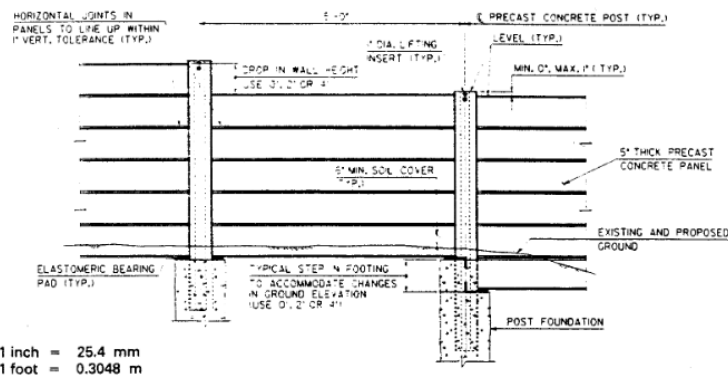
	tiang yang ditanam pada pondasi beton cor di tempat, penghalang lalu lintas, atau parapet jembatan.
Contech Noise Walls	Sistem dinding ini terdiri atas tiang baja canai panas (<i>hot-rolled</i>) dan panel baja saling mengunci yang dibentuk secara canai dingin (<i>cold-formed</i>). Seluruh komponen dinding digalvanisasi, dan panel juga dilindungi tambahan melalui pilihan pelapisan berwarna.
Evergreen Noise Abatement Walls	Sistem dinding ini terdiri atas unit beton pracetak dan didukung oleh pondasi beton cor di tempat, baik secara individual maupun menerus. Unit pracetak disusun bertingkat membentuk dinding berdiri bebas. Material granular pilihan ditempatkan pada setiap unit dinding dan dipadatkan sebelum pemasangan unit berikutnya. Rongga unit dinding diisi dengan tanah pucuk (<i>topsoil</i>) untuk mendukung penanaman dan pertumbuhan tanaman hijau sepanjang tahun maupun tanaman gugur.
Maccaferri Gabion Sound Walls	Sistem dinding peredam bising ini menggunakan keranjang gabion yang disusun bertingkat untuk membentuk dinding berdiri bebas. Keranjang kawat berlapis seng atau PVC diisi dengan batu agar menyatu dengan lingkungan alami. Bagian inti keranjang juga dapat diisi dengan tanah pucuk untuk memungkinkan penanaman vegetasi.

Pondasi Pengikat

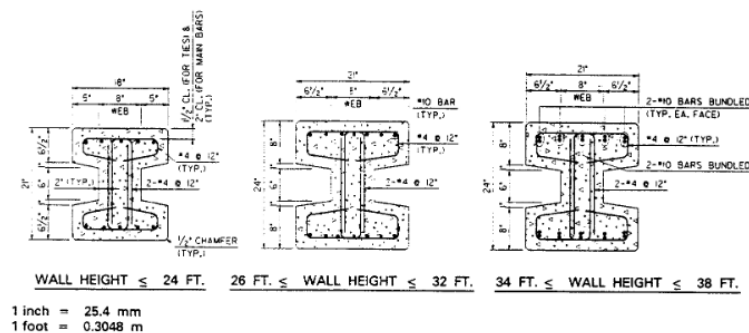
Di lokasi di mana batuan berada di permukaan atau dekat permukaan, pengeboran untuk caisson atau penggalian untuk pondasi bentang mungkin terlalu mahal dan memakan waktu. Solusi yang lebih praktis dalam hal ini adalah penggunaan alas beton yang ditancapkan ke batuan dengan pengikat prategang. Detail alas yang mirip dengan batang pondasi bentang dapat dibangun untuk memungkinkan penyisipan tiang ke dalam ceruk di batang, atau pemasangan rakitan jangkar untuk menghubungkan tiang ke bagian atas batang.

4. Detail Khas

Sketsa yang ditunjukkan dalam bab ini menggambarkan sistem dinding kedap suara beton yang terdiri dari tiang dan panel pracetak yang ditopang pada pondasi bentang. Panel pracetak (Gambar 18.4) memiliki ketebalan 5 inci (130 mm) dan diperkuat dengan jaring kawat untuk menahan beban angin. Penguatan tambahan ditempatkan di sepanjang tepi panel untuk menahan beban vertikal. Dua sisipan cor di tempat disediakan di bagian atas panel untuk penanganan dan pemasangan. Panel memiliki tinggi 4 kaki (1,2 m) dan membentang di antara tiang yang berjarak 15 kaki (4,6 m) di tengahnya. Sambungan yang tumpang tindih antar panel memberikan permukaan kedap air. Sisi panel yang menghadap jalan raya dihaluskan dan sisi panel yang menghadap perumahan memiliki permukaan yang diratakan untuk mencegah grafiti.



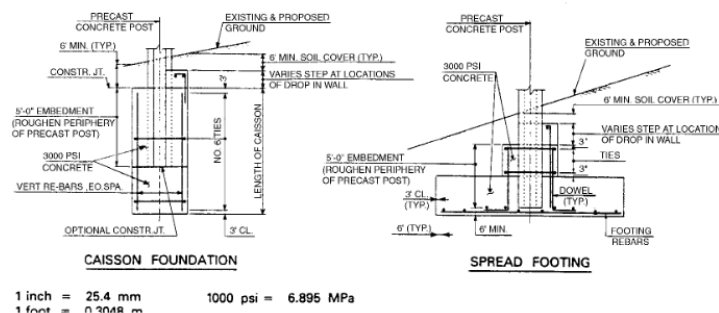
Gambar 18.4 Dinding Kedap Suara Tiang Dan Panel Beton Pracetak.



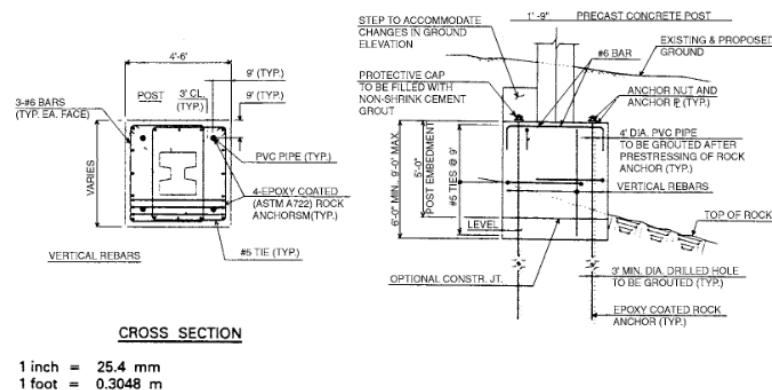
Gambar 18.5 Detail Tiang Beton Pracetak.

Tiang beton pracetak (Gambar 18.5) berbentuk H untuk menerima penyisipan panel dan memungkinkan perubahan sudut sekitar 10° pada orientasi panel. Kedua flensa diperkuat dengan tulangan baja lunak untuk menahan beban angin yang ditransmisikan dari panel. Untuk tiang yang lebih panjang dari 34 kaki (10 m), penggunaan untai prategang mungkin perlu dipertimbangkan untuk mencegah kepadatan tulangan pada flensa. Tulangan geser yang membungkus garis luar web dan flensa juga disediakan.

Empat jenis pondasi untuk digunakan dalam kondisi tanah dan lokasi yang berbeda ditampilkan: pondasi caisson (Gambar 18.6) untuk lokasi tanpa bebatuan besar; pondasi telapak cor di tempat dan pracetak (Gambar 18.6) di lokasi di mana bebatuan besar sering ditemukan; dan pondasi pengikat (Gambar 18.7) di lokasi di mana batuan berada dekat dengan permukaan.



Gambar 18.6 Pondasi Caisson Dan Pondasi Telapak.



Gambar 18.7 Pondasi Pengikat.

5. Dinding Peredam Suara yang Dipasang di Jembatan

a) Penilaian Jembatan yang Ada untuk Menopang Dinding Peredam Suara

Kapasitas komponen struktur atas yang ada (pembatas jalan, pelat dek, balok, dan diafragma) harus diperiksa sebelum memutuskan untuk memasang penghalang suara pada jembatan yang ada. Selain itu, kapasitas bantalan dan pilar yang ada juga dapat diselidiki karena peningkatan reaksi balok. Gaya utama yang perlu dipertimbangkan adalah beban mati dinding kedap suara, beban angin dan es pada panel dan tiang, serta torsi yang dihasilkan oleh eksentrisitas gaya-gaya tersebut. Seringkali, pelat dek, balok, gelagar, dan balok lantai yang ada cenderung memiliki kapasitas lentur berlebih untuk menahan beban tambahan.

Namun, mereka mungkin tidak memiliki kapasitas cadangan untuk menahan torsi tambahan. Transmisi gaya dari dinding kedap suara ke struktur atas jembatan dapat ditentukan dengan lebih baik menggunakan grid tiga dimensi atau model elemen hingga. Model struktural harus mempertimbangkan kekakuan pelat dek, gelagar, dan diafragma, serta kendala yang ditimbulkan oleh bantalan di ujung gelagar. Dalam hal apa pun, dampak torsi yang signifikan harus diperkirakan pada pelat dek, diafragma, gelagar fasia, dan gelagar interior pertama dan kedua pada struktur atas multi-gelagar.

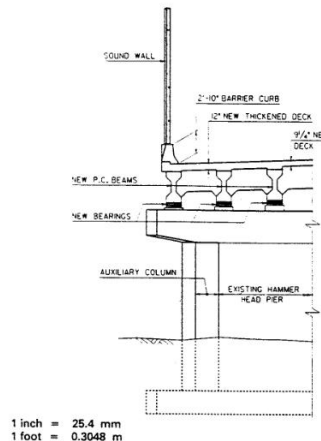
b) Penguatan Struktur Atas Jembatan yang Ada untuk Menahan Dinding Kedap Suara

Struktur atas balok baja multi-lapisan relatif mudah diperkuat untuk menahan momen, geser, dan torsi yang ditambahkan akibat pemasangan dinding kedap suara. Memasang pelat penutup tambahan pada flensa bawah mungkin cukup untuk memperkuat balok baja. Namun, penguatan balok I beton pracetak menimbulkan tantangan yang lebih besar. Menambahkan untaian prategang, tulangan memanjang dan geser, dan membungkus untaian dan batang tulangan dalam massa beton berkekuatan tinggi mungkin merupakan cara yang layak untuk memperkuat balok I yang ada. Meskipun demikian, waktu dan biaya yang terlibat dalam penguatan balok I beton harus selalu dibandingkan dengan biaya penggantian struktur atas sebelum alternatif penguatan dipertimbangkan secara serius.

Bahkan jika pelat dek dan balok jembatan yang ada ditemukan memadai atau dapat diperkuat, mungkin masih ada kebutuhan untuk mengganti setidaknya parapet jembatan agar dapat menambatkan tiang-tiang dinding kedap suara.

2. Detail Khas

Detail dinding peredam suara retrofit khas (Gambar 18.8) pada jembatan yang sudah ada menampilkan tiang baja yang ditancapkan ke pembatas jalan New Jersey. Bagian atas pembatas jalan baru dibuat lebih besar untuk menerima pelat dasar untuk tiang dinding peredam suara. Panel beton pracetak ringan digunakan untuk mengurangi dampak beban mati. Jembatan ini menggabungkan beberapa fitur penguatan.



Gambar 18.8 Dinding Peredam Suara Yang Dipasang Di Jembatan.

Pelat dek dipertebal di atas balok fasia baru dan dua balok yang berdekatan. Semua balok baru serta bantalan dan diafragma baru dirancang untuk menahan beban dinding peredam suara tambahan. Pada pilar kepala palu yang sudah ada, panjang kantilever kepala pilar dikurangi dengan menambahkan kolom bantu. Langkah ini dimaksudkan untuk menangkal efek peningkatan reaksi balok.

6. Struktur Dinding Peredam Suara Independen

a) Kebutuhan akan Struktur Dinding Peredam Suara Independen

Jika tidak memungkinkan untuk memperkuat atau mengganti komponen jembatan yang ada untuk menopang dinding peredam suara yang diusulkan, alternatifnya adalah menyediakan struktur berdiri bebas untuk menopang dinding peredam suara di sepanjang jembatan yang ada. Dalam desain struktur dinding peredam suara independen, pedoman berikut dapat diikuti:

- Seharusnya tidak ada kebocoran suara antara jembatan dan struktur independen. Perangkat penutup harus disediakan di antara kedua struktur untuk menghalangi kebocoran suara dan, pada saat yang sama, memungkinkan pergerakan termal dan penurunan diferensial struktur tanpa saling mempengaruhi secara negatif.
- Untuk menjaga konsistensi tampilan dinding peredam suara, panel pada struktur independen harus sesuai dengan panel dinding peredam suara yang dipasang di tanah di sebelahnya setidaknya dalam hal tekstur dan penampilan.
- Struktur independen harus meniru tampilan jembatan yang ada sebisa mungkin dan mengikuti susunan bentang jembatan yang ada. Komponen struktur bawah dari struktur

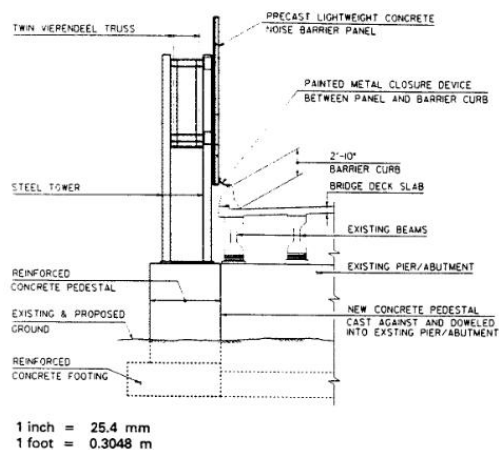
independen tersebut juga harus menggunakan material dan perlakuan arsitektur yang sama seperti yang digunakan pada jembatan yang berdekatan.

- Struktur atas dari struktur independen yang menopang panel peredam suara harus sesuai dengan garis horizontal jembatan dan mampu menahan beban mati panel dan beban angin yang bekerja pada panel.
- Efek kelelahan, akibat perubahan arah angin, harus dipertimbangkan dalam desain komponen baja struktural dari struktur independen serta sambungannya.
- Struktur penghalang suara independen tidak boleh melanggar batas ruang bebas lateral dan vertikal jembatan yang ada.
- Karena struktur dinding peredam suara independen biasanya menanggung beban vertikal kecil (beban mati dan beban es) dan beban transversal yang sangat eksentrik (beban angin), maka struktur tersebut harus didirikan di atas tiang pancang dengan kapasitas tarik tinggi atau dihubungkan dengan pasak ke abutmen dan pilar jembatan yang ada, dengan syarat komponen jembatan tersebut memiliki kapasitas yang memadai.

b) Detail Khas

Berikut ini adalah fitur khas dari struktur dinding kedap suara independen (Gambar 18.9):

- Pondasi dan alas beton bertulang cor di tempat yang dicor dan dipasang dengan pasak ke abutmen dan pilar jembatan yang ada untuk mencegah goyangan struktur dinding kedap suara independen dalam arah melintang di bawah beban angin yang besar.
- Menara baja yang terbuat dari sepasang tabung baja struktural ditopang pada alas beton dan membawa rangka Vierendeel kembar.
- Rangka Vierendeel terbuat dari tabung baja struktural, dan terdiri dari batang atas dan bawah yang menerus dan penyangga yang dilas alur yang membentang di antara batang-batang tersebut. Rangka kembar dibentuk dengan menghubungkan setiap anggota batang atas dan bawah ke anggota yang berdekatan menggunakan penyangga horizontal yang dilas alur.



Gambar 18.9 Struktur Dinding Kedap Suara Independen.

- Dinding kedap suara terdiri dari panel beton bertulang ringan setebal 5 inci (130 mm) yang dibaut ke tiang vertikal (berbentuk W) dengan jarak 5 kaki (1,5 m). Tiang vertikal dibaut ke dua spacer (berbentuk W) pada level batang atas dan bawah. Spacer ini kemudian dilas di bengkel ke penyangga vertikal rangka.
- Celah antara panel dinding dan parapet jembatan ditutup menggunakan pelat baja bengkok berbentuk L. Kaki horizontal pelat baja dibaut ke bagian atas parapet. Kaki vertikal diposisikan ke atas dan tumpang tindih dengan panel dinding sekitar 10 inci (250 mm). Sebuah 2 inci Celah (50 mm) disediakan antara panel dinding dan kaki tegak pelat bengkok untuk memungkinkan pergerakan independen jembatan dan dinding kedap suara.

18.2 PAGAR JEMBATAN

1. Pendahuluan

Pagar dipasang di sepanjang tepi struktur untuk melindungi pejalan kaki, pengendara sepeda, dan lalu lintas kendaraan. Tergantung pada fungsi yang dirancang untuknya, pagar jembatan diklasifikasikan sebagai: pagar pejalan kaki, pagar sepeda, pagar lalu lintas, dan pagar kombinasi. Untuk setiap kategori, *Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya*, edisi ke-16, telah mendefinisikan persyaratan geometris spesifik dan beban yang akan diterapkan pada berbagai elemen pagar. Pendekatan alternatif untuk menentukan geometri dan beban pagar yang unik atau baru disajikan dalam *Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Pagar Jembatan*.

Di Amerika Serikat, sebagian besar negara bagian memiliki standar sendiri untuk geometri pagar jembatan dan kriteria desain. Standar ini umumnya mengikuti Spesifikasi Standar atau Panduan AASHTO. Dalam kasus di mana desain khusus harus disediakan untuk pagar baru atau pagar yang sudah ada harus ditingkatkan, pembahasan berikut disajikan untuk membantu memahami Standar dan Panduan Spesifikasi AASHTO serta perbedaannya.

Karena keterbatasan, di sepanjang bagian berikut terdapat pernyataan yang memparafrasekan isi referensi-referensi tersebut. Demikian pula, gambar dan tabel adalah milik AASHTO yang disajikan dalam format yang sedikit berbeda untuk lebih sesuai dengan teks. Risalah ini tidak dimaksudkan untuk menggantikan Spesifikasi Standar dan Panduan AASHTO; melainkan dimaksudkan untuk memfasilitasi kode-kode AASHTO dan maksudnya, sebagaimana yang dipahami oleh penulis.

Sehubungan dengan pagar lalu lintas dan pagar lalu lintas dan pejalan kaki gabungan, Spesifikasi Standar AASHTO hanya menetapkan satu set beban yang berlaku untuk semua kelas kendaraan dan semua jenis jalan raya dan lalu lintas; spesifikasi ini tidak mengakui variasi dalam jenis kendaraan, persentase penggunaan truk, kecepatan desain, lalu lintas harian rata-rata (ADT), dan lainnya. Variabel-variabel ini dibahas dalam Spesifikasi Panduan AASHTO yang menetapkan pedoman untuk pengujian tabrakan dan evaluasi pagar jembatan berdasarkan tiga tingkat kinerja. Setiap tingkat kinerja didasarkan pada ADT jalan raya tempat pagar tersebut dipertimbangkan. Namun variabel lain, seperti kecepatan desain, persentase

penggunaan truk, offset rel terhadap lajur lalu lintas, dan jenis jalan raya (terbagi, tidak terbagi, dan satu arah), juga dipertimbangkan dalam pemilihan tingkat kinerja.

Untuk setiap tingkat kinerja, Spesifikasi Panduan menetapkan prosedur uji tabrakan dan kriteria evaluasi tertentu. Prosedur pengujian mencakup jenis, berat, ukuran, dan geometri kendaraan uji serta kecepatan dan sudut benturannya. Berdasarkan hasil uji tabrakan, pagar pembatas dievaluasi sesuai dengan kriteria evaluasi uji tabrakan, yang menetapkan tingkat kinerja yang relevan dan jenis pagar pembatas lalu lintas yang sesuai dengan kebutuhan fungsional suatu lokasi.

Menyadari bahwa uji tabrakan mahal dan memakan waktu, Spesifikasi Panduan menyediakan tabel (Tabel 18.8), berdasarkan hasil uji tabrakan aktual yang dilakukan oleh Program Penelitian Jalan Raya Koperasi Nasional (NCHRP). Dalam tabel ini, beban desain dan geometri pagar pembatas lalu lintas diberikan untuk tiga tingkat kinerja standar dan dua tingkat opsional. Tingkat opsional ini berkaitan dengan truk yang lebih berat dan pagar pembatas yang lebih tinggi. Beban dan dimensi yang tercantum dalam tabel ini berlaku untuk empat pagar pembatas lalu lintas konseptual yang mewakili pagar pembatas lalu lintas atau pagar pembatas kombinasi di Amerika Serikat.

Tabel 18.8 umumnya digunakan untuk mendesain pagar pembatas prototipe yang akan diuji tabrakan. Tabel ini juga digunakan untuk desain pagar pembatas unik di mana biaya pengujian tabrakan tidak dapat dibenarkan. Badan jalan raya didorong untuk melakukan program uji tabrakan ketika pagar pembatas lalu lintas/kombinasi tertentu dipertimbangkan untuk pertama kalinya. Pagar pembatas yang memenuhi kriteria uji tabrakan untuk tingkat kinerja yang diinginkan dikecualikan dari persyaratan Spesifikasi Standar AASHTO.

Untuk pagar pembatas sepeda dan pejalan kaki, Spesifikasi Standar AASHTO dan Spesifikasi Panduan memberikan persyaratan desain yang serupa dengan sedikit perbedaan dalam geometri. Penting untuk dicatat bahwa di tempat lalu lintas pejalan kaki atau sepeda diperkirakan akan terjadi, lalu lintas ini harus dipisahkan dari jalur perjalanan oleh pagar pembatas lalu lintas atau penghalang. Tinggi pagar pembatas ini di atas permukaan trotoar atau jalur sepeda tidak boleh kurang dari 24 inci (610 mm). Selain itu, permukaan pagar pembatas harus halus untuk mencegah potensi tersangkut. Jika diinginkan untuk menaikkan ketinggian pembatas lalu lintas untuk mencegah sepeda jatuh melewati pagar pembatas ke jalan raya, atau untuk meningkatkan tingkat kenyamanan, pagar pembatas lalu lintas atau pagar pembatas kombinasi yang dimodifikasi dapat digunakan.

Jika trotoar yang ditinggikan dengan lebar lebih dari 3,5 kaki (1,067 m) disediakan, Spesifikasi Panduan akan menganggap dapat diterima untuk hanya menggunakan pagar pembatas kombinasi yang telah diuji tabrakan di sepanjang tepi jembatan. Trotoar harus disertakan dalam uji tabrakan yang digunakan untuk menentukan desain pagar pembatas kombinasi. Namun, Spesifikasi Standar tidak secara khusus merujuk pada trotoar yang ditinggikan. Jika trotoar jalan raya menjorok lebih dari 9 inci (229 mm) dari permukaan lalu lintas pagar pembatas (dianggap sebagai jalan setapak atau trotoar), Spesifikasi Standar mengizinkan penggunaan pagar pembatas lalu lintas dan pejalan kaki kombinasi di sepanjang tepi struktur. Di jalan tol perkotaan di mana tepi jalan kurang dari 9 inci (229 mm), Spesifikasi

Standar mensyaratkan pagar pembatas kombinasi untuk memisahkan jalur pejalan kaki dari jalan raya yang berdekatan. Di jalan tol pedesaan, spesifikasi tersebut mensyaratkan pagar pembatas lalu lintas atau penghalang untuk memisahkan pejalan kaki dari lalu lintas kendaraan. Pagar pembatas pejalan kaki harus disediakan di sepanjang tepi struktur di mana jalur pejalan kaki dipisahkan dari jalan raya.

Tabel 18.8 Informasi Desain Pagar Jembatan — Beban Pagar Jembatan, Distribusi Beban, Dan Lokasi

Penamaan Kuantitas	PL-1	PL-2	PL-3	Opsional PL-4	Opsional PL-4T
Grup I (Bodi dan Roda)					
F_{BWH}	30 (133) kips	80 (356) kips	140 (623) kips	200 (890) kips	200 (890) kips
F_{BWL}	± 9 (± 40) kips ± 12 (± 53) kips (turun)	± 24 (± 107) kips 15 (67) kips (turun)	± 42 (± 187) kips +18 (80) kips (turun)	± 60 (267) kips +18 (80) kips (turun)	± 60 (± 267) kips +18 (80) kips (turun)
F_{BWW}	-4 (-18) kips (naik)	-5 (-22) kips (naik)	-6 (-27) kips (naik)	-6 (-27) kips (naik)	-6 (-27) kips (naik)
Grup II (Lantai Trailer)					
F_{FH}	—	—	—	240 (890) kips	200 (890) kips
F_{FL}	—	—	—	± 60 (267) kips -18 (80) kips (turun)	± 50 (± 222) kips +18 (80) kips (turun)
F_{FV}	—	—	—	-6 (-27) kips (naik)	-6 (-27) kips (naik)
Grup III (Truk Tangki)					
F_{TH}	—	—	—	—	200 (890) kips
F_{TL}	—	—	—	—	± 50 (± 222) kips +18 (80) kips (turun)
F_{TV}	—	—	—	—	-6 (-27) kips (naik)
Dimensi Pola Distribusi Beban					
a	24 in. (610)	28 in. (711)	32 in. (813)	36 in. (914)	36 in. (914)
b	12 in. (305)	14 in. (356)	16 in. (406)	18 in. (457)	18 in. (457)
c	—	—	—	12 in. (305)	12 in. (305)
d	—	—	—	6 in. (152)	6 in. (152)
e	—	—	—	—	36 in. (914)
f	—	—	—	—	8 in. (203)
Lokasi Beban					
h_{BW}	16 in. thru (H-6 in.) [(406) s/d (H-152)]	17 in. s/d (H-7 in.) [(432) s/d (H-178)]	18 in. s/d (H-8 in.) [(457) s/d (H-203)]	19 in. s/d ($H_{BW} - 9$ in.) [(483) s/d ($H_{BW} - 229$)]	19 in. s/d ($H_{BW} - 9$ in.) [(483) s/d ($H_{BW} - 229$)]
h_F	—	—	—	51 in. (1295)	51 in. (1295)
h_T	—	—	—	—	74 in. (min) 84 in. (max) (1.880 m)(2.134 m)
Dimensi Geometri Railing					
H	27 in. (686) (min)	32 in. (813) (min)	42 in. (1067) (min)	54 in. (1372) (min)	78 in. (1981) (min)
H_A	10 in. (254) (max)	10 in. (254) (max)	10 in. (254) (max)	10 in. (254) (max)	10 in. (254) (max)
H_{BW}	27 in. (686) (min)	32 in. (813) (min)	42 in. (1067) (min)	32 s/d 42 in. (813 s/d 1067)	32 s/d 42 in. (813 s/d 1067)
H_{BWR}	12 in. (305) (min)	12 in. (305) (min)	12 in. (305) (min)	12 in. (305) (min)	12 in. (305) (min)
H_F	—	—	—	54 in. (1372) (min)	54 in. (1372) (min)
H_{FR}	—	—	—	6 in. (152) (min)	6 in. (152) (min)
H_T	—	—	—	—	78 in. (1981) (min)
H_{TR}	—	—	—	—	8 in. (152) (min)

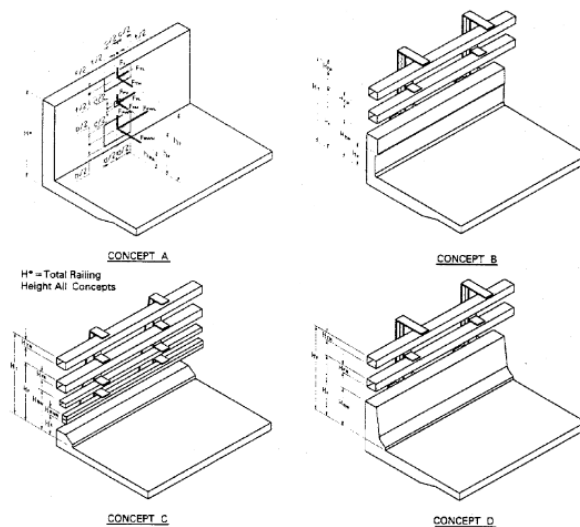
Catatan: PL = Tingkat Kinerja. Di mana kips ditunjukkan, nilai dalam tanda kurung () menunjukkan nilai metrik yang setara dalam kilonewton; di mana inci ditunjukkan, nilai dalam tanda kurung () menunjukkan nilai metrik yang setara dalam milimeter.

aSetiap set Beban Grup harus diterapkan secara terpisah.

2. Pagar Kendaraan

a) Geometri

Pagar jembatan terutama disediakan untuk menahan kendaraan yang menggunakan jembatan, tetapi juga diperlukan untuk (1) melindungi penumpang kendaraan yang menyimpang dalam tabrakan dengan pagar; (2) melindungi kendaraan lain di dekat tabrakan; (3) melindungi orang dan properti di jalan raya atau area lain di bawah struktur; dan (4) memiliki tampilan dan kebebasan pandangan dari kendaraan yang lewat.



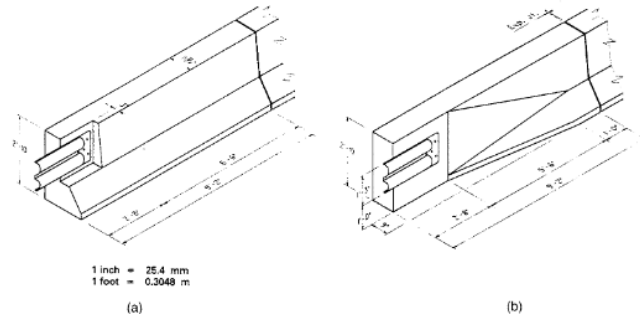
Gambar 18.10 Konsep Pagar Jembatan — Konfigurasi Dan Pola Pembebanan.

Gambar 18.10 menunjukkan empat konfigurasi pagar konseptual yang diidentifikasi dalam Spesifikasi Panduan. Dimensi pagar dan besarnya beban desain yang akan diterapkan pada titik-titik penerapan beban diberikan dalam Tabel 18.8. Ketiga tingkat kinerja standar dan dua tingkat kinerja opsional diwakili dalam Gambar 18.10. Pagar untuk setiap tingkat kinerja dapat dibangun dari gambar ini dengan mengasumsikan bahwa elemen pagar yang tidak memiliki dimensi yang diberikan dalam Tabel 18.8 tidak ada.

Dimensi dan konfigurasi yang ditunjukkan untuk pagar ini dirancang untuk memberikan permukaan yang halus dan kontinu untuk sisi lalu lintas pagar. Geometri sistem rel harus sedemikian rupa sehingga mencegah potensi kontak dengan tiang oleh bagian-bagian kendaraan utama, jika ada penetrasi atau lubang melalui pagar. Spesifikasi Panduan mensyaratkan minimal 10 inci (254 mm) antara permukaan pagar dan permukaan tiang, di mana tersangkut merupakan kemungkinan yang jelas.

Di ujung jembatan di mana pagar terbuka (rel pemandu) bertemu dengan parapet atau penghalang jembatan, transisi biasanya diperlukan untuk memberikan aliran lalu lintas yang lancar sambil menghilangkan potensi tersangkut. Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa pagar pembatas tertutup (parapet atau pembatas) harus melebar maksimal 3,5 memanjang

untuk satu lateral, dimulai minimal 10 inci (254 mm) di belakang pagar pembatas terbuka (rel pemandu).



Gambar 18.11 Pemasangan Rel Pemandu Di Ujung Jembatan.

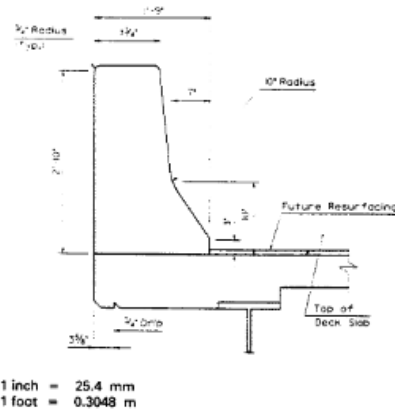
Gambar 18.11 mewakili detail standar yang digunakan di New Jersey untuk pemasangan rel pemandu ke pembatas beton. Detail ini dapat diterapkan di ujung dinding sayap paralel, ujung pylon yang dibuat untuk menyediakan transisi dari rel pemandu ke pembatas, atau di ujung parapet jembatan di mana pergerakan termal jembatan dapat diakomodasi oleh lubang berlekuk di rel pemandu, yaitu, pergerakan kecil.

Jika tiang digunakan dalam pagar pembatas lalu lintas jembatan, jarak antar tiang tidak boleh melebihi 10 kaki 0 inci (3,05 m). Tinggi pagar pembatas lalu lintas diukur dari bagian atas rel atau parapet tertinggi ke bagian atas jalan raya, bagian atas lapisan aspal yang akan datang, atau bagian atas trotoar yang ditinggikan. Trotoar yang ditinggikan dapat didefinisikan sebagai tepi jalan yang ditinggikan yang terletak di sepanjang tepi jembatan, cukup lebar untuk mengakomodasi lewatnya dua pejalan kaki bahu-membahu. Meskipun lebar minimum nominal adalah 4 kaki (1,219 m), Spesifikasi Panduan mengizinkan lebar minimum absolut 3 kaki 6 inci (1,067 m).

Di masa lalu, jalan setapak pengaman digunakan sebagai sarana untuk menyediakan akses bagi pejalan kaki yang jarang atau personel pemeliharaan di sepanjang jembatan panjang di mana trotoar tidak dapat dibenarkan. Jalan setapak pengaman ini, yang lebarnya bervariasi dari 1 kaki 6 inci hingga 3 kaki (457 mm hingga 914 mm), tidak lagi digunakan karena tidak memberikan perlindungan yang cukup bagi pejalan kaki dan lalu lintas. Namun, tepi jalan yang ditinggikan yang menopang pagar masih digunakan. Tepi jalan ini umumnya memiliki proyeksi horizontal 9 inci (229 mm) atau kurang dari permukaan pagar.

Tinggi minimum pagar pembatas lalu lintas atau bagian lalu lintas dari pagar pembatas kombinasi adalah 2 kaki 3 inci (686 mm). Jika parapet memiliki permukaan miring, yang dimaksudkan untuk memungkinkan pengalihan kendaraan kembali ke jalan raya, tinggi minimum yang diizinkan oleh Spesifikasi Standar adalah 2 kaki 8 inci (813 mm). Namun, Spesifikasi Panduan mencantumkan dimensi minimum 2 kaki 3 inci (686 mm) untuk tinggi yang sama untuk Tingkat Kinerja 1 (lihat Tabel 18.8).

PL = Tingkat Kinerja. Di mana kips ditunjukkan, nilai dalam () menunjukkan ekuivalen metrik dalam kilonewton; di mana inci ditunjukkan, nilai dalam () menunjukkan ekuivalen metrik dalam milimeter.



Gambar 18.12 Parapet Jembatan Pembatas Standar New Jersey Yang Akan Digunakan Di Tempat Yang Tidak Ada Jalan Setapak Di Jembatan.

Tinggi minimum pembatas lalu lintas di beberapa negara bagian melebihi persyaratan AASHTO. Misalnya, di New Jersey, di mana pembatas berada di sepanjang tepi jembatan, tinggi minimumnya adalah 2 kaki 10 inci (864 mm), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.12. Di mana pembatas digunakan untuk memisahkan pejalan kaki dari lalu lintas jalan raya, tinggi minimumnya adalah 2 kaki 8 inci (813 mm).

Dalam pagar kombinasi di mana elemen bawah adalah parapet, atau dalam pagar lalu lintas, tinggi elemen bawah tidak boleh kurang dari 1 kaki 6 inci (457 mm). Jika rel merupakan elemen bawah, tingginya, yang diukur dari pusatnya ke permukaan referensi, harus antara 15 dan 20 inci (381 dan 508 mm).

Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa jarak bebas antara rel bawah dan permukaan referensi tidak kurang dari 10 inci (254 mm). Jarak bebas maksimum untuk dimensi yang sama diberikan sebagai 17 inci (432 mm) oleh Spesifikasi Standar. Jarak maksimum antara rel yang berdekatan tidak boleh melebihi 15 inci (381 mm). Selain itu, permukaan lalu lintas semua rel harus berada dalam jarak 1 inci (25 mm) dari bidang vertikal yang melewati permukaan lalu lintas rel yang paling dekat dengan lalu lintas.

Pergerakan termal rel biasanya diatasi dengan menggunakan sambungan pada selongsong di rel. Untuk jembatan dengan panjang pendek, sambungan ini dapat ditempatkan di mana saja sepanjang panjang jembatan. Namun untuk jembatan bentang panjang, di mana pergerakan termal diperkirakan melebihi 2 hingga 3 inci (51 hingga 76 mm), sebaiknya sambungan ditempatkan di lokasi sambungan ekspansi. Untuk menghilangkan potensi tersangkut pada sambungan ini, selongsong untuk pipa (atau penutup baja untuk parapet beton) harus disediakan. Proyeksi atau depresi rel pada sambungan rel atau penutup baja tidak boleh memiliki kedalaman (ketebalan) lebih besar dari ketebalan dinding rel atau $\frac{3}{8}$ inci (10 mm), mana pun yang lebih kecil.

c) Beban

Metode 1 — Spesifikasi Panduan. Spesifikasi Panduan memberikan kriteria untuk pemilihan tingkat kinerja berbagai lokasi berdasarkan ADT, kecepatan desain, persentase penggunaan truk, jarak rel jembatan dari lalu lintas, dan jenis jalan raya yang dipertimbangkan. Setelah pemilihan tingkat kinerja, Tabel 18.8 dapat digunakan untuk menentukan besarnya beban yang akan diterapkan pada pagar di lokasi yang ditunjukkan pada Gambar 18.11. Sementara tingkat kinerja PL-1, PL-2, dan PL-3 mewakili mobil kecil, truk pikap, truk unit tunggal ukuran sedang, dan truk gandeng tipe van, tingkat kinerja opsional PL-4 dan PL-4T digunakan di mana truk yang lebih berat dan lebih besar dengan volume lebih tinggi kemungkinan akan menggunakan jalan raya. Tingkat opsional PL-4 diberikan untuk pagar pembatas setinggi 54 inci (1,372 m) atau lebih tinggi, dan di mana volume truk serta jenis, ukuran, dan berat truk akan lebih besar daripada PL-3. Tingkat optimal, PL-4T, mewakili pagar pembatas yang memiliki tinggi minimum 6 kaki 6 inci (1,981 m), dan di mana volume truk serta penataan dan penggunaan jalan raya akan membenarkan pagar pembatas setinggi itu, misalnya, pembatas jalan tertutup di atas rel listrik pada jalur melengkung berkecepatan tinggi dan bervolume tinggi.

Beban yang akan diterapkan pada tingkat terendah pagar pembatas, F_{BWH} , F_{BWL} , dan F_{BWW} , mewakili beban benturan badan dan roda kendaraan yang menyimpang; beban tersebut diberikan di bawah Grup 1 Beban untuk kelima tingkat kinerja. Beban yang akan diterapkan pada bagian tengah pagar pembatas, F_FH , F_{FL} , dan F_FV , mewakili beban benturan lantai trailer; beban tersebut diberikan di bawah Grup II untuk tingkat kinerja opsional PL-4 dan PL-4T. Beban yang akan diterapkan pada tingkat teratas tingkat kinerja PL-4T, yang mewakili potensi benturan trailer tangki, diberikan di bawah Grup III Beban. Meskipun ketiga beban dalam setiap kelompok harus diterapkan secara bersamaan, dan didistribusikan di area yang ditentukan, hanya satu kelompok beban yang boleh diterapkan pada satu waktu. Ketiga beban dalam setiap kelompok harus didistribusikan secara merata di area yang dibebani. Dimensi area beban di mana gaya untuk setiap kategori beban harus didistribusikan secara merata diberikan dalam Tabel 18.8.

Jika lebar pagar kurang dari luas beban yang terkait, seluruh beban harus didistribusikan ke seluruh lebar yang tersedia. Jika suatu area beban bertumpu pada lebih dari satu rel, beban yang diterapkan pada setiap rel harus diprorata berdasarkan jarak dari setiap rel ke permukaan referensi. Perlu dicatat bahwa Beban FBWH harus diterapkan pada rentang ketinggian seperti yang ditunjukkan pada Tabel 18.8.

Beban pada tiang ditransmisikan melalui elemen rel memanjang. Beban ini harus didistribusikan ke tidak lebih dari tiga tiang. Sebagaimana dinyatakan sebelumnya, kriteria pembebanan yang diuraikan di atas harus digunakan untuk desain prototipe pagar yang akan diuji tabrakan dan untuk desain pagar unik di mana biaya pengujian tabrakan tidak dapat dibenarkan. Jika tidak, cara terbaik untuk memastikan kesesuaian pagar tertentu untuk lokasi tertentu adalah dengan melakukan uji tabrakan yang berlaku dan mengevaluasi hasilnya sesuai dengan kriteria kinerja untuk tingkat kinerja yang diinginkan. Prosedur uji tabrakan dijelaskan dalam Laporan NCHRP 350, Prosedur yang Direkomendasikan untuk Evaluasi Kinerja

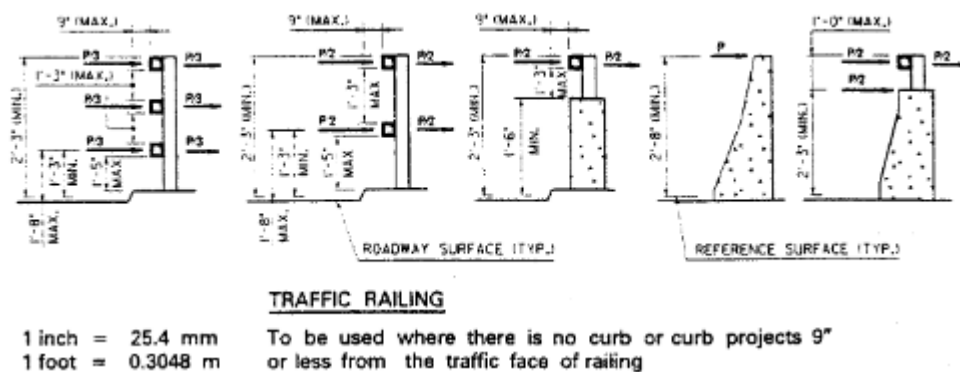
Keselamatan Fitur Jalan Raya. Kriteria untuk evaluasi hasil uji tabrakan dan prosedur untuk pemilihan tingkat kinerja disediakan dalam *Spesifikasi Panduan untuk Pagar Jembatan*.

Karena pemilihan tingkat kinerja didasarkan pada asumsi bahwa pagar akan mendekati kekuatan maksimumnya ketika dikenai beban penahanan maksimum spesifiknya, disarankan agar pendekatan kekuatan maksimum digunakan dalam analisis dan desain pagar, tiang, dan pelat dek pendukung.

Apabila pagar pembatas dipilih dan berhasil diuji tabrakan sesuai dengan ketentuan Spesifikasi Panduan dan NCHRP 350, pagar tersebut tidak perlu memenuhi persyaratan Spesifikasi Standar AASHTO, seperti yang dijelaskan di bawah ini.

Metode 2 — Spesifikasi Standar

Beban transversal nominal $P = 10\text{kips}(44,5\text{kN})$ harus diterapkan dan didistribusikan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.13.



Gambar 18.13 Pagar Pembatas Lalu Lintas Yang Akan Digunakan Di Tempat Yang Tidak Ada Trotoar Atau Trotoar Menjorok 9 Kaki Atau Kurang Dari Permukaan Lalu Lintas Pagar Pembatas.

- Apabila tinggi pagar pembatas lalu lintas atas melebihi 2 kaki 9 inci (838 mm), pagar dan tiang harus dirancang untuk beban transversal CP, di mana

$$C = 1 + \frac{h - 33}{18} > 1 \quad \left(C = \frac{h - 381}{413.2} \right)$$

dan h = tinggi rel atas dari permukaan referensi dalam inci (milimeter). Namun, beban maksimum yang diterapkan pada elemen apa pun tidak boleh melebihi P .

- Jika permukaan rel lebih dari 1 inci (25,4 mm) di belakang bidang vertikal yang melewati permukaan rel lalu lintas yang paling dekat dengan lalu lintas, atau jika pusat rel kurang dari 1 kaki 3 inci (38 mm) dari permukaan referensi, rel harus dirancang untuk $P/2$ atau apa pun yang diterapkan pada rel lalu lintas yang berdekatan, mana pun yang lebih kecil.
- Tiang-tiang harus dirancang untuk P atau CP , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.13. Bersamaan dengan beban transversal, beban longitudinal yang sama dengan $P/2$ atau $CP/2$ harus diterapkan, dibagi di antara maksimal empat tiang, dengan asumsi

bahwa pagar pembatas bersifat kontinu. Selain itu, tiang-tiang harus dirancang untuk beban ke dalam, sama dengan $\frac{1}{4}$ dari beban ke luar.

- Sambungan rel ke tiang harus dirancang untuk beban vertikal sebesar $\frac{1}{4}$ dari beban transversal, yang diterapkan ke atas atau ke bawah. Sambungan ini juga harus dirancang untuk beban ke dalam sebesar $\frac{1}{4}$ dari beban transversal.
- Elemen rel harus dirancang untuk momen $P'L/6$, di tengah panel dan di tiang, di mana L adalah jarak antar tiang dan P' adalah P , $P/2$, atau $P/3$, sebagaimana dimodifikasi oleh faktor C , jika diperlukan. Elemen pegangan tangan dari pagar kombinasi harus dirancang untuk momen $0,1wL^2$ di tengah dan di tiang, di mana w adalah beban pejalan kaki per satuan panjang rel; $w = 50\text{lb/ft}(729\text{N/m})$.

Jika digunakan parapet beton atau pembatas trotoar, beban transversal P atau CP harus disebar di sepanjang 5 kaki (1,5 m) parapet. Karena AASHTO tidak menentukan lokasi penerapan beban, dapat disimpulkan bahwa bahkan di tempat parapet/pembatas trotoar berakhir, panjang distribusi 5 kaki (1,5 m) tetap berlaku.

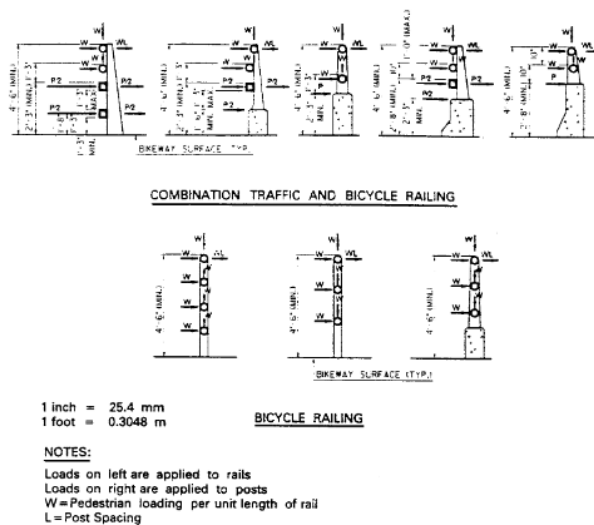
Jika memungkinkan, pagar jembatan sebaiknya memberikan kontinuitas untuk momen dan geser di sepanjang panjangnya. Untuk mencapai tujuan ini, sambungan transfer kontinuitas dan perangkat ekspansi (mampu menangani momen) dan angkur ujung (untuk mentransfer geser) harus disediakan untuk pagar balok dan tiang. Menyediakan selongsong transfer kontinuitas untuk parapet beton mungkin lebih sulit karena frekuensi sambungan melintang pada parapet. Sambungan ini biasanya disediakan dengan interval 10 hingga 20 kaki (3 hingga 6 m) untuk mencegah potensi retakan suhu dan penyusutan yang mungkin terjadi, dan untuk mencegah partisipasi parapet dalam perilaku komposit balok fasia.

Dalam mendesain pelat dek dan mendistribusikan beban dari tiang ke pelat dek, sangat diinginkan untuk mendesain pelat dek sedemikian rupa sehingga tidak akan mengalami kerusakan akibat potensi kerusakan tiang. Hal ini dapat dicapai dengan menyediakan tulangan tambahan pada pelat dek untuk mendistribusikan beban terkonsentrasi dari tiang ke area pelat dek yang lebih besar.

3. Pagar Pembatas Sepeda

a) Geometri

Pagar pembatas sepeda disediakan di sepanjang tepi struktur untuk menahan pesepeda di tempat yang diperkirakan akan banyak digunakan oleh pesepeda. Pagar tersebut harus dirancang untuk memberikan keamanan sekaligus memenuhi persyaratan estetika pemilik jembatan.



Gambar 18.14 Pagar Sepeda

Jika digunakan bersamaan dengan lalu lintas kendaraan bermotor, kebebasan pandangan dari kendaraan yang lewat harus tetap dijaga.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.14, tinggi minimum pagar pembatas sepeda adalah 4 kaki 6 inci (1372 mm), diukur dari bagian atas permukaan tempat bersepeda hingga bagian atas rel atas.

Spesifikasi Standar mensyaratkan bahwa dari permukaan jalur sepeda hingga 2 kaki 3 inci (686 mm) di atasnya, semua elemen pagar harus diberi jarak sedemikian rupa sehingga bola berdiameter 6 inci (152 mm) tidak dapat melewati pagar. Dari 2 kaki 3 inci hingga 4 kaki 6 inci (686 hingga 1372 mm) dari permukaan jalur sepeda, bola berdiameter 8 inci (203 mm) tidak boleh dapat melewati pagar. Jika pagar terdiri dari elemen horizontal dan vertikal, persyaratan jarak berlaku untuk salah satu atau yang lain, tetapi tidak untuk keduanya.

Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa dari permukaan jalur sepeda hingga 4 kaki 6 inci (1372 mm) di atasnya, elemen horizontal pagar memiliki jarak bebas 1 kaki 3 inci (381 mm) dan elemen vertikal memiliki jarak bebas 8 inci (203 mm). Jika pagar memiliki elemen horizontal dan vertikal, persyaratan jarak akan berlaku untuk salah satunya, tetapi tidak untuk keduanya.

b) Beban

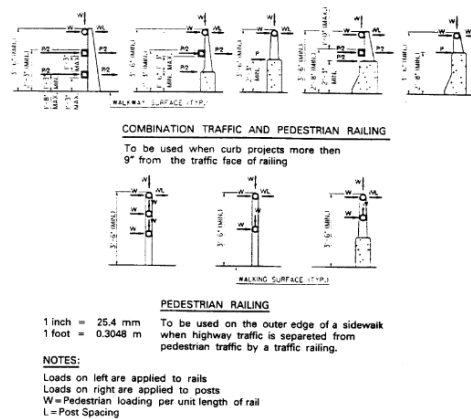
Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.14, elemen horizontal (rel) pada pagar sepeda harus dirancang untuk beban desain minimum $w = 50 \text{ lb/ft}$ (729 N/m) yang bekerja secara lateral dan vertikal pada saat yang bersamaan. Elemen vertikal (tiang) harus dirancang untuk wL (di mana L adalah jarak antar tiang) yang bekerja di tengah rel atas, tetapi pada ketinggian tidak lebih dari 4 ft 6 in. (1372 mm). Jika rel terletak lebih dari batas ini, beban desain akan ditentukan oleh perancang.

Jika lalu lintas kendaraan dan sepeda dibatasi oleh satu pagar pembatas kombinasi, Spesifikasi Standar menyediakan persyaratan geometri dan beban untuk lima pilihan pagar pembatas, seperti yang direproduksi pada Gambar 18.14.

4. Pagar Pembatas Pejalan Kaki

a) Geometri

Pagar pembatas pejalan kaki disediakan di sepanjang tepi luar trotoar untuk membatasi pejalan kaki. Jika trotoar tidak ditinggikan, pagar pembatas lalu lintas (penghalang beton atau rel pemandu) harus memisahkan pejalan kaki dari lalu lintas jalan raya. Di lingkungan perkotaan, di mana terdapat trotoar yang ditinggikan, pagar pembatas lalu lintas dan pejalan kaki kombinasi, di sepanjang tepi luar trotoar akan diperlukan. Pagar pembatas tersebut akan dirancang untuk memberikan keamanan sekaligus memenuhi persyaratan estetika pemilik jembatan. Pertimbangan juga harus diberikan pada kebebasan pandangan dari kendaraan yang lewat.



Gambar 18.15 Pagar Pembatas Pejalan Kaki.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.15, tinggi minimum pagar pembatas pejalan kaki atau kombinasi adalah 3 kaki 6 inci (1067 mm), diukur dari bagian atas jalan setapak hingga bagian atas pagar pembatas atas.

Spesifikasi Standar mensyaratkan bahwa, dari permukaan jalan setapak hingga 27 inci (686 mm) di atasnya, semua elemen pagar harus diberi jarak sedemikian rupa sehingga bola berdiameter 6 inci (152 mm) tidak dapat melewati celah apa pun di pagar. Dari 2 kaki 3 inci hingga 3 kaki 6 inci (686 hingga 1067 mm) dari permukaan jalan setapak, bola berdiameter 8 inci (203 mm) tidak boleh dapat melewati pagar.

Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa, dalam ketinggian pagar 3 kaki 6 inci (1067 mm), elemen horizontal memiliki jarak bebas maksimum 1 kaki 3 inci (381 mm) sedangkan elemen vertikal memiliki jarak bebas maksimum 8 inci (203 mm). Jika pagar memiliki elemen horizontal dan vertikal, persyaratan jarak akan berlaku untuk salah satu atau yang lain, tetapi tidak untuk keduanya.

b) Beban

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.15, elemen horizontal (rel) pada pagar pejalan kaki harus dirancang untuk beban desain minimum $w = 50 \text{ lb/ft}$ (729 N/m), yang bekerja secara lateral dan vertikal secara bersamaan. Elemen rel yang terletak lebih dari 5 ft (1,524 m) di atas jalan setapak dikecualikan dari persyaratan ini. Elemen vertikal (tiang) harus dirancang untuk wL (di mana L adalah jarak antar tiang) yang bekerja di tengah rel atas.

Jika pagar lalu lintas dan pejalan kaki kombinasi akan disediakan, geometri dan bebannya dapat diperoleh dari salah satu dari lima opsi yang ditunjukkan dalam Spesifikasi Standar dan direproduksi pada Gambar 18.15.

5. Spesifikasi dan Pedoman Struktural untuk Pagar Sepeda dan Pejalan Kaki

Pagar sepeda dan pejalan kaki harus dirancang dengan metode elastis hingga tegangan yang diizinkan untuk material yang sesuai. Persyaratan berikut adalah persyaratan yang tercantum dalam Spesifikasi Standar AASHTO, yang digunakan dengan izin.

Untuk paduan aluminium, tegangan desain yang diberikan dalam *Spesifikasi untuk Struktur Aluminium* edisi ke-5, Desember 1986, yang diterbitkan oleh Aluminum Association, Inc., untuk “Jembatan dan Struktur Tipe Serupa” berlaku. Untuk paduan 6061-T6 (Tabel A.6), 6351-T5 (Tabel A.6), dan 6063-T6 (Tabel A.8) berlaku, dan untuk paduan aluminium cor, tegangan desain yang diberikan untuk paduan A444.0-T4 (Tabel A.9), A312.0-T61 (Tabel A.9), dan A312.0-T6 (Tabel A.9) berlaku.

Untuk fabrikasi dan pengelasan pagar aluminium, lihat Pasal 11.5 dari *Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya*. Tegangan satuan yang diizinkan untuk baja adalah seperti yang tercantum dalam Pasal 10.32 Spesifikasi Standar AASHTO, kecuali sebagaimana dimodifikasi di bawah ini.

Untuk baja yang umumnya tidak tercakup dalam Spesifikasi Standar tetapi memiliki kekuatan luluh terjamin, F_y , tegangan satuan yang diizinkan, diperoleh dengan menerapkan rumus umum seperti yang tercantum dalam Spesifikasi Standar di bawah “Tegangan Satuan” kecuali sebagaimana ditunjukkan di bawah ini.

Tegangan satuan yang diizinkan untuk geser adalah $F_v = 0,33F_y$. Tabung baja bulat atau oval dapat dirancang menggunakan tegangan lentur yang diizinkan, $F_b = 0,66F_y$, dengan syarat rasio R/t (jari-jari/ketebalan) kurang dari atau sama dengan 40.

Tabung baja persegi dan persegi panjang serta penampang baja W dan I dalam lentur dengan tegangan dan kompresi pada serat ekstrem dari penampang kompak yang didukung lateral yang memiliki sumbu simetri pada bidang pembebanan dapat dirancang untuk tegangan yang diizinkan $F_b = 0,60F_y$.

Persyaratan untuk penampang kompak adalah sebagai berikut:

Dalam rumus di atas, b , t , dan ℓ dalam inci (milimeter) dan f_a , F_a , dan F_y dalam psi (Mpa).

Deskripsi Elemen	Satuan Inggris (English Units)	Satuan S.I (S.I Units)	
1. Rasio lebar-terhadap-tebal elemen proyeksi dari flensa kompresi penampang W dan I tidak melebihi:	$\frac{b}{t} \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{133}{\sqrt{F_y}}$	(18.3)
2. Rasio lebar-terhadap-tebal dari flensa kompresi tabung persegi atau persegi panjang tidak melebihi:	$\frac{b}{t} \leq \frac{6000}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq \frac{499}{\sqrt{F_y}}$	(18.4)
3. Rasio D/t dari badan (webs) tidak melebihi:	$\frac{D}{t} \leq \frac{13,300}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{D}{t} \leq \frac{1106}{\sqrt{F_y}}$	(18.5)

4. Jika subjek mengalami gaya aksial dan lentur kombinasi, rasio D/t badan tidak melebihi:	$\frac{D}{t} \leq \frac{13,300 \left[1 - 1.43 \left(\frac{f_a}{F_a} \right) \right]}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{D}{t} \leq \frac{1106 \left[1 - 1.43 \left(\frac{f_a}{F_a} \right) \right]}{\sqrt{F_y}}$	(18.6)
Tetapi tidak perlu kurang dari:	$\frac{D}{t} \leq \frac{7000}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{D}{t} \leq \frac{581}{\sqrt{F_y}}$	(18.7)
5. Jarak antara tumpuan lateral dalam inci dari penampang W atau I tidak melebihi:	$l \leq \frac{2400b}{\sqrt{F_y}}$	$l \leq \frac{199.26}{\sqrt{F_y}}$	(18.8)
Atau:	$l \leq \frac{20,000,000 A_f}{d F_y}$	$l \leq \frac{137,640 A_f}{d F_y}$	(18.9)

DAFTAR PUSTAKA

- Abd Elrehim, M. Z., Eid, M. A., & Sayed, M. G. (2019). Structural optimization of concrete arch bridges using Genetic Algorithms. *Ain Shams Engineering Journal*, 10(3), 507-516.
- Adams, A., Galindez, N., Hopper, T., Murphy, T., Ritchie, P., Storlie, V., & Weisman, J. (2019). *Manual for refined analysis in bridge design and evaluation* (No. FHWA-HIF-18-046). United States. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure.
- Akiyama, M., Matsuzaki, H., Dang, H. T., & Suzuki, M. (2012). Reliability-based capacity design for reinforced concrete bridge structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(12), 1096-1107.
- André, J., Beale, R., & Baptista, A. (2012). Bridge construction equipment: An overview of the existing design guidance. *Structural Engineering International*, 22(3), 365-379.
- Bakht, B., & Mufti, A. (2015). *Bridges: Analysis, design, structural health monitoring, and rehabilitation*. Springer.
- 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.
- Bień, J., & Salamak, M. (2022). The management of bridge structures—challenges and possibilities. *Archives of Civil Engineering*, 5-35.
- 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.
- Chen, W. F., & Duan, L. (Eds.). (2014). *Bridge engineering handbook: construction and maintenance* (Vol. 5). CRC press.
- Dell'Endice, A., Bouten, S., Van Mele, T., & Block, P. (2023). Structural design and engineering of StriatuS, an unreinforced 3D-concrete-printed masonry arch bridge. *Engineering Structures*, 292, 116534.

- Deng, L., & Cai, C. S. (2010). Bridge model updating using response surface method and genetic algorithm. *Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 553-564.
- Dong, H., Han, Q., Du, X., & Zhou, Y. (2022). Review on seismic resilient bridge structures. *Advances in Structural Engineering*, 25(7), 1565-1582.
- Fivet, C., & Zastavni, D. (2012). Robert Maillart's key methods from the Salginatobel Bridge design process (1928). *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*, 53(1), 39-47.
- Frangopol, D. M., & Biondini, F. (2014). Bridge design, maintenance and management. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10(4), 419-419.
- 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.
- Gatti, M. (2019). Structural health monitoring of an operational bridge: A case study. *Engineering Structures*, 195, 200-209.
- Gonzalez, A., Schorr, M., Valdez, B., & Mungaray, A. (2020). Bridges: Structures and Materials. *Infrastructure Management and Construction*, 91.
- 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.
- Guest, J. K., Draper, P., & Billington, D. P. (2013). Santiago Calatrava's Alamillo bridge and the idea of the structural engineer as artist. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 936-945.
- Harryson, P. (2008). *Industrial Bridge Engineering-Structural developments for more efficient bridge construction*. Chalmers Tekniska Hogskola (Sweden).
- Hirt, M., & Lebet, J. P. (2013). *Steel bridges: conceptual and structural design of steel and steel-concrete composite bridges*. CRC Press.
- Hu, N., Dai, G. L., Yan, B., & Liu, K. (2014). Recent development of design and construction of medium and long span high-speed railway bridges in China. *Engineering Structures*, 74, 233-241.
- Karimi, S., & Mirza, O. (2023). Damage identification in bridge structures: review of available methods and case studies. *Australian Journal of Structural Engineering*, 24(2), 89-119.
- Lachauer, L., & Kotnik, T. (2011, October). Curved Bridge Design. In *Computational Design Modelling: Proceedings of the Design Modelling Symposium Berlin 2011* (pp. 145-152). Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg.

- Lin, W., & Yoda, T. (2017). *Bridge engineering: classifications, design loading, and analysis methods*. Butterworth-Heinemann.
- Lu, P., Zhou, Y., Lu, Q., Wang, J., Shi, Q., & Li, D. (2022). Conceptual design of the pedestrian bridge. *Structural Engineering International*, 32(4), 470-483.
- Malekly, H., Mousavi, S. M., & Hashemi, H. (2010). A fuzzy integrated methodology for evaluating conceptual bridge design. *Expert Systems with Applications*, 37(7), 4910-4920.
- Mashal, M., & Palermo, A. (2019). Low-damage seismic design for accelerated bridge construction. *Journal of Bridge Engineering*, 24(7), 04019066.
- 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.
- Milić, I., Mandić Ivanković, A., Syrkov, A., & Skokandić, D. (2021). Bridge failures, forensic structural engineering and recommendations for design of robust structures. *Građevinar*, 73(07.), 717-736.
- Moreu, F., & LaFave, J. M. (2012). Current research topics: Railroad bridges and structural engineering. *Newmark Structural Engineering Laboratory Report Series 032*.
- 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.
- Pipinato, A. (2016, March). Structural analysis and design of a multispan network arch bridge. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering* (Vol. 169, No. 1, pp. 54-66). Thomas Telford Ltd.
- Radić, J., Kušter, M., & Kincl, B. (2010, January). Structural-architectural approach to bridge design. In *IABSE Symposium Report* (Vol. 97, No. 22, pp. 8-15). International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Shim, C. S., Lee, K. M., Kang, L. S., Hwang, J., & Kim, Y. (2012). Three-dimensional information model-based bridge engineering in Korea. *Structural Engineering International*, 22(1), 8-13.
- Shin, H. M., Lee, H. M., Oh, S. J., & Chen, J. H. (2011). Analysis and design of reinforced concrete bridge column based on BIM. *Procedia Engineering*, 14, 2160-2163.

- Taly, N. (2014). *Highway bridge superstructure engineering: LRFD approaches to design and analysis*. CRC Press.
- Troitsky, M. S. (2019). Conceptual bridge design. In *Bridge engineering handbook* (pp. 1-1). 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.
- Yan, B., Dai, G. L., & Hu, N. (2015). Recent development of design and construction of short span high-speed railway bridges in China. *Engineering Structures*, 100, 707-717.
- Yeomans, D. (2025). *How structures work: design and behaviour from bridges to buildings*. John Wiley & Sons.
- Zaheer, Q., Yonggang, T., & Qamar, F. (2022). Literature review of bridge structure's optimization and it's development over time. *International Journal for Simulation and Multidisciplinary Design Optimization*, 13, 5.
- 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.
- Zordan, T., Briseghella, B., & Mazzarolo, E. (2010). Bridge structural optimization through step-by-step evolutionary process. *Structural Engineering International*, 20(1), 72-78.

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 3

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.



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 978-634-7227-87-4 (jil. 3 PDF)



9 786347 227874