RANCANG BANGUN
TEKNIK JEMBATAN
JILID 2

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

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

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

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 2

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 978-634-7227-86-7 (jil.2 PDF)
9 786347 227867

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN jilid 2

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

ISBN : 978-634-7227-81-2 (no.jil.lengkap PDF)
978-634-7227-86-7 (jil.2 PDF)

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

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

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

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

Anggota IKAPI No: 279 / ALB / JTE / 2023

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

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

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

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat-Nya sehingga buku *Rancang Bangun Teknik Jembatan - Jilid 2* ini dapat diselesaikan dan diterbitkan. Buku ini merupakan kelanjutan dari Jilid 1 yang membahas dasar-dasar perancangan jembatan, dengan fokus mendalam pada elemen-elemen struktural lanjutan, pertimbangan geoteknik, serta desain tahan gempa bumi yang semakin krusial di wilayah rawan seismik seperti Indonesia.

Jilid 2 ini mencakup 19 bab yang komprehensif, dimulai dari bantalan jembatan, pilar, menara, abutmen, hingga fondasi dangkal dan dalam. Pembahasan lanjutan menyoroti aspek geoteknik, analisis dinamis nonlinier, filosofi desain seismik berbasis kinerja, serta praktik perbaikan dan isolasi seismik. Khususnya, Bab 8–19 mengintegrasikan pelajaran dari gempa bumi besar dunia, termasuk praktik desain seismik di Jepang, untuk mendukung pengembangan infrastruktur jembatan yang aman, tahan lama, dan estetis.

Materi ini didukung data empiris, rumus desain, serta contoh analisis yang praktis, sesuai standar internasional seperti AASHTO dan adaptasi lokal. Buku ini ditujukan bagi mahasiswa teknik sipil, dosen, insinyur konsultan, dan praktisi konstruksi yang ingin menguasai rancang bangun jembatan modern. Dengan pendekatan yang sistematis—dari konsep hingga aplikasi—kami berharap karya ini berkontribusi pada peningkatan kualitas infrastruktur transportasi nasional, mengurangi risiko bencana, dan mendukung pembangunan berkelanjutan.

Kami mengucapkan terima kasih kepada rekan-rekan akademisi, reviewer, dan penerbit yang telah memberikan masukan berharga. Kritik dan saran pembaca sangat kami harapkan untuk perbaikan edisi mendatang.

"Jembatan kokoh bukan hanya menahan beban, tapi menjembatani masa depan—tahan gempa, tangguh bencana, terhubung generasi."

Semarang, Februari 2026
Penulis

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

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR ..... **ii**
DAFTAR ISI ..... **iii**
BAB 1 BANTALAN **1**
1.1 Pendahuluan 1
1.2 Jenis Bantalan 1
1.3 Pemilihan Bantalan 6
1.4 Desain Bantalan Awal 8
1.5 Desain Bantalan Elastomer 8
BAB 2 PILAR DAN KOLOM **13**
2.1 Pendahuluan 13
2.2 Jenis Struktur 13
2.3 Beban Desain 16
2.4 Kriteria Desain 20
BAB 3 MENARA **38**
3.1 Pendahuluan 38
3.2 Fungsi Struktural 39
3.3 Estetika 39
3.4 Desain Konseptual 41
3.5 Desain Akhir 48
3.6 Konstruksi 51
3.7 Ringkasan 53
BAB 4 ABUTMEN DAN STRUKTUR PENAHAN **55**
4.1 Pendahuluan 55
4.2 Abutmen 55
4.3 Struktur Penahan 77
BAB 5 PERTIMBANGAN GEOTEKNIK **93**
5.1 Pendahuluan 93
5.2 Teknik Eksplorasi Lapangan 94
5.3 Menentukan Persyaratan Investigasi Lokasi 107
5.4 Pengembangan Program Pengujian Laboratorium 109
5.5 Penyajian Data Dan Karakterisasi Lokasi 112
BAB 6 FONDASI DANGKAL **117**
6.1 Pendahuluan 117
6.2 Persyaratan Desain 117
6.3 Modus Kegagalan Pondasi Dangkal 118
6.4 Kapasitas Dukung Untuk Pondasi Dangkal 119
6.5 Distribusi Tegangan Akibat Tekanan Pondasi 131

6.6 Penurunan Pondasi Dangkal 134
6.7 Pondasi Dangkal Di Batuan 144
6.8 Desain Struktur Pondasi Sebar 147
BAB 7 FONDASI DALAM 149
7.1 Pendahuluan 149
7.2 Klasifikasi Dan Seleksi 149
7.3 Pertimbangan Desain 160
7.4 Kapasitas Aksial Dan Penurunan Pondasi Individual 165
7.5 Kapasitas Lateral Dan Defleksi Pondasi Individual 178
7.6 Pondasi Berkelompok 186
7.7 Desain Seismik 191
BAB 8 PERTIMBANGAN GEOTEKNIK GEMPA BUMI 196
8.1 Pendahuluan 196
8.2 Seismologi 196
8.3 Pengukuran Gempa Bumi 197
8.4 Atenuasi Dan Durasi Gerakan Kuat 203
8.5 Analisis Bahaya Seismik Probabilistik 206
8.6 Respons Lokasi 208
8.7 Penurunan Akibat Gempa Bumi 217
8.8 Kegagalan Tanah 221
8.9 Perbaikan Tanah 233
BAB 9 KERUSAKAN AKIBAT GEMPA BUMI PADA JEMBATAN 240
9.1 Pendahuluan 240
9.2 Pengaruh Kondisi Lokasi 241
9.3 Korelasi Kerusakan Dengan Era Konstruksi 243
9.4 Pengaruh Perubahan Kondisi 244
9.5 Pengaruh Konfigurasi Struktur 245
9.5 Lepasnya Dudukan Pada Sambungan Ekspansi 247
9.7 Kerusakan Pada Struktur Atas 250
9.8 Kerusakan Pada Bantalan 252
9.9 Kerusakan Pada Struktur Bawah 254
9.10 Ringkasan 263
BAB 10 ANALISIS DINAMIS 268
10.1 Pendahuluan 268
10.2 Sistem Satu Derajat Kebebasan 270
10.3 Sistem Multiderajat Kebebasan 282
10.4 Analisis Spektrum Respons 291
10.5 Analisis Dinamis Inelastis 301
BAB 11 ANALISIS NONLINIER STRUKTUR JEMBATAN 304
11.1 Pendahuluan 304
11.2 Klasifikasi Analisis Dan Pedoman Umum 305

11.3 Formulasi Nonlinieritas Geometris 307
11.4 Formulasi Nonlinier Material 313
11.5 Analisis Penampang Nonlinier 321
11.6 Analisis Rangka Nonlinier 325
BAB 12 FILOSOFI DAN KRITERIA DESAIN SEISMIK KINERJA 340
12.1 Pendahuluan 340
12.2 Filosofi Desain 340
12.3 Pendekatan Desain Tanpa Keruntuhan 341
12.4 Pendekatan Desain Berbasis Kinerja 348
12.5 Kriteria Berbasis Kinerja Sampel 355
12.5 Ringkasan 376
BAB 13 DESAIN SEISMIK JEMBATAN BETON BERTULANG 377
13.1 Pendahuluan 377
13.2 Kinerja Kolom Khas 379
13.3 Desain Lentur Kolom 382
13.4 Desain Geser Kolom 389
13.5 Sambungan Tahan Momen Antara Kolom Dan Balok 391
13.6 Desain Pondasi Kolom 395
BAB 14 DESAIN SEISMIK JEMBATAN BAJA 401
14.1 Pendahuluan 401
14.2 Desain Rangka Tahan Momen Daktil (Mrf) 408
14.3 Desain Rangka Penguat Yang Ulet 413
14.4 Desain Pilar Kotak Baja Yang Diperkuat 423
14.5 Skema Alternatif 433
BAB 15. PRAKTIK PERBAIKAN STRUKTUR TAHAN GEMPA 438
15.1 Pendahuluan 438
15.2 Identifikasi Dan Prioritas 439
15.3 Kriteria Kinerja 444
15.4 Desain Retrofit 447
15.5 Biaya Perbaikan Jembatan Struktur Gempa 460
15.6 Ringkasan 462
BAB 16 ISOLASI SEISMIK DAN DISIPASI ENERGI TAMBAHAN 464
16.1 Pendahuluan 464
16.2 Konsep Dasar, Pemodelan, Dan Analisis 465
16.3 Perangkat Isolasi Seismik Dan Disipasi Energi 472
16.4 Persyaratan Kinerja Dan Pengujian 480
16.5 Pedoman Desain Dan Contoh Desain 482
16.6 Perkembangan Dan Aplikasi Terkini 491
16.7 Ringkasan 496
BAB 17 INTERAKSI TANAH–FONDASI–STRUKTUR 497
17.1 Pendahuluan 497

17.2 Deskripsi Masalah Sfsi 498
17.3 Evaluasi Efek Siemisitas 503
17.4 Masukan Seismik Ke Sistem Sfsi 507
17.5 Karakterisasi Sistem Tanah-Fondasi 519
17.6 Prosedur Analisis Permintaan 526
17.7 Contoh Analisis Permintaan 535
17.8 Evaluasi Kapasitas 547
17.9 Pernyataan Penutup 550
BAB 18 TEKNOLOGI PERBAIKAN STRUKTUR TAHAN GEMPA 552
18.1 Pendahuluan 552
18.2 Teknik Analisis Untuk Perbaikan Jembatan 553
18.3 Perbaikan Struktur Atas 555
18.4 Perbaikan Struktur Bawah 562
18.5 Ringkasan 579
BAB 19 PRAKTIK DESAIN SEISMIK DI JEPANG 580
19.1 Pendahuluan 580
19.2 Kerusakan Akibat Gempa Bumi Dan Pengembangan Metode Desain Seismik 580
19.3 Kerusakan Jembatan Jalan Raya Akibat Gempa Bumi Hyogo-Ken Nanbu 584
19.4 Spesifikasi Desain Seismik Jembatan Jalan Raya 586
19.5 Praktik Perbaikan Seismik Untuk Jembatan Jalan Raya 606
DAFTAR PUSTAKA 617

BAB 1
BANTALAN

1.1 PENDAHULUAN

Bantalan adalah perangkat struktural yang ditempatkan di antara superstruktur jembatan dan substruktur. Fungsi utamanya adalah sebagai berikut:

1. Untuk mentransmisikan beban dari struktur atas ke struktur bawah, dan
2. Untuk mengakomodasi pergerakan relatif antara struktur atas dan struktur bawah.

Gaya yang diterapkan pada bantalan jembatan terutama meliputi berat sendiri struktur atas, beban lalu lintas, beban angin, dan beban gempa.

Pergerakan pada bantalan meliputi translasi dan rotasi. Per creep, penyusutan, dan efek suhu adalah penyebab paling umum dari pergerakan translasi, yang dapat terjadi baik dalam arah melintang maupun memanjang. Beban lalu lintas, toleransi konstruksi, dan penurunan pondasi yang tidak merata adalah penyebab umum dari rotasi.

Biasanya bantalan dihubungkan ke struktur atas melalui penggunaan pelat dasar baja dan bertumpu pada struktur bawah melalui pelat pasangan bata baja. Pelat dasar mendistribusikan reaksi bantalan terkonsentrasi ke struktur atas. Pelat pasangan bata mendistribusikan reaksi ke struktur bawah. Sambungan antara pelat dasar dan struktur atas, untuk balok baja, dilakukan dengan cara dibaut atau dilas. Untuk balok beton, pelat dasar ditanamkan ke dalam beton dengan baut jangkar. Pelat pasangan bata biasanya dihubungkan ke struktur bawah dengan baut jangkar.

1.2 JENIS BANTALAN

Bantalan dapat diklasifikasikan sebagai bantalan tetap dan bantalan ekspansi. Bantalan tetap memungkinkan rotasi tetapi membatasi gerakan translasi. Bantalan ekspansi memungkinkan gerakan rotasi dan translasi. Ada banyak jenis bantalan yang tersedia. Berikut ini adalah jenis bantalan utama yang saat ini digunakan.

Bantalan Geser

Bantalan geser menggunakan satu pelat logam datar yang bergeser terhadap pelat logam datar lainnya untuk mengakomodasi translasi. Permukaan bantalan geser menghasilkan gaya gesekan yang diterapkan pada struktur atas, struktur bawah, dan bantalan itu sendiri. Untuk mengurangi gaya gesekan ini, PTFE (*politetrafluoroetilena*) sering digunakan sebagai bahan pelumas geser. PTFE kadang-kadang disebut sebagai Teflon, dinamai berdasarkan merek PTFE yang banyak digunakan, atau TFE seperti yang muncul dalam AASHTO dan standar desain lainnya. Dalam aplikasi umumnya, satu pelat baja yang dilapisi PTFE bergeser terhadap pelat lain, yang biasanya terbuat dari baja tahan karat.

Bantalan geser dapat digunakan sendiri atau lebih sering digunakan sebagai komponen dalam jenis bantalan lainnya. Bantalan geser murni hanya dapat digunakan ketika rotasi yang disebabkan oleh defleksi pada penyangga dapat diabaikan. Oleh karena itu, bantalan geser dibatasi hingga panjang bentang 15 m atau kurang oleh ASHTTO. Sistem pemandu dapat

ditambahkan ke bantalan geser untuk mengontrol arah pergerakan. Hal ini juga dapat diperbaiki dengan memasang baut jangkar melalui pelat.

Bantalan Rocker dan Pin

Bantalan rocker adalah jenis bantalan ekspansi yang memiliki banyak variasi. Biasanya terdiri dari pin di bagian atas yang memfasilitasi rotasi, dan permukaan melengkung di bagian bawah yang mengakomodasi gerakan translasi (Gambar 1.1a). Pin di bagian atas terdiri dari permukaan cekung setengah lingkaran atas dan bawah dengan pin melingkar padat yang ditempatkan di antaranya. Biasanya, terdapat penutup di kedua ujung pin untuk mencegah pin terlepas dari dudukan dan untuk menahan beban angkat jika diperlukan.

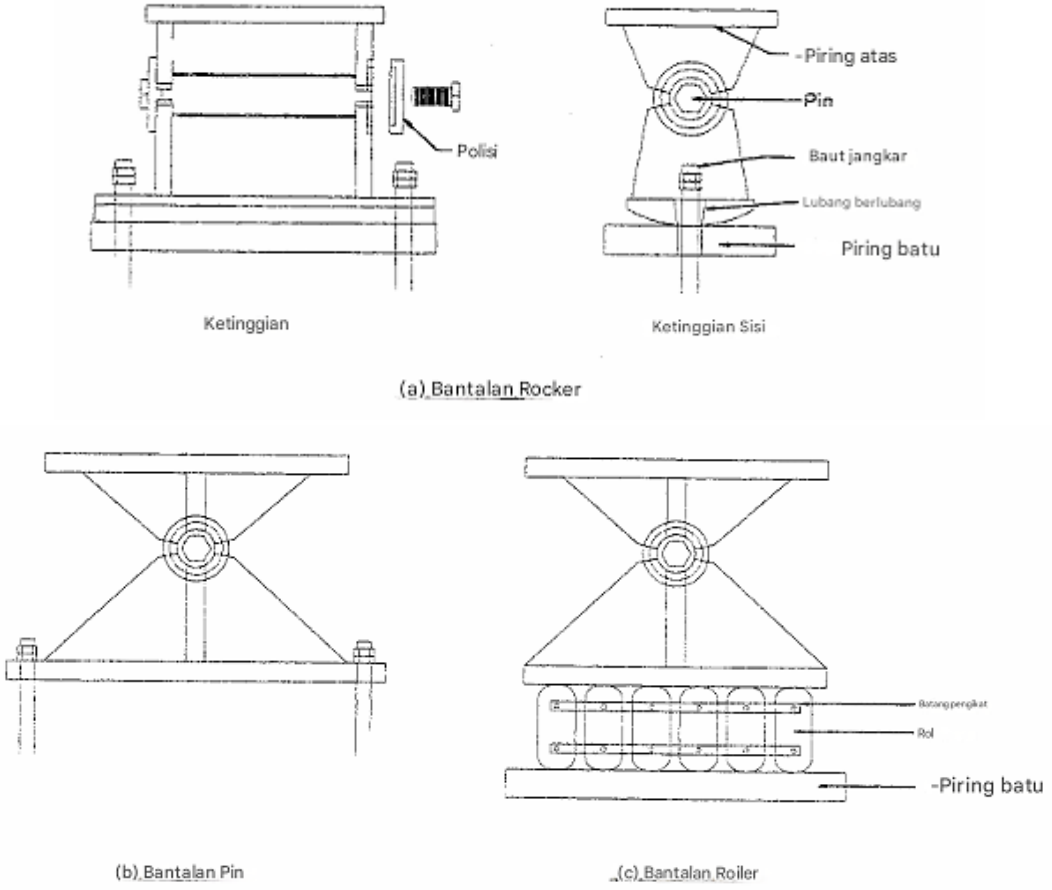
Pelat atas dihubungkan ke pelat dasar dengan cara dibaut atau dilas. Pelat melengkung bawah diletakkan di atas pelat pasangan bata. Untuk mencegah rocker bergeser, digunakan pasak untuk menahan rocker di tempatnya. Pasak dapat berupa pintal, yaitu batang baja trapesium kecil yang dipasang rapat ke pelat pasangan bata di satu ujung dan dimasukkan longgar ke dalam pelat bawah rocker yang cekung di ujung lainnya. Atau bisa juga berupa baut jangkar yang melewati lubang berlekuk di pelat rocker bawah.

Bantalan pin adalah jenis bantalan tetap yang mengakomodasi rotasi melalui penggunaan pin baja. Konfigurasi tipikal bantalan ini hampir sama dengan rocker yang dijelaskan di atas, kecuali bahwa pelat rocker lengkung bawah sekarang rata dan langsung dijangkar ke pilar beton (Gambar 1.1b).

Bantalan rocker dan pin terutama digunakan pada jembatan baja. Bantalan ini hanya cocok untuk aplikasi di mana arah perpindahan terdefinisi dengan baik karena hanya dapat mengakomodasi translasi dan/atau rotasi dalam satu arah. Bantalan ini dapat dirancang untuk menopang beban yang relatif besar, tetapi jarak bebas vertikal yang tinggi biasanya diperlukan ketika beban atau perpindahan besar. Batas praktis beban dan perpindahan masing-masing sekitar 1800 kN dan ±100 mm, dan rotasi beberapa derajat dapat dicapai. Biasanya, momen dan gaya lateral yang ditimbulkan dari pergerakan bantalan ini sangat kecil dan dapat diabaikan. Namun, bantalan logam rentan terhadap korosi dan kerusakan. Sambungan yang berkorosi dapat menimbulkan gaya yang jauh lebih besar. Oleh karena itu, inspeksi dan perawatan rutin diperlukan.

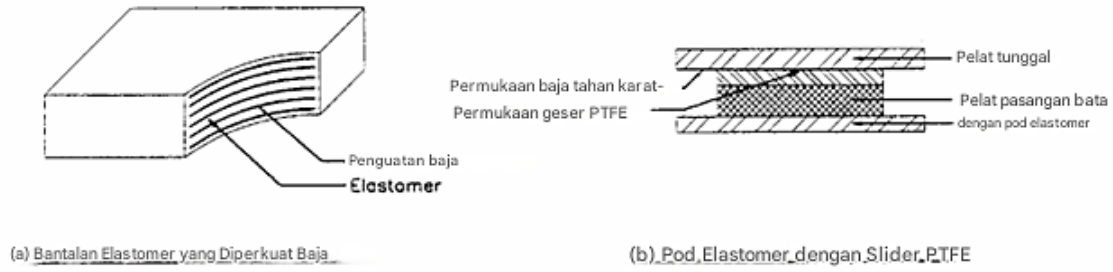
Bantalan Rol

Bantalan rol terdiri dari satu atau lebih rol di antara dua pelat baja paralel. Bantalan rol tunggal dapat memfasilitasi rotasi dan translasi dalam arah memanjang, sedangkan sekelompok rol hanya akan mengakomodasi translasi memanjang. Dalam kasus terakhir, rotasi disediakan dengan menggabungkan rol dengan bantalan pin (Gambar 1.1c).



Gambar 1.1 Bantalan rocker (a), pin (b), dan roller (c) tipikal.

Bantalan rol telah digunakan pada jembatan baja dan beton. Bantalan rol tunggal relatif murah untuk diproduksi, tetapi hanya memiliki kapasitas beban vertikal yang sangat terbatas. Bantalan rol ganda, di sisi lain, mungkin dapat menopang beban yang sangat besar, tetapi jauh lebih mahal.



Gambar 1.2 Bantalan elastomer. (a) Bantalan elastomer yang diperkuat baja; (b) bantalan elastomer dengan slider PTFE.

Seperti bantalan rocker dan pin, bantalan roller juga rentan terhadap korosi dan kerusakan. Inspeksi dan perawatan rutin sangat penting.

Bantalan Elastomer

Bantalan elastomer terbuat dari elastomer (karet alami atau sintetis). Bantalan ini mengakomodasi gerakan translasi dan rotasi melalui deformasi elastomer. Elastomer fleksibel dalam geser tetapi sangat kaku terhadap perubahan volume. Di bawah beban tekan, elastomer mengembang secara lateral. Untuk menahan beban besar tanpa defleksi yang berlebihan, penguatan digunakan untuk menahan pembengkakan lateral elastomer. Hal ini menyebabkan pengembangan beberapa jenis bantalan elastomer polos, diperkuat serat kaca, diperkuat kain katun, dan bantalan elastomer yang diperkuat baja. Gambar 1.2a menunjukkan bantalan elastomer yang diperkuat baja.

Bantalan elastomer polos adalah yang terlemah dan paling fleksibel karena hanya ditahan dari pembengkakan oleh gaya gesekan saja. Bantalan ini biasanya digunakan pada jembatan bentang pendek hingga menengah, di mana tegangan bantalan rendah. Bantalan elastomer yang diperkuat serat kaca terdiri dari lapisan elastomer dan penguatan serat kaca yang berselang-seling. Serat kaca menghambat deformasi lateral bantalan di bawah beban tekan sehingga kapasitas beban yang lebih besar dapat dicapai. Bantalan yang diperkuat kapas adalah bantalan elastomer yang diperkuat dengan lapisan kain katun yang berjarak rapat. Bantalan ini menunjukkan kekakuan dan kekuatan tekan yang tinggi tetapi memiliki kapasitas rotasi yang sangat terbatas.

Lapisan tipis juga menyebabkan kekakuan geser yang tinggi, yang mengakibatkan gaya besar pada jembatan. Jadi terkadang bantalan ini dikombinasikan dengan slider PTFE di atas bantalan untuk mengakomodasi translasi (Gambar 1.2b). Bantalan elastomer yang diperkuat baja dibuat dengan memvulkanisasi elastomer ke pelat baja tipis. Bantalan elastomer memiliki kapasitas beban tertinggi di antara berbagai jenis bantalan elastomer, yang hanya dibatasi oleh kemampuan produsen untuk memvulkanisasi volume elastomer yang besar secara seragam.

Semua bantalan yang disebutkan di atas, kecuali bantalan yang diperkuat baja, dapat diproduksi dalam lembaran besar dan dipotong sesuai ukuran untuk aplikasi tertentu. Namun, bantalan yang diperkuat baja harus dibuat khusus untuk setiap aplikasi karena persyaratan penutup tepi untuk melindungi baja dari korosi. Bantalan yang diperkuat baja adalah yang paling mahal, sedangkan biaya bantalan elastomer polos adalah yang terendah.

Bantalan elastomer umumnya dianggap sebagai jenis bantalan yang lebih disukai karena biayanya rendah dan hampir bebas perawatan. Selain itu, bantalan elastomer sangat toleran terhadap beban dan pergerakan yang melebihi nilai desain.

Bantalan Lengkung

Bantalan lengkung terdiri dari dua pelat lengkung yang cocok dengan satu pelat yang bergeser terhadap pelat lainnya untuk mengakomodasi rotasi. Permukaan lengkung dapat berupa silindris yang hanya memungkinkan rotasi pada satu sumbu atau bulat yang memungkinkan bantalan berputar pada sumbu apa pun.

Gerakan lateral dibatasi pada bantalan lengkung murni dan resistensi lateral terbatas dapat dikembangkan melalui kombinasi geometri lengkung dan beban gravitasi. Untuk mengakomodasi gerakan lateral, slider PTFE harus dipasang pada bantalan. Pelat penahan sering digunakan untuk menjaga agar struktur atas bergerak dalam satu arah. Kapasitas beban

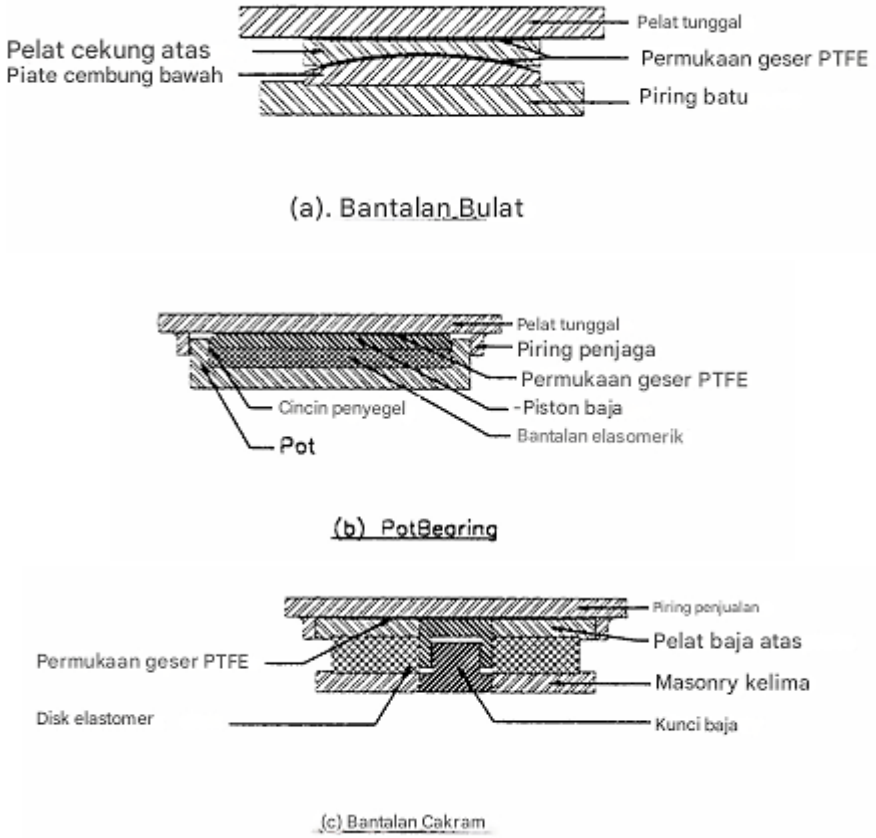
dan rotasi yang besar dapat dirancang untuk bantalan lengkung. Kapasitas vertikal hanya dibatasi oleh ukurannya, yang sebagian besar bergantung pada kemampuan pemesinan. Demikian pula, kapasitas rotasi hanya dibatasi oleh jarak bebas antara komponen.

Gambar 1.3a menunjukkan bantalan lengkung ekspansi tipikal. Pelat baja cembung bawah yang memiliki permukaan pasangan baja tahan karat tersembunyi di dalam pelat pasangan bata. Pelat cekung atas dengan permukaan geser PTFE yang sesuai berada di atas pelat cembung bawah untuk rotasi. Di antara pelat dasar dan pelat cekung atas terdapat permukaan geser PTFE datar yang akan mengakomodasi gerakan lateral.

Bantalan Pot

Bantalan pot terdiri dari cakram elastomer polos yang terkurung dalam cincin baja dangkal, atau pot (Gambar 1.3b). Beban vertikal ditransmisikan melalui piston baja yang pas dengan cincin baja (dinding pot). Cincin penyegel datar digunakan untuk menahan elastomer di dalam pot. Elastomer berperilaku seperti cairan kental di dalam pot saat bantalan berputar. Karena bantalan elastomer terkurung, beban yang jauh lebih besar dapat ditanggung dengan cara ini daripada melalui bantalan elastomer konvensional.

Gerakan translasi dibatasi dalam bantalan pot murni, dan beban lateral ditransmisikan melalui piston baja yang bergerak melawan dinding pot. Untuk mengakomodasi gerakan translasi, permukaan geser PTFE harus digunakan. Pelat penahan sering digunakan untuk menjaga agar struktur atas bergerak dalam satu arah.



Gambar 1.3 Bantalan bulat (a), pot (b), dan cakram (c) yang umum digunakan

Bantalan Cakram

Bantalan cakram, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 1.3c, menggunakan cakram elastomer keras (polieter uretan) untuk menopang beban vertikal dan pasak logam di tengah bantalan untuk menahan beban horizontal. Gerakan rotasi diakomodasi melalui deformasi elastomer. Namun, untuk mengakomodasi gerakan translasi, diperlukan slider PTFE. Pada jenis bantalan ini, cakram polieter uretan harus cukup keras untuk menahan beban vertikal yang besar tanpa deformasi yang berlebihan dan cukup fleksibel untuk mengakomodasi rotasi dengan mudah.

1.3 PEMILIHAN BANTALAN

Secara umum, tujuan pemilihan bantalan adalah untuk memilih sistem bantalan yang sesuai dengan kebutuhan dengan biaya keseluruhan minimum. Prosedur berikut dapat digunakan untuk pemilihan bantalan.

Penentuan Persyaratan Fungsional

Pertama, beban vertikal dan horizontal, gerakan rotasi dan translasi dari semua sumber termasuk beban mati dan beban hidup, beban angin, beban gempa, rangkak dan penyusutan, prategang, toleransi termal dan konstruksi perlu dihitung. Tabel 1.1 dapat digunakan untuk membuat tabel persyaratan ini.

Tabel 1.1 Jadwal Bantalan Jembatan Khas

Nama Jembatan Referensi					
Tanda Identifikasi Bantalan					
Jumlah bantalan yang dibutuhkan					
Bahan Tempat Duduk		Permukaan Atas			
		Permukaan Bawah			
Tekanan kontak rata-rata yang diizinkan (PSI)		Permukaan Atas	Kemudahan Perawatan		
			Kekuatan		
		Permukaan Bawah	Kemudahan Perawatan		
			Kekuatan		
Beban Desain pengaruh (KIP)	Status batas layanan		Vertikal	max.	
				perm	
				min.	
			Melintang		
			Memanjang		
	Kekuatan kondisi batas		Vertikal		
			Transversal		
			Longitudinal		
Terjemahan	Layanan batas keadaan	Tidak dapat diubah	Melintang		
			Memanjang		
		Dapat dibalik	Melintang		
			Memanjang		
	Kekuatan		Melintang		

	kondisi batas	Tidak dapat diubah	Memanjang	
		Dapat dibalik	Melintang	
			Memanjang	
Rotasi (RAD)	Layanan batas keadaan	Tidak dapat diubah	Melintang	
			Memanjang	
		Dapat dibalik	Melintang	
			Memanjang	
	Kekuatan kondisi batas	Tidak dapat diubah	Melintang	
			Memanjang	
		Dapat dibalik	Melintang	
			Memanjang	
Dimensi bantalan maksimum (IN)	Permukaan Atas		Melintang	
			Memanjang	
	Permukaan Bawah		Melintang	
			Memanjang	
	Tinggi keseluruhan			
Pergerakan bantalan yang dapat ditoleransi di bawah beban transien (IN)			Vertikal	
			Transversal	
			Longitudinal	
Resistensi yang diizinkan terhadap translasi di bawah kondisi batas layanan (KIP)			Melintang	
			Memanjang	
Hambatan rotasi yang diizinkan dalam kondisi batas layanan (K/FT)			Melintang	
			Memanjang	
Jenis pengikatan pada struktur dan substruktur			Melintang	
			Memanjang	

Sumber: AASHTO, Spesifikasi Desain Jembatan LRFD, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika, Washington, D.C.

Tabel 1.2 Ringkasan Kapasitas Dukung

Jenis Bantalan	Memuat		Terjemahan		Rotasi Max (rad)	Biaya	
	Min. (KN)	Max. (KN)	Min. (mm)	Max. (mm)		Perawatan Awal	Perawatan
Bantalan elastomer							
Plain	0	450	0	15	0.01	Rendah	Rendah
Kain katun diperkuat	0	1.400	0	5	0.003	Rendah	Rendah
Diperkuat dengan serat kaca	0	600	0	25	0.015	Rendah	Rendah
Baja bertulang	225	3.500	0	100	0.04	Rendah	Rendah
Slider PTFE datar	0	>10.000	25	>10 0	0	Rendah	Sedang
Bantalan cakram	1.200	10.000	0	0	0.02	Sedang	Sedang

Bantalan pot	1.200	10.000	0	0	0.02	Sedang	Tinggi
Bantalan pin	1.200	4.500	0	0	>0.04	Sedang	Tinggi
Bantalan rocker	0	1.800	0	100	>0.04	Sedang	Tinggi
Roller tunggal	0	450	25	>100	>0.04	Sedang	Tinggi
Bantalan PTFE melengkung	1.200	7.000	0	0	>0.04	Tinggi	Sedang
Beberapa rol	500	10.000	100	>100	>0.04	Tinggi	Tinggi

Evaluasi Bantalan

Langkah kedua adalah menentukan jenis bantalan yang sesuai berdasarkan persyaratan fungsional jembatan di atas, dan faktor-faktor lain termasuk jarak bebas yang tersedia, lingkungan, pemeliharaan, biaya, ketersediaan, dan preferensi klien. Tabel 1.2 merangkum beban, kapasitas pergerakan, dan biaya relatif untuk setiap jenis bantalan dan dapat digunakan untuk pemilihan bantalan.

Perlu dicatat bahwa nilai kapasitas dalam Tabel 1.2 bersifat perkiraan. Nilai tersebut merupakan batas praktis dari aplikasi yang paling ekonomis untuk setiap jenis bantalan. Biaya juga bersifat relatif, karena harga sebenarnya hanya dapat ditentukan oleh pasar. Pada akhir langkah ini, beberapa sistem bantalan yang memenuhi syarat dengan peringkat biaya yang mendekati dapat dipilih.

1.4 DESAIN BANTALAN AWAL

Untuk berbagai alternatif bantalan yang memenuhi syarat, desain awal dilakukan untuk menentukan perkiraan geometri dan sifat material sesuai dengan spesifikasi desain. Kemungkinan satu atau lebih alternatif yang sebelumnya dapat diterima akan dieliminasi pada langkah ini karena atribut yang tidak diinginkan seperti tinggi yang berlebihan, ukuran tapak yang terlalu besar, resistensi pada suhu rendah, sensitivitas terhadap toleransi pemasangan, dll. Pada akhir langkah ini, satu atau lebih jenis bantalan mungkin masih layak dan akan dimasukkan dalam paket penawaran sebagai pilihan akhir jenis bantalan.

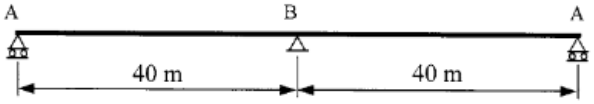
1.5 DESAIN BANTALAN ELASTOMER

Prosedur Desain

Prosedur desain sesuai dengan AASHTO-LRFD dan sebagai berikut:

1. Tentukan pergerakan suhu balok (Pasal 5.4.2.2).
2. Tentukan pemendekan balok akibat prategang, penyusutan beton, dll.
3. Pilih ketebalan bantalan berdasarkan persyaratan pergerakan total bantalan (Pasal 14.7.5.3.4).
4. Hitung ukuran bantalan berdasarkan tegangan tekan bantalan (Pasal 14.7.5.3.2).
5. Hitung defleksi tekan sesaat (Pasal 14.7.5.3.3).
6. Gabungkan rotasi maksimum bantalan.
7. Periksa kompresi dan rotasi bantalan (Pasal 14.7.5.3.5).

8. Periksa stabilitas bantalan (Pasal 14.7.5.3.6).
9. Periksa tulangan baja bantalan (Pasal 14.7.5.3.7).



Gambar 1.4 Tata Letak Jembatan

Contoh Desain (Gambar 1.4)

Diberikan

L	= panjang bentang yang dapat diperluas	= 40 m
R_{DL}	= reaksi DL/balok	= 690 kN
R_{LL}	= reaksi LL (tanpa benturan)/balok	= 220 kN
θ_s	= rotasi desain bantalan pada kondisi batas layanan	= 0,025 rad
ΔT	= perubahan suhu maksimum	= 21°C
Δ_{PT}	= pemendekan balok akibat prategangan	= 21 mm
Δ_{SH}	= pemendekan balok akibat penyusutan beton	= 2 mm
G	= modulus geser elastomer	= 0,9 ~ 1,38 MPa
γ	= faktor beban untuk suhu seragam, dll.	= 1,2
ΔF_{TH}	= ambang batas kelelahan amplitudo konstan untuk Kategori A	= 165 MPa

Menggunakan bantalan bertulang 60 durometer:

F_y	= Kekuatan luluh tulangan baja	= 350 MPa

Bantalan geser yang digunakan:

1. Pergerakan Suhu

Dari Pasal 5.4.2.2, untuk beton dengan kepadatan normal, koefisien termal α adalah

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\mathrm{C}$$

$$\Delta_{\mathrm{TEMP}} = (\alpha)(\Delta T)(L) = (10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\mathrm{C})(21^{\circ}\mathrm{C})(40{,}000\ \mathrm{mm}) = 9\ \mathrm{mm}$$

2. Pemendekan Balok

$$\Delta_{\mathrm{PT}} = 21\ \mathrm{mm}\ \text{and}\ \Delta_{\mathrm{SH}} = 2\ \mathrm{mm}$$

3. Ketebalan Bantalan

h_{rt} = total ketebalan elastomer

h_{rl} = ketebalan lapisan elastomer ke-i

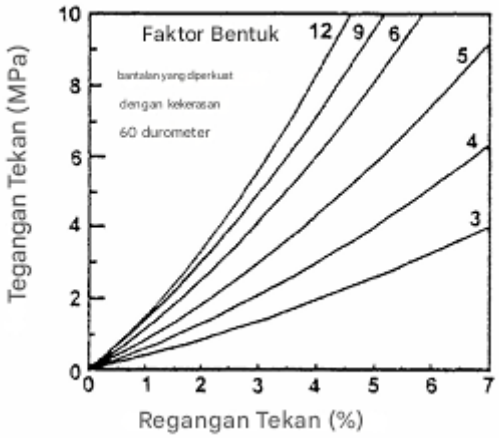
n = jumlah lapisan dalam lapisan elastomer

Δ_s = pergerakan longitudinal maksimum bantalan = $\gamma \cdot (\Delta_{\mathrm{TEMP}} + \Delta_{\mathrm{PT}} + \Delta_{\mathrm{SH}})$

Δ_s = 1,2 × (9 mm + 21 mm + 2 mm) = 38,4 mm

h_{rt} = ketebalan bantalan $\geq 2\Delta_s$ (Persamaan AASHTO 14.7.5.3.4-1)
h_{rt} = 2 × (38,4 mm) = 76,8

Mencoba $h_{rt} = 120$ mm, $h_{ri} = 20$ mm and $n = 5$



Gambar 1.5 Kurva tegangan-regangan. (Dari AASHTO, Gambar C14.7.5.3.3.1.)

4. Ukuran Bantalan

L = panjang bantalan
W = lebar bantalan
S_i = faktor bentuk lapisan ketebalan bantalan = $\frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$

Untuk bantalan yang mengalami deformasi geser, tegangan tekan harus memenuhi:
σ_S = tegangan tekan rata-rata akibat beban total $\leq 1{,}66\,GS \leq 11$ (Persamaan AASHTO 14.7.5.3.2-1)
σ_L = tegangan tekan rata-rata akibat beban hidup $\leq 0{,}66\,GS$ (Persamaan AASHTO 14.7.5.3.2-1)

$$\sigma_S = \frac{R}{LW} = \frac{1.66GLW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Dengan asumsi σ_S kritis, selesaikan untuk L dan W dengan metode coba-coba.

$$L = 300 \text{ mm and } W = 460 \text{ mm}$$

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = \frac{(300 \text{ mm})(460 \text{ mm})}{2(20 \text{ mm})(300 \text{ mm} + 460 \text{ mm})} = 4.54$$

$$\sigma_L = \frac{R_L}{LW} = \frac{(200{,}000 \text{ N})}{(300 \text{ mm})(460 \text{ mm})} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\leq 0.66\,GS = 0.66\,(1.0 \text{ MPa})(4.54) = 3.0 \text{ MPa} \qquad \text{OK}$$

5. Defleksi Kompresi Sesaat

Untuk σ_S = 6.59 MPa dan S = 4.54, nilai ε_i dapat ditentukan dari Gambar 1.5:

$$\varepsilon_i = 0.062$$

$$\Delta = \sum \varepsilon_i h_{\text{ri}} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.3-1)}$$

$$= 6(0.062)(20\text{ mm}) = 7.44\text{ mm}$$

6. Rotasi Maksimum Bantalan

Kapasitas rotasi bantalan dapat dihitung sebagai

$$\theta_{\text{capacity}} = \frac{2\delta}{L} = \frac{2(7.44\text{ mm})}{300\text{ mm}} = 0.05\text{ rad} < \theta_{\text{design}} = 0.025\text{ rad} \qquad \text{OK}$$

7. Kombinasi Kompresi dan Rotasi Bantalan

a. Persyaratan daya angkat (Persamaan AASHTO 14.7.5.3.5-1):

$$\sigma_{s,\text{uplift}} = 1.0GS\left(\frac{\theta_{\text{design}}}{n}\right)\left(\frac{L}{h_{\text{ri}}}\right)^2$$

$$= 1.0(1.2)(4.54)\left(\frac{0.025}{5}\right)\left(\frac{300}{20}\right)^2 = 6.13\text{ MPa} < \sigma_s = 6.59\text{ MPa} \qquad \text{OK}$$

b. Persyaratan deformasi geser (Persamaan AASHTO 14.7.5.3.5-2):

$$\sigma_{s,\text{shear}} = 1.875GS\left(1 - 0.20\left(\frac{\theta_{\text{design}}}{n}\right)\left(\frac{L}{h_{\text{ri}}}\right)^2\right) \qquad \text{OK}$$

$$= 1.875(1.0)(4.54)\left(1 - 0.20\left(\frac{0.025}{5}\right)\left(\frac{300}{20}\right)^2\right) = 6.60\text{ MPa} > \sigma_s = 6.59\text{ MPa}$$

8. Stabilitas Bantalan

Bantalan harus dirancang untuk mencegah ketidakstabilan pada kombinasi beban batas kondisi layanan. Tegangan tekan rata-rata pada bantalan dibatasi hingga setengah dari tegangan tekuk yang diprediksi. Untuk contoh ini, dek jembatan, jika bebas bergerak secara horizontal, tegangan tekan rata-rata akibat beban mati dan beban hidup, σ_s, harus memenuhi:

$$\sigma_s \leq \frac{G}{2\,A - B} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-1)}$$

Dimana

$$A = \frac{1.92\frac{h_{\mathrm{rt}}}{L}}{S\sqrt{1+\frac{2.0\,L}{W}}} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-3)}$$

$$= \frac{1.92\frac{(120\text{ mm})}{(300\text{ mm})}}{(4.54)\sqrt{1+\frac{2.0(300\text{ mm})}{(460\text{ mm})}}} = 0.11$$

$$B = \frac{2.67}{S(S+2.0)\sqrt{1+\frac{L}{4.0\,W}}} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.6-4)}$$

$$= \frac{2.67}{(4.54)(4.54+2.0)\sqrt{1+\frac{(300\text{ mm})}{4.0(460\text{ mm})}}} = 0.08$$

$$\frac{G}{2\,A-B} = \frac{(1.0\text{ MPa})}{2(0.11)-(0.08)} = 6.87 > \sigma_s \qquad \text{OK}$$

9. Tulangan Baja Penahan Beban

Tulangan baja penahan beban harus dirancang untuk menahan tegangan tarik yang disebabkan oleh kompresi beban. Ketebalan tulangan baja, hs, harus memenuhi:

a. Pada kondisi batas layanan:

$$h_s \geq \frac{3h_{max}\sigma_s}{F_y} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.7-1)}$$

$$= \frac{3(20\text{ mm})(6.59\text{ MPa})}{(350\text{ MPa})} = 1.13\text{ mm} \qquad \text{(governs)}$$

b. Pada kondisi batas kelelahan:

$$h_s \geq \frac{2h_{max}\sigma_L}{AF_y} \qquad \text{(AASHTO Eq. 14.7.5.3.7-2)}$$

$$= \frac{2\,(20\text{ mm})(1.6\text{ MPa})}{(165\text{ MPa})} = 0.39\text{ mm}$$

di mana h_{max} = ketebalan lapisan elastomer tertebal pada bantalan elastomer = h_{ri}.

Detail Bantalan Elastomer

Lima lapisan interior dengan ketebalan masing-masing 20 mm
Dua lapisan eksterior dengan ketebalan masing-masing 10 mm
Enam tulangan baja dengan ketebalan masing-masing 1,2 mm
Ketebalan total bantalan adalah 127,2 mm
Ukuran bantalan: 300 mm (longitudinal) 460 mm (transversal)

BAB 2
PILAR DAN KOLOM

2.1 PENDAHULUAN

Pilar memberikan dukungan vertikal untuk bentang pada titik-titik tengah dan melakukan dua fungsi utama: mentransfer beban vertikal struktur atas ke fondasi dan menahan gaya horizontal yang bekerja pada jembatan. Meskipun pilar secara tradisional dirancang untuk menahan beban vertikal, semakin umum untuk merancang pilar untuk menahan beban lateral tinggi yang disebabkan oleh peristiwa seismik. Bahkan di beberapa daerah dengan tingkat seismik rendah, perancang lebih memperhatikan aspek daktilitas desain.

Pilar sebagian besar dibangun menggunakan beton bertulang. Baja, dalam jumlah yang lebih sedikit, juga digunakan untuk pilar. Tabung baja yang diisi dengan kolom beton (komposit) telah mendapatkan lebih banyak perhatian akhir-akhir ini. Bab ini hanya membahas pilar atau kolom untuk jembatan konvensional, seperti jembatan layang, jembatan penyeberangan, jembatan layang atas, terowongan bawah tanah, dan penyeberangan sungai sederhana. Kolom beton bertulang akan dibahas secara detail, sedangkan kolom baja dan komposit akan dibahas secara singkat. Struktur bawah untuk jembatan lengkung, jembatan gantung, jembatan segmental, jembatan kabel, dan jembatan bergerak tidak termasuk dalam bab ini.

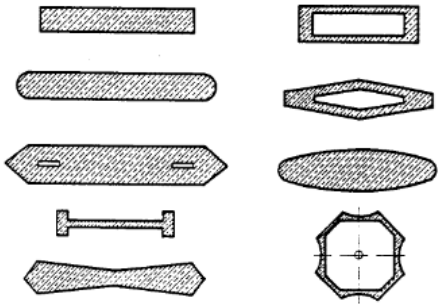
2.2 JENIS STRUKTUR

Umum

Pilar biasanya digunakan sebagai istilah umum untuk semua jenis struktur bawah yang terletak di antara bentang horizontal dan fondasi. Namun, dari waktu ke waktu, istilah ini juga digunakan khususnya untuk dinding padat untuk membedakannya dari kolom atau penyangga. Dari sudut pandang struktural, kolom adalah elemen yang menahan gaya lateral terutama melalui aksi lentur, sedangkan pilar adalah elemen yang menahan gaya lateral terutama melalui mekanisme geser. Pilar yang terdiri dari beberapa kolom sering disebut sebagai pilar lengkung.

Ada beberapa cara untuk mendefinisikan jenis pilar. Salah satunya adalah berdasarkan konektivitas strukturalnya ke struktur atas: monolitik atau kantilever. Cara lain adalah berdasarkan bentuk penampangnya: padat atau berongga; bulat, segi delapan, segi enam, atau persegi panjang. Pilar juga dapat dibedakan berdasarkan konfigurasi kerangkanya: pilar lengkung kolom tunggal atau ganda; pilar kepala palu atau dinding pilar.

Gambar 2.1 Bentuk penampang melintang tipikal pilar untuk jalan layang atau viaduk di darat.



Gambar 2.2 Bentuk penampang melintang tipikal pilar untuk penyeberangan sungai dan jalur air.

Kriteria Seleksi

Seleksi jenis pilar untuk jembatan harus didasarkan pada persyaratan fungsional, struktural, dan geometris. Estetika juga merupakan faktor seleksi yang sangat penting karena jembatan jalan raya modern merupakan bagian dari lanskap kota. Gambar 2.1 menunjukkan kumpulan bentuk penampang melintang tipikal untuk jalan layang dan viaduk di darat dan Gambar 2.2 menunjukkan beberapa bentuk penampang melintang tipikal untuk pilar penyeberangan sungai dan jalur air. Seringkali, jenis pilar ditentukan oleh badan pemerintah atau pemilik. Banyak departemen transportasi negara bagian di Amerika Serikat memiliki bentuk kolom standar mereka sendiri.

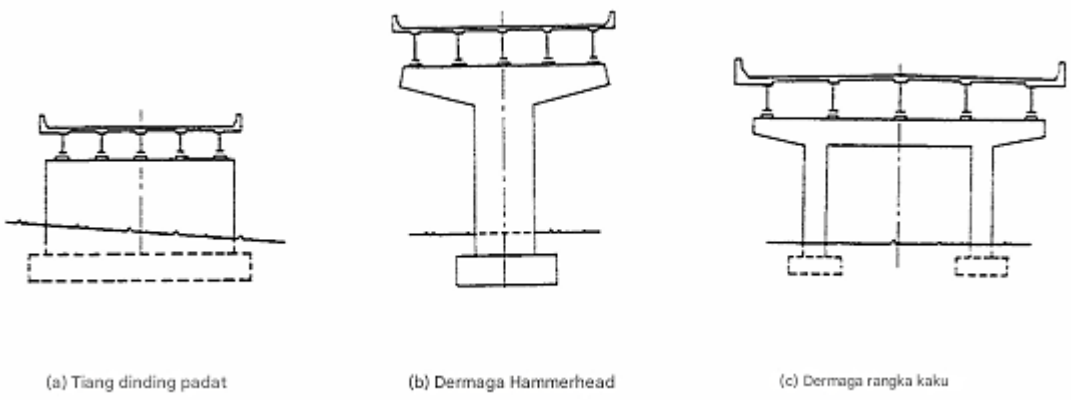
Pilar dinding padat, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3a dan 2.4, sering digunakan pada penyeberangan air karena dapat dibangun dengan proporsi yang ramping dan aerodinamis. Fitur-fitur ini sangat cocok untuk memberikan hambatan minimal terhadap aliran banjir.

Pilar kepala palu, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3b, sering ditemukan di daerah perkotaan di mana keterbatasan ruang menjadi perhatian. Pilar ini digunakan untuk menopang struktur atas balok baja atau beton prategang pracetak. Pilar ini menarik secara estetika. Umumnya, pilar ini menempati ruang yang lebih sedikit, sehingga memberikan lebih banyak ruang untuk lalu lintas di bawahnya. Standar untuk penggunaan pilar kepala palu seringkali dikelola oleh masing-masing departemen transportasi.

Pilar jembatan dengan kolom penyangga terdiri dari balok penutup dan kolom penyangga yang membentuk kerangka. Pilar jembatan dengan kolom penyangga, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3c dan Gambar 2.5, dapat digunakan untuk menopang struktur atas balok baja atau digunakan sebagai pilar integral di mana teknik konstruksi cor di tempat digunakan. Kolom dapat berbentuk lingkaran atau persegi panjang dalam penampang melintang. Pilar ini adalah bentuk pilar yang paling populer dalam sistem jalan raya modern.

Pilar jembatan dengan perpanjangan tiang pancang terdiri dari poros yang dibor sebagai fondasi dan kolom melingkar yang diperpanjang dari poros untuk membentuk struktur bawah. Keuntungan yang jelas dari jenis pilar ini adalah bahwa ia menempati ruang yang minimal. Pelebaran jembatan yang ada dalam beberapa kasus mungkin memerlukan

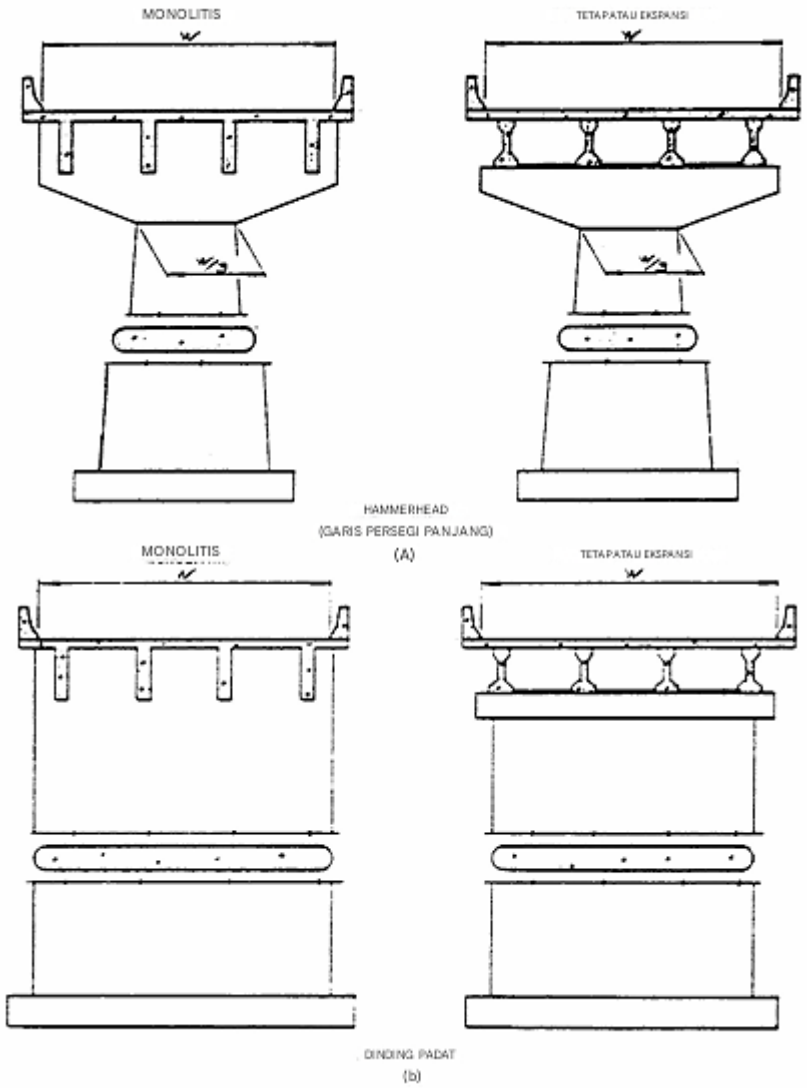
perpanjangan tiang pancang karena ruang yang terbatas menghalangi penggunaan jenis fondasi lainnya.



Gambar 2.3 Tipe pilar tipikal untuk jembatan baja.

Pemilihan tipe pilar yang tepat bergantung pada banyak faktor. Pertama, bergantung pada jenis struktur atas. Misalnya, struktur atas balok baja biasanya ditopang oleh pilar kantilever, sedangkan struktur atas beton cor di tempat biasanya ditopang oleh tiang penyangga monolitik. Kedua, bergantung pada apakah jembatan berada di atas perairan atau tidak. Dinding pilar lebih disukai pada penyeberangan sungai, di mana puing-puing menjadi perhatian dan hidrolika menentukannya.

Tiang penyangga ekstensi tiang ganda umumnya digunakan pada jembatan pelat. Terakhir, tinggi pilar juga menentukan pemilihan tipe pilar. Pilar yang lebih tinggi seringkali membutuhkan penampang berongga untuk mengurangi berat struktur bawah. Hal ini kemudian mengurangi beban yang dibutuhkan pada fondasi yang mahal. Tabel 2.1 merangkum pedoman pemilihan tipe umum untuk berbagai jenis jembatan.



Gambar 2.4 Tipe dan konfigurasi pilar tipikal untuk penyeberangan sungai dan jalur air.

2.3 BEBAN DESAIN

Pilar umumnya dikenai gaya dan beban yang ditransmisikan dari struktur atas, dan gaya yang bekerja langsung pada struktur bawah. Beberapa beban dan gaya yang harus ditahan oleh struktur bawah meliputi:

- Beban mati
- Beban hidup dan benturan dari struktur atas
- Beban angin pada struktur dan beban hidup
- Gaya sentrifugal dari struktur atas
- Gaya longitudinal dari beban hidup
- Gaya hambat akibat gesekan pada bantalan
- Tekanan tanah
- Tekanan aliran sungai
- Tekanan es
- Gaya gempa bumi

- Gaya termal dan penyusutan
- Gaya benturan kapal
- Gaya akibat prategangan struktur atas
- Gaya akibat penurunan pondasi

Pengaruh perubahan suhu dan penyusutan struktur atas perlu dipertimbangkan ketika struktur atas terhubung secara kaku dengan penyangga. Jika bantalan ekspansi digunakan, gaya yang disebabkan oleh perubahan suhu dibatasi oleh hambatan gesekan bantalan.

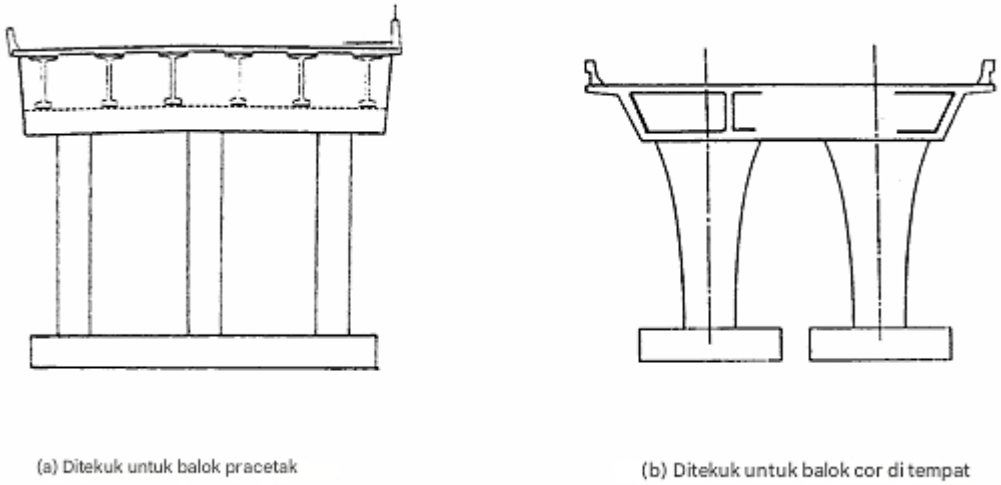
Pembaca harus merujuk ke Bab 5 dan 6 untuk detail lebih lanjut tentang berbagai beban dan kombinasi beban serta Bagian IV tentang beban gempa. Namun, berikut ini, dua kasus beban, beban hidup dan gaya termal, akan dibahas secara rinci karena keduanya merupakan dua beban yang paling umum pada pilar, tetapi sering diterapkan secara tidak tepat.

Beban Hidup

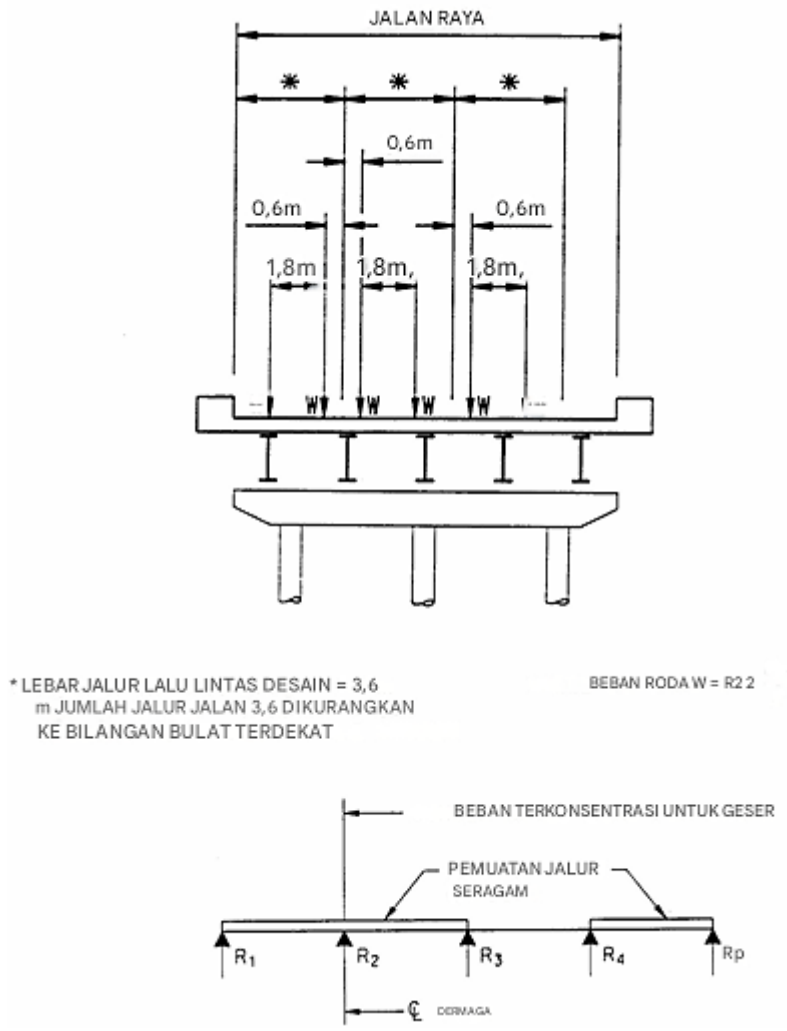
Beban hidup jembatan adalah beban yang ditentukan atau disetujui oleh badan kontraktor dan pemilik. Beban ini biasanya ditentukan dalam kode desain seperti Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD. Ada kondisi pembebanan khusus lainnya yang khas untuk jenis atau lokasi struktur jembatan yang harus ditentukan dalam dokumen kontrak.

Reaksi beban hidup yang diperoleh dari desain masing-masing anggota struktur atas tidak boleh digunakan secara langsung untuk desain struktur bawah. Reaksi ini didasarkan pada kondisi maksimum untuk satu balok dan tidak memperhitungkan distribusi beban hidup di sepanjang jalan. Penggunaan beban maksimum ini akan menghasilkan desain pilar dengan kondisi pembebanan yang tidak realistis dan penampang yang tidak ekonomis.

Untuk desain struktur bawah, reaksi lajur lalu lintas desain maksimum menggunakan beban truk standar atau beban lajur standar harus digunakan. Lajur lalu lintas desain ditentukan sesuai dengan AASHTO LRFD. Untuk perhitungan reaksi balok aktual pada pilar, reaksi lajur maksimum dapat diterapkan dalam lajur lalu lintas desain sebagai beban roda, dan kemudian didistribusikan ke balok dengan asumsi pelat di antara balok ditopang sederhana. (Gambar 2.6). Beban roda dapat ditempatkan di mana saja dalam lajur lalu lintas desain dengan jarak minimum antara batas lajur dan beban roda sebesar 0,61 m (2 kaki). Lajur lalu lintas desain dan beban hidup di dalam lajur harus diatur untuk menghasilkan reaksi balok yang menghasilkan beban maksimum pada pilar. AASHTO LRFD memberikan faktor pengurangan beban karena beberapa lajur yang dibebani.



Gambar 2.5 Tipe pilar tipikal untuk jembatan beton.



Gambar 2.6 Susunan beban roda untuk menghasilkan momen positif maksimum.

Tabel 2.1 Pedoman Umum untuk Memilih Tipe Pilar

Jenis Dermaga yang Berlaku		
Struktur Baja Atas		
Di atas air	Dermaga tinggi	Dinding pilar atau kepala palu (pilar T) (Gambar 2.3a dan b); penampang melintang berongga untuk sebagian besar kasus; kantilever; dapat menggunakan kepala palu gabungan dengan dasar dinding pilar dan poros tirus bertingkat
	Dermaga pendek	Dinding dermaga atau kepala palu (dermaga T) (Gambar 2.3a dan b); penampang padat; kantilever
Di darat	Dermaga tinggi	Kepala palu (tiang T) dan mungkin rangka kaku (rangka kolom ganda) (Gambar 2.3b dan c); penampang melintang berongga untuk poros tunggal dan penampang melintang padat untuk rangka kaku; kantilever
	Dermaga pendek	Kepala palu dan rangka kaku (Gambar 2.3b dan c); penampang padat; kantilever
Struktur Atas Beton Pracetak Prategang		
Di atas air	Dermaga tinggi	Dinding pilar atau kepala palu (Gambar 2.4); penampang melintang berongga untuk sebagian besar kasus; kantilever; dapat menggunakan kombinasi kepala palu dengan dasar dinding pilar dan poros tirus bertingkat
	Dermaga pendek	Dinding dermaga atau kepala palu; penampang melintang padat; kantilever
Di darat	Dermaga tinggi	Kepala palu dan mungkin rangka kaku (rangka kolom ganda); penampang berongga untuk poros tunggal dan penampang padat untuk rangka kaku; kantilever
	Dermaga pendek	Kepala palu dan rangka kaku (rangka kolom ganda) (Gambar 2.5a); penampang padat; kantilever
Struktur Atas Beton Cor di Tempat		
Di atas air	Dermaga tinggi	Dermaga poros tunggal (Gambar 2.4); struktur atas kemungkinan akan dicor dengan cetakan bergerak dengan metode konstruksi kantilever seimbang; penampang berongga; monolitik; terpasang di bagian bawah
	Dermaga pendek	Dinding dermaga (Gambar 2.4); penampang padat; monolitik; terpasang di bagian bawah
Di darat	Dermaga tinggi	Rangka penyangga kolom tunggal atau ganda; penampang melintang padat untuk sebagian besar kasus, monolitik; terpasang tetap di bagian bawah.
	Dermaga pendek	Tiang penyangga kolom tunggal atau ganda (Gambar 2.5b); penampang padat; monolitik; dipasang dengan engsel di bagian bawah.

Tabel 2.2 Tunjangan Beban Dinamis, IM

Komponen	IM
Sambungan dek — semua kondisi batas	75%

Semua komponen lainnya	
• Kondisi batas kelelahan dan patahan	15%
• Semua kondisi batas lainnya	33%

Reaksi beban hidup akan meningkat karena efek benturan. AASHTO LRFD menyebut hal ini sebagai tunjangan beban dinamis, IM, dan tercantum di sini seperti pada Tabel 2.2.

Gaya Termal

Gaya pada pilar akibat pergerakan termal, penyusutan, dan prategang dapat menjadi besar pada tiang penyangga yang pendek dan kaku dari jembatan beton prategang dengan tiang penyangga integral. Pilar harus diperiksa terhadap gaya-gaya ini. Kode atau spesifikasi desain biasanya menentukan kisaran suhu desain. Beberapa kode bahkan menentukan distribusi suhu sepanjang kedalaman elemen struktur atas.

Langkah pertama dalam menentukan gaya termal pada struktur bawah untuk jembatan dengan tiang penyangga integral adalah menentukan titik tanpa pergerakan. Setelah titik ini ditentukan, perpindahan relatif dari setiap titik di sepanjang struktur atas ke titik ini sama dengan jarak ke titik ini dikalikan dengan kisaran suhu dan dikalikan dengan koefisien ekspansi. Dengan perpindahan yang diketahui di bagian atas dan kondisi batas yang diketahui di bagian atas dan bawah, gaya pada pilar akibat perubahan suhu dapat dihitung dengan menggunakan perpindahan dikalikan dengan kekakuan pilar.

Penentuan titik tanpa pergerakan paling baik ditunjukkan oleh contoh berikut, yang diadopsi dari Memo untuk Perancang yang dikeluarkan oleh Departemen Transportasi California:

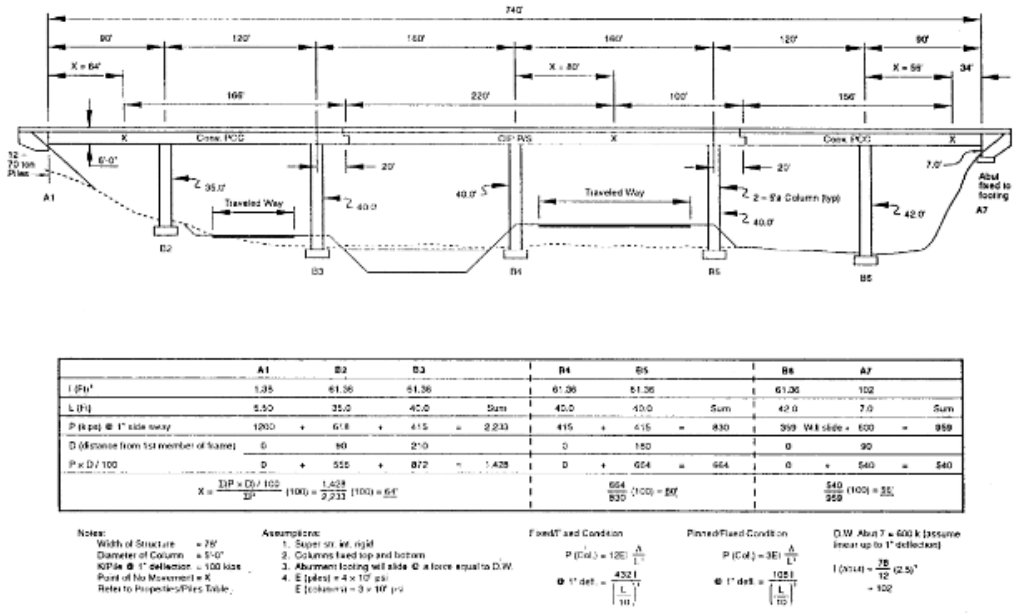
Contoh 2.1

Suatu struktur balok kotak beton sepanjang 225,55 m (740 kaki) dan lebar 23,77 m (78 kaki) ditopang oleh lima penyangga dua kolom. Ukuran kolom adalah 1,52 m (5 kaki) diameternya dan tingginya bervariasi antara 10,67 m (35 kaki) dan 12,80 m (42 kaki). Asumsi lain tercantum dalam perhitungan. Perhitungan dilakukan melalui tabel. Silakan lihat Gambar 2.7 untuk perhitungan penentuan titik tanpa pergerakan.

2.4 KRITERIA DESAIN

Gambaran Umum

Seperti halnya desain komponen struktural lainnya, desain pilar atau kolom dilakukan untuk memenuhi persyaratan kekuatan dan kemampuan layani. Pilar jembatan harus dirancang untuk menahan gaya guling dan geser yang diterapkan dari struktur atas serta gaya yang diterapkan pada struktur bawah. Pilar juga perlu dirancang sedemikian rupa sehingga selama kejadian ekstrem, pilar dapat mencegah keruntuhan struktur tetapi mungkin mengalami beberapa kerusakan.



	A1	B2	B3	B4	B5	B6	A7
I (Ft⁴)	1.35	61.36	61.36	61.36	61.36	61.36	102
L (Ft)	5.50	35.0	40.0	40.0	40.0	42.0	7.0
					Sum		Sum
P (kips) @ 1" side sway	1200 +	618 +	415 =	2,233	415 + 415 =	830	399 W.B side + 600 = 999
D (distance from 1st member of frame)	0	90	210	0	150	0	90
P x D / 100	0 +	555 +	872 =	1,428	0 + 624 =	624	0 + 540 = 540

$$X = \frac{\Sigma P \times D / 100}{\Sigma P} (100) = \frac{1,428}{2,233} (100) = 64'$$

$$\frac{624}{830} (100) = 80'$$

$$\frac{540}{999} (100) = 55'$$

Notes:
Width of Structure = 78'
Diameter of Column = 9'-0"
KIPS @ 1" deflection = 100 kips
Point of No Movement = K
Refer to Properties/Piles Table.

Assumptions:
1. Superstr. inf. rigid
2. Columns fixed top and bottom
3. Abutment footing will slide @ a force equal to D.W.
4. E (piles) = 4 x 10⁶ psi
E (column) = 3 x 10⁶ psi

Fixed/Fixed Condition
$P (Col.) = 12E \frac{\Delta}{L^3}$
@ 1" defl. = $\frac{432 I}{\left(\frac{L}{10}\right)^3}$

Pinned/Fixed Condition
$P (Col.) = 3E \frac{\Delta}{L^3}$
@ 1" defl. = $\frac{105 I}{\left(\frac{L}{10}\right)^3}$

D.W. Abut 7 = 600 k (assume linear up to 1" deflection)
$I (W14) = \frac{78}{12} (2.5)^3$
= 102

Gambar 2.7 Perhitungan titik-titik tanpa pergerakan.

Pilar sebagai komponen struktur dikenai gaya gabungan aksial, lentur, dan geser. Untuk pilar, kekuatan lentur bergantung pada gaya aksial. Di zona engsel plastis pilar, kekuatan geser juga dipengaruhi oleh lentur. Untuk lebih memperumit perilakunya, momen lentur akan diperbesar oleh gaya aksial karena efek $P - \Delta$.

Dalam praktik desain saat ini, perancang jembatan semakin menyadari dampak buruk gempa bumi. Oleh karena itu, pertimbangan daktilitas telah menjadi faktor yang sangat penting untuk desain jembatan. Kegagalan akibat penggerusan juga merupakan penyebab umum kegagalan jembatan. Untuk mencegah jenis kegagalan ini, perancang jembatan perlu bekerja sama dengan insinyur hidrolik untuk menentukan kedalaman yang memadai untuk pilar dan memberikan langkah-langkah perlindungan yang tepat.

Kelangsingan dan Efek Orde Kedua

Desain elemen tekan harus didasarkan pada gaya dan momen yang ditentukan dari analisis struktur. Teori defleksi kecil biasanya memadai untuk analisis elemen tipe balok. Namun, untuk elemen tekan, efek orde kedua harus dipertimbangkan. Menurut AASHTO LRFD, efek orde kedua didefinisikan sebagai berikut:

> Kehadiran gaya aksial tekan memperkuat baik ketidaklurusan komponen maupun deformasi akibat beban non-tangensial yang bekerja padanya, sehingga meningkatkan eksentrisitas gaya aksial terhadap garis tengah komponen. Efek sinergis dari interaksi ini adalah pelunakan komponen yang tampak, yaitu, hilangnya kekakuan.

Untuk menilai efek ini secara akurat, analisis nonlinier defleksi besar yang dirumuskan dengan tepat dapat dilakukan. Diskusi mengenai hal ini dapat ditemukan dalam Referensi dan Bab 36. Namun, tidak praktis untuk mengharapkan para insinyur yang berpraktik untuk melakukan jenis analisis canggih ini secara teratur. Prosedur pembesaran momen yang diberikan dalam AASHTO LRFD adalah proses perkiraan yang dipilih sebagai kompromi antara akurasi dan

kemudahan penggunaan. Oleh karena itu, prosedur pembesaran momen AASHTO LRFD diuraikan sebagai berikut.

Ketika dimensi penampang melintang suatu elemen tekan kecil dibandingkan dengan panjangnya, elemen tersebut dikatakan ramping. Apakah suatu elemen dapat dianggap ramping atau tidak bergantung pada besarnya rasio kelangsingan elemen tersebut. Rasio kelangsingan elemen tekan didefinisikan sebagai KL_u/r, di mana K adalah faktor panjang efektif untuk elemen tekan; L_u adalah panjang elemen tekan yang tidak ditopang; r adalah jari-jari girasi = $\sqrt{I_y/A}$ I adalah momen inersia; dan A adalah luas penampang.

Ketika elemen tekan ditahan terhadap goyangan samping, faktor panjang efektif, $K = 1.0$ dapat digunakan. Namun, nilai K yang lebih rendah dapat digunakan jika analisis lebih lanjut menunjukkan bahwa nilai yang lebih rendah dapat diterapkan. L_u didefinisikan sebagai jarak bersih antara pelat, balok, atau elemen lain yang mampu memberikan dukungan lateral untuk elemen tekan. Jika terdapat penopang, maka panjang yang tidak ditopang diambil dari ujung bawah penopang pada bidang yang dipertimbangkan (AASHTO LRFD 5.7.4.3). Untuk pembahasan rinci tentang faktor K.

Untuk elemen tekan yang ditahan terhadap goyangan samping, efek kelangsingan dapat diabaikan selama kondisi berikut terpenuhi (AASHTO LRFD 5.7.4.3):

$$\frac{KL_u}{r} < 34 - \left(\frac{12M_{1b}}{M_{2b}}\right) \tag{2.1}$$

di mana

M_{1b} = momen ujung yang lebih kecil pada elemen tekan — positif jika elemen ditekuk dalam kelengkungan tunggal, negatif jika elemen ditekuk dalam kelengkungan ganda

M_{2b} = momen ujung yang lebih besar pada elemen tekan — selalu positif

Untuk elemen tekan yang tidak ditopang, efek kelangsingan dapat diabaikan selama kondisi berikut terpenuhi (AASHTO LRFD 5.7.4.3):

$$\frac{KL_u}{r} < 22 \tag{2.2}$$

Jika rasio kelangsingan melebihi batas yang ditentukan di atas, efeknya dapat didekati melalui penggunaan metode pembesaran momen. Namun, jika rasio kelangsingan KL_u/r melebihi 100, maka diperlukan analisis nonlinier orde kedua yang lebih rinci. Analisis rinci apa pun harus mempertimbangkan pengaruh beban aksial dan momen inersia variabel pada kekakuan dan gaya elemen, serta efek durasi beban.

Momen terfaktor dapat ditingkatkan untuk mencerminkan efek deformasi sebagai berikut:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \tag{2.3}$$

di mana

M_{2b} = momen pada elemen tekan akibat beban gravitasi terfaktor yang tidak menghasilkan goyangan samping yang berarti, dihitung dengan analisis rangka elastis orde pertama konvensional, selalu positif

M_{2s} = momen pada elemen tekan akibat beban lateral atau gravitasi yang menghasilkan goyangan samping, Δ, lebih besar dari $L_u/1500$, dihitung dengan analisis rangka elastis orde pertama konvensional, selalu positif

Faktor pembesaran momen didefinisikan sebagai berikut:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \tag{2.4}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1.0 \tag{2.5}$$

di mana

P_u = beban aksial terfaktor

P_c = beban tekuk Euler, yang ditentukan sebagai berikut:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \tag{2.6}$$

C_m, faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen seragam ekivalen, biasanya diambil sebagai 1,0. Namun, dalam kasus di mana elemen tersebut ditahan terhadap pergeseran samping dan tanpa beban transversal di antara tumpuan, nilainya dapat diambil dengan ekspresi berikut:

$$C_m = 0.60 + 0.40\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \tag{2.7}$$

Namun, nilai yang dihasilkan dari Persamaan (2.7) tidak boleh kurang dari 0,15.

Untuk menghitung kekakuan lentur EI untuk kolom beton, AASHTO menawarkan dua solusi yang mungkin, dengan solusi pertama adalah:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \tag{2.8}$$

dan solusi kedua, yang lebih konservatif, yaitu:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \tag{2.9}$$

di mana E_c adalah modulus elastisitas beton, I_g adalah momen inersia bruto, E_s adalah modulus elastisitas tulangan, I_s adalah momen inersia tulangan terhadap sumbu sentroidal, dan β adalah rasio momen beban mati maksimum terhadap momen beban total maksimum dan selalu positif. Ini merupakan perkiraan efek rangkak, sehingga ketika momen yang lebih besar ditimbulkan oleh beban yang ditahan dalam jangka waktu lama, deformasi rangkak dan kelengkungan terkait juga akan meningkat.

Pilar dan Kolom Beton

Kekuatan Aksial dan Lentur Gabungan

Aspek kritis dari desain pilar jembatan adalah desain elemen tekan. Kita akan menggunakan Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD sebagai sumber referensi. Diskusi berikut memberikan gambaran umum tentang beberapa kriteria utama yang mengatur desain elemen tekan. Di bawah Desain Batas Keadaan Kekuatan, resistensi terfaktor ditentukan dengan hasil perkalian resistensi nominal, P_n, dan faktor resistensi, ϕ. Dua nilai ϕ yang berbeda digunakan untuk resistensi nominal P_n. Dengan demikian, resistensi beban aksial terfaktor ϕP_n diperoleh dengan menggunakan $\phi = 0{,}75$ untuk kolom dengan tulangan spiral dan pengikat. Spesifikasi juga memungkinkan nilai ϕ untuk ditingkatkan secara linier dari nilai yang ditetapkan untuk elemen tekan ke nilai yang ditentukan untuk lentur yang sama dengan 0,9 saat beban aksial desain ϕP_n berkurang dari $0.10\ f_c' A_g$ menjadi nol.

Diagram Interaksi

Resistensi lentur elemen beton bergantung pada gaya aksial yang bekerja pada elemen tersebut. Diagram interaksi biasanya digunakan sebagai alat bantu untuk desain elemen tekan. Diagram interaksi untuk kolom biasanya dibuat dengan mengasumsikan serangkaian distribusi regangan, dan menghitung nilai P dan M yang sesuai. Setelah cukup banyak titik dihitung, hasilnya diplot untuk menghasilkan diagram interaksi.

Gambar 2.8 menunjukkan serangkaian distribusi regangan dan titik-titik yang dihasilkan pada diagram interaksi. Namun, dalam desain sebenarnya, beberapa titik pada diagram dapat dengan mudah diperoleh dan dapat mendefinisikan diagram tersebut dengan cukup akurat.

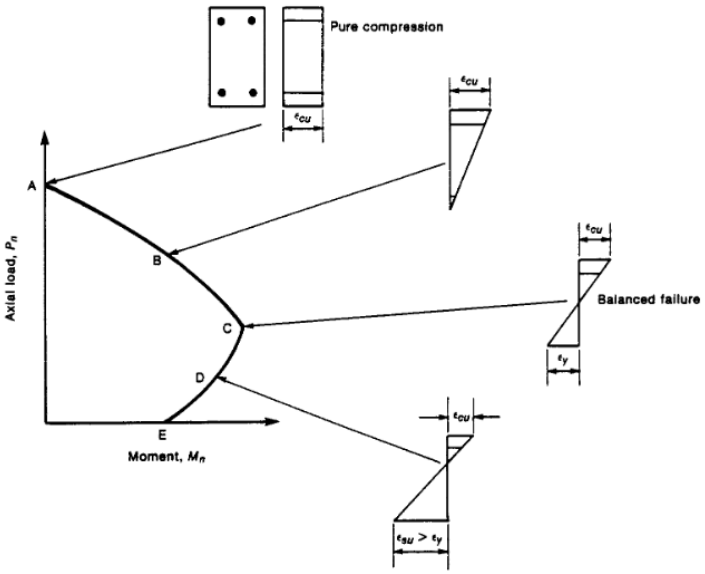
- Kompresi Murni: Resistensi aksial terfaktor untuk kompresi murni, ϕP_n, dapat dihitung dengan: Untuk elemen dengan tulangan spiral:

$$P_r = \phi P_n = \phi 0.85 P_o = \phi 0.85\left[0.85 f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y\right] \tag{2.10}$$

Untuk anggota dengan penguatan ikatan:

$$P_r = \phi P_n = \phi 0.80 P_o = \phi 0.80\left[0.85 f_c'\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} f_y\right] \tag{2.11}$$

Untuk desain, kekuatan tekan murni adalah kondisi hipotetis karena hampir selalu akan ada momen yang hadir karena berbagai alasan. Karena alasan ini, AASHTO LRFD 5.7.4.4 membatasi resistensi beban aksial nominal elemen tekan hingga 85 dan 80% dari resistensi aksial pada eksentrisitas nol, P_o, untuk kolom spiral dan kolom terikat, masing-masing.



Gambar 2.8 Distribusi regangan yang sesuai dengan titik-titik pada diagram interaksi.

- Lentur Murni: Penampang dalam kasus ini hanya dikenai momen lentur dan tanpa gaya aksial. Resistensi lentur terfaktor, Mr, dapat dihitung dengan

$$M_r = \phi M_n = \phi \left[A_s f_y d \left(1 - 0.6\rho \frac{f_y}{f_c'} \right) \right] \tag{2.12}$$

$$= \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Dimana

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

- Kondisi Regangan Seimbang: Kondisi regangan seimbang sesuai dengan distribusi regangan di mana regangan beton ekstrem mencapai 0.003 dan regangan pada tulangan mencapai titik leleh pada saat yang bersamaan. Pada kondisi ini, penampang memiliki kapasitas momen tertinggi. Untuk penampang persegi panjang dengan tulangan pada satu sisi, atau terletak pada dua sisi dengan jarak yang hampir sama dari sumbu lentur, resistensi aksial terfaktor seimbang, P_r, dan resistensi lentur terfaktor seimbang, M_r, dapat dihitung dengan

$$P_r = \phi P_b = \phi \left[0.85 f_c' b a_b + A_s' f_s' - A_s f_y \right] \tag{2.13}$$

Dan

$$M_r = \phi M_b = \phi \left[0.85 f_c' b a_b (d - d'' - a_b/2) + A_s' f_s' (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \right] \tag{2.14}$$

Dimana

$$a_b = \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)\beta_1 d$$

Dan

$$f_s' = 600\left[1 - \left(\frac{d'}{d}\right)\left(\frac{600 + f_y}{600}\right)\right] \leq f_y$$

di mana f_y dalam MPa.

Lenturan Biaxial

AASHTO LRFD 5.7.4.5 menetapkan bahwa kekuatan desain elemen non-lingkaran yang dikenai lenturan biaxial dapat dihitung, sebagai pengganti analisis penampang umum berdasarkan kompatibilitas tegangan dan regangan, dengan salah satu ekspresi perkiraan berikut:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_o} \tag{2.15}$$

ketika beban aksial yang difaktorkan, $P_u \geq 0.10\phi f_c' A_g$

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1 \tag{2.16}$$

ketika beban aksial terfaktor, $P_u < 0.10\phi f_c' A_g$
di mana

P_{rxy} = resistensi aksial terfaktor dalam lentur biaxial
P_{rx}, P_{ry} = resistensi aksial terfaktor yang sesuai denganM_{rx}, M_{ry}
M_{ux}, M_{uy} = momen terapan terfaktor terhadap sumbu x, sumbu y
M_{rx}, M_{ry} = resistensi lentur uniaksial terfaktor dari suatu penampang terhadap sumbu x dan sumbu y yang sesuai dengan eksentrisitas yang dihasilkan oleh beban aksial dan momen terfaktor yang diterapkan, dan $P_o = 0.85 f_c'(A_g - A_s) + A_s f_y$

Kekuatan Geser

Dalam kondisi beban normal, geser jarang mengatur desain kolom untuk jembatan konvensional karena beban lateral biasanya kecil dibandingkan dengan beban vertikal. Namun, dalam desain seismik, geser sangat penting. Dalam beberapa tahun terakhir, upaya penelitian tentang evaluasi kekuatan geser untuk kolom telah meningkat secara signifikan. AASHTO LRFD menyediakan persamaan geser umum yang berlaku untuk balok dan kolom. Komponen kapasitas geser beton dan sudut kemiringan tegangan tekan diagonal merupakan fungsi dari

tegangan geser pada beton dan regangan pada tulangan di sisi tarik lentur elemen. Persamaan ini agak rumit dan sulit digunakan.

Alternatifnya, persamaan yang direkomendasikan oleh ATC-32 dapat digunakan dengan akurasi yang dapat diterima. Rekomendasi tersebut tercantum sebagai berikut. Kecuali untuk daerah ujung kolom daktil, kekuatan geser nominal yang diberikan oleh beton, V_c, untuk elemen yang dikenai lentur dan tekan aksial harus dihitung dengan

$$V_c = 0.165\left(1 + (3.45)(10^{-6})\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}A_e \quad \text{(MPa)} \tag{2.17}$$

Jika gaya aksial berupa tegangan, maka V_c harus dihitung dengan

$$V_c = 0.165\left(1 + (1.38)(10^{-5})\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}A_e \quad \text{(MPa)} \tag{2.18}$$

(perhatikan bahwa N_u negatif untuk tegangan), di mana

A_g = luas penampang bruto kolom (mm^2)
A_e = luas penampang efektif, dapat diambil sebagai 0,8A_g (mm^2)
N_u = gaya aksial yang diterapkan pada kolom (N)
f_c' = kekuatan tekan beton (MPa)

Untuk daerah ujung di mana daktilitas lentur biasanya tinggi, kapasitas geser harus dikurangi. ATC-32 menawarkan persamaan berikut untuk mengatasi interaksi ini.

Dengan daerah ujung kolom yang memanjang pada jarak dari penampang kritis atau penampang tidak kurang dari $1.5D$ untuk kolom melingkar atau $1.5h$ untuk kolom persegi panjang, kekuatan geser nominal yang diberikan oleh beton yang dikenai lentur dan tekan aksial harus dihitung dengan

$$V_c = 0.165\left(0.5 + (6.9)(10^{-6})\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}A_e \quad \text{(MPa)} \tag{2.19}$$

Ketika beban aksial berupa tegangan, V_c dapat dihitung sebagai

$$V_c = 0.165\left(1 + (1.38)(10^{-5})\frac{N_u}{A_g}\right)\sqrt{f_c'}A_e \quad \text{(MPa)} \tag{2.18}$$

Sekali lagi, N_u harus negatif dalam kasus ini.
Kontribusi geser nominal dari tulangan diberikan oleh

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad \text{(MPa)} \tag{2.20}$$

untuk bagian persegi panjang yang diikat, dan dengan

$$V_s = \frac{\pi}{2}\frac{A_h f_{yh} D'}{s} \tag{2.21}$$

untuk penampang melingkar yang diperkuat secara spiral. Dalam persamaan ini, A_v adalah luas total tulangan geser yang sejajar dengan gaya geser yang diterapkan, A_h adalah luas satu lingkaran, f_{yh} adalah tegangan leleh tulangan horizontal, D' adalah diameter lingkaran, dan s adalah jarak antar tulangan horizontal.

Daktilitas Kolom

AASHTO LRFD memperkenalkan istilah daktilitas dan mensyaratkan bahwa sistem struktur jembatan dirancang untuk memastikan perkembangan deformasi inelastis yang signifikan dan terlihat sebelum kegagalan.

Istilah daktilitas mendefinisikan kemampuan suatu struktur dan komponen struktural terpilih untuk berubah bentuk melampaui batas elastis tanpa degradasi kekuatan atau kekakuan yang berlebihan. Dalam istilah matematika, daktilitas μ didefinisikan oleh rasio perpindahan total yang dikenakan Δ pada setiap saat terhadap perpindahan pada saat timbulnya leleh Δ_y. Ini adalah ukuran kemampuan suatu struktur, atau komponen struktur, untuk menyerap energi. Tujuan desain seismik adalah untuk membatasi perkiraan permintaan daktilitas maksimum terhadap kapasitas daktilitas struktur selama peristiwa seismik.

Untuk kolom beton, pengekangan beton harus disediakan untuk memastikan kolom yang daktil. AASHTO LRFD menetapkan rasio minimum berikut dari tulangan spiral terhadap total volume inti beton, diukur dari luar ke luar spiral:

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yh}} \tag{2.22}$$

Tulangan melintang untuk pengekangan pada sendi plastis harus ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_s = 0.16\frac{f'_c}{f_y}\left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c}\right) \tag{2.23}$$

untuk yang mana

$$\left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c}\right) \geq 1.0$$

Luas penampang total (A_{sh}) tulangan pengikat (sengkang) persegi panjang untuk kolom persegi panjang haruslah salah satu dari berikut ini:

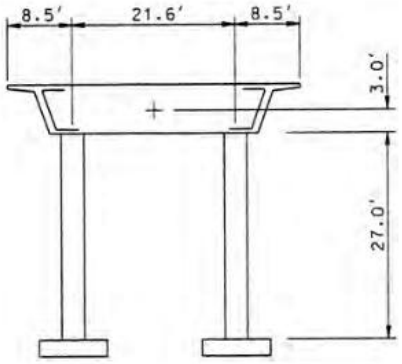
$$A_{sh} = 0.30sh_c\frac{f'_c}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \tag{2.24}$$

Atau

$$A_{sh} = 0.12sh_c\frac{f'_c}{f_y}\left(0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c}\right) \tag{2.25}$$

mana yang lebih besar, di mana

a = jarak vertikal tulangan spiral (sengkang) dengan maksimum 100 mm (mm)
A_c = luas inti kolom yang diukur ke bagian luar tulangan spiral melintang (mm^2)
A_g = luas bruto kolom (mm^2)
A_{sh} = total luas penampang tulangan spiral (sengkang) (mm^2)
f'_c = kekuatan tekan beton yang ditentukan (Pa)
f_{yh} = kekuatan leleh tulangan spiral (Pa)
h_c = dimensi inti kolom yang diikat dalam arah yang dipertimbangkan (mm)
P_s = rasio volume tulangan spiral terhadap total volume inti beton (dari luar ke luar spiral)
P_u = beban aksial terfaktor (MN)



Gambar 2.9 Contoh 2.2 — penampang tipikal.

Tabel 2.3 Beban Kelompok Kolom — Layanan

		Beban Hidup + Benturan							
		Kasus 1	Kasus 2	Kasus 3					
	Beban Mati	Trans $M_{y\text{-max}}$	Panjang $M_{x\text{-max}}$	Aksial N-maks	Angin	Angin di LL	Panjang Gaya	Gaya Sentrifugal $M_{y\text{-max}}$	Suhu.
M_y (k-ft)	220	75	15	32	532	153	208	127	180
M_x (k-ft)	148	67	599	131	192	86	295	2	0
P (k)	1108	173	131	280	44	17	12	23	0

Tabel 2.4 Beban Seismik yang Belum Dikurangi (ARS)

	Kasus 1 Maksimum Transversal	Kasus 2 Maksimum Longitudinal
M_y — Trans (k-ft)	4855	3286
M_x — Long (k-ft)	3126	3334
P — Axial (k)	-282	-220

Contoh 2.2 Desain Rangka Dua Kolom

Rancang kolom-kolom jembatan layang dua bentang. Penampang tipikal struktur ditunjukkan pada Gambar 2.9. Balok kotak beton ditopang oleh rangka dua kolom dan dikenai beban HS20. Kolom-kolom tersebut dihubungkan dengan engsel di bagian bawah kolom. Oleh karena itu, hanya beban di bagian atas kolom yang diberikan di sini. Tabel 2.3 mencantumkan semua gaya akibat beban hidup ditambah benturan. Tabel 2.4 mencantumkan gaya akibat beban seismik. Perhatikan bahwa faktor reduksi beban sebesar 5.0 akan diasumsikan untuk kolom-kolom tersebut.

Data Material

$f_c' = 4.0$ ksi (2.6 MPa) $E_c = 3605$ ksi (24855 MPa)
$E_s = 29000$ ksi (199946 MPa) $f_y = 60$ ksi (414 MPa)

Coba gunakan ukuran kolom dengan diameter 4 kaki (1.22 m). Sediakan 26 - #9 (26 - #30). Rasio tulangan adalah 1.44%.

Properti Bagian

A_g = 12.51 ft^2 (1.16 m^2) A_{st}= 26.0 in^2 (16774 mm^2)
$I_{xc} = I_{yc}$ = 12.46 ft^4 (0.1075 m^4) $I_{xs} = I_{ys}$ = 0.2712 ft^4 (0.0023 m^4)

Analisis ini mengikuti prosedur. Diagram interaksi momen dan gaya aksial dihasilkan dan ditunjukkan pada Gambar 2.10.

Mengikuti prosedur yang diuraikan, faktor perbesaran momen untuk setiap kelompok beban dapat dihitung dan hasilnya ditunjukkan pada Tabel 2.5.

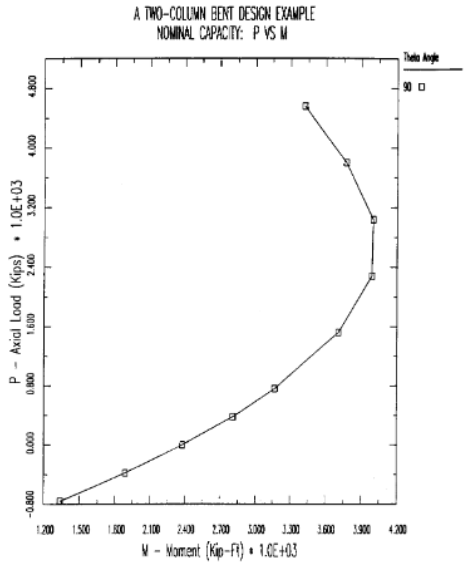
Di mana:

$$K_y = K_x = 2.10$$

$$K_y L/R = K_x L/R = 2.1 \times 2.0/(1.0) = 57$$

di mana R = jari-jari girasi = $r/2$ untuk penampang melingkar.

$22 < KL/R < 100$ $\therefore$ <u>Efek orde kedua harus dipertimbangkan.</u>



Gambar 2.10 Contoh 2.2 — diagram interaksi.

Tabel 2.5 Perhitungan Perbesaran Momen dan Tekuk

Grup Beban	P (k) Kasus	Perbesaran Momen			Bagian yang Ditransformasikan dan Retak		Tekuk Kritis		Beban Aksial P(k)
		Trans. M_{agy}	Long M_{agx}	Comb. M_{og}	$E * I_y(k-ft^2)$	$E * I_x(k-ft^2)$	Trans. $P_{cy}\ (k)$	Long $P_{cx}(k)$	
I	1	1.571	1.640	1.587	1,738,699	1,619,399	5338	4972	1455
I	2	1.661	1.367	1.384	1,488,966	2,205,948	4571	6772	1364
I	3	2.765	2.059	2.364	1,392,713	1,728,396	4276	5306	2047
II		1.337	1.385	1.344	1,962,171	1,776,045	6024	5452	1137
III	1	1.406	1.403	1.405	2,046,281	2,056,470	6282	6313	1360
III	2	1.396	1.344	1.361	1,999,624	2,212,829	6139	6793	1305
III	3	1.738	1.671	1.708	1,901,005	2,011,763	5836	6176	1859
IV	1	1.437	1.611	1.455	1,864,312	1,494,630	5723	4588	1306
IV	2	1.448	1.349	1.377	1,755,985	2,098,586	5391	6443	1251
IV	3	1.920	1.978	1.936	1,635,757	1,585,579	5022	4868	1805
V		1.303	1.365	1.310	2,042,411	1,776,045	6270	5452	1094
VI	1	1.370	1.382	1.373	2,101,830	2,056,470	6453	6313	1308
VI	2	1.358	1.327	1.340	2,068,404	2,212,829	6350	6793	1256
VI	3	1.645	1.629	1.640	1,980,146	2,011,763	6079	6176	1788
VII	1	1.243	1.245	1.244	2,048,312	2,036,805	6288	6253	826
VII	2	1.296	1.275	1.286	1,940,100	2,053,651	5956	6305	888

Catatan: Kolom diasumsikan tidak ditahan terhadap goyangan samping.

Perhitungan untuk Kelompok Beban III dan Kasus 2 akan ditunjukkan sebagai berikut: Lenturan dalam arah memanjang: M_x

$$Beban\ terfaktor = 1.3[\beta_D D + (L+I) + CF + 0.3W + WL + LF]$$

$\beta_D = 0{,}75$ saat memeriksa kolom untuk momen maksimum atau eksentrisitas maksimum dan beban aksial terkait. β_D dalam Persamaan (2.8) = momen beban mati maksimum, M_{DL}/momen total maksimum, M_t.

$M_{DL} = 148 \times 0.75 = 111$ k-ft (151 kN · m)

$M_t = 0.75 \times 148 + 599 + 0.3 \times 192 + 86 + 295 + 2 = 1151$ k-ft (1561 kN · m)

$\beta_d = 111/1151 = 0.0964$

$$EI_x = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} = \frac{\frac{3605 \times 144 \times 12.46}{5} + 29{,}000 \times 144 \times 0.2712}{1 + 0.0964} = 2{,}212{,}829 \text{ k-ft}^2$$

$$P_{cx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}212{,}829}{(2.1 \times 27)^2} = 6793 \text{ kips } (30{,}229 \text{ kN})$$

$C_m = 1.0$ for frame braced against side sway

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1305}{0.75 \times 6793}} = 1.344$$

Momen terfaktor yang diperbesar = 1.344 × 1.3 × 1151 = 2011 k-ft (2728 kN·m)

Tabel 2.6 Perbandingan Beban Terfaktor dengan Kapasitas Terfaktor Kolom

Kelompok	Kasus	Gaya Terfaktor yang Diterapkan (k-ft)				Kapasitas (k-ft)		Rasio M_u/M	Status
		Trans. M_y	Long M_x	Comb. M	$Aksial\ P(k)$	ϕM_x	ϕ		
I	1	852	475	975	1455	2924	0.75	3.00	OK
I	2	566	1972	2051	1362	2889	0.75	1.41	OK
I	3	1065	981	1448	2047	3029	0.75	2.09	OK
II		1211	546	1328	1137	2780	0.75	2.09	OK
III	1	1622	1125	1974	1360	2886	0.75	1.46	OK
III	2	1402	2011	2449	1305	2861	0.75	1.17	OK
III	3	1798	1558	2379	1859	3018	0.75	1.27	OK
IV	1	1022	373	1088	1306	2865	0.75	2.63	OK
IV	2	813	1245	1487	1251	2837	0.75	1.91	OK
IV	3	1136	717	1343	1805	3012	0.75	2.24	OK
V		1429	517	1519	1094	2754	0.75	1.81	OK
VI	1	1829	1065	2116	1308	2864	0.75	1.35	OK
VI	2	1617	1905	2499	1256	2842	0.75	1.14	OK
VI	3	2007	1461	2482	1788	3008	0.75	1.21	OK
VII	1	1481	963	1766	826	2372	0.67	1.34	OK
VII	2	1136	1039	1540	888	2364	0.65	1.54	OK

Catatan:

1. Momen terfaktor yang diterapkan diperbesar untuk kelangsingan sesuai dengan AASHTO LRFD.
2. Gaya seismik dikurangi dengan faktor pengurangan beban R = 5.0.

$L = 2.00$ ft, $f_c' = 4.00$ ksi, $F_y = 60.0$ ksi, $A_{st} = 26.00$ in.^{2}

Hasil analisis dengan perbandingan momen yang diterapkan terhadap kapasitas dirangkum dalam Tabel 2.6.

Penguatan lateral kolom dihitung untuk dua kasus: (1) untuk geser yang diterapkan dan (2) untuk pengekangan. Biasanya, persyaratan pengekangan yang menentukan. Terapkan Persamaan 2.22 atau Persamaan 2.23 untuk menghitung penguatan pengekangan. Untuk analisis seismik, gaya geser seismik yang tidak dikurangi harus dibandingkan dengan gaya geser akibat pembentukan sendi plastis pada kolom. Nilai yang lebih kecil harus digunakan. Prosedur analisis pembentukan sendi plastis dibahas di tempat lain dalam buku pegangan ini dan tidak akan diulangi di sini.

Penguatan lateral untuk kedua kolom ditunjukkan sebagai berikut.

Untuk kolom kiri:

V_u = 148 kips (659 kN) (geser akibat pembentukan sendi plastis yang menentukan)

ϕV_n = 167 kips (743 kN) ∴ Tidak diperlukan penguatan lateral untuk geser.

Tulangan untuk pengekangan = p_s = 0,0057 ∴ Sediakan #4 dengan panjang 3 inci (#15 dengan panjang 76 mm)

Untuk kolom kanan:

V_u = 180 kips (801 kN) (geser akibat engsel plastis yang menentukan)

ϕV_n = 167 kips (734 kN)

ϕV_s = 13 kips (58 kN) (tidak menentukan)

Tulangan untuk pengekangan = p_s = 0,00623 ∴ Sediakan #4 dengan panjang 2,9 inci (#15 dengan panjang 74 mm)

Ringkasan desain:

Diameter kolom 4 kaki (1,22 m) dengan 26-#9 (26-#30) untuk tulangan utama dan #4 dengan panjang 2,9 inci (#15 dengan panjang 74 mm) untuk pengekangan spiral.

Gambar 2.11 Penampang melintang tipikal kolom komposit.

Kolom Baja dan Komposit

Kolom baja tidak umum digunakan seperti kolom beton. Meskipun demikian, kolom baja merupakan solusi yang layak untuk beberapa situasi khusus, misalnya, di area dengan ruang terbatas. Pipa atau tabung baja yang diisi dengan beton yang dikenal sebagai kolom komposit (Gambar 2.11) menawarkan penggunaan paling efisien dari dua material dasar tersebut. Baja di sekeliling penampang melintang memberikan kekakuan dan penahanan

triaksial, dan inti beton menahan kompresi dan mencegah tekuk elastis lokal dari selubung baja. Ketangguhan dan keuletan kolom komposit menjadikannya jenis kolom pilihan untuk struktur tahan gempa di Jepang. Di Tiongkok, kolom komposit pertama kali digunakan di stasiun kereta bawah tanah Beijing sejak tahun 1963. Selama bertahun-tahun, kolom komposit telah banyak digunakan dalam struktur bangunan serta jembatan. Pada bagian ini, ketentuan desain AASHTO LRFD untuk kolom baja dan komposit dirangkum.

Ketahanan Tekan

Untuk elemen prismatik dengan setidaknya satu bidang simetri dan dikenai kompresi aksial atau kombinasi kompresi aksial dan lentur terhadap sumbu simetri, ketahanan terfaktor komponen dalam kompresi, P_r, dihitung sebagai

$$P_r = \phi_c P_n$$

di mana

P_n = resistensi tekan nominal

ϕ_c = faktor resistensi untuk kompresi = 0.90

Resistensi tekan nominal kolom baja atau komposit harus ditentukan sebagai

$$P_n = \begin{cases} 0.66^{\lambda} F_e A_s & \text{jika} \quad \lambda \leq 2.25 \\ \dfrac{0.88 F_e A_s}{\lambda} & \text{jika} \quad \lambda > 2.25 \end{cases} \tag{2.26}$$

yang mana

Untuk kolom baja:

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s}\pi\right)^2 \frac{F_y}{E_e} \tag{2.27}$$

Untuk kolom komposit:

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s}\pi\right)^2 \frac{F_c}{E_e} \tag{2.28}$$

$$F_e = F_y + C_1 F_{yr}\left(\frac{A_r}{A_s}\right) + C_2 f_c\left(\frac{A_c}{A_s}\right) \tag{2.29}$$

$$Ee = E\left[1 + \left(\frac{C_3}{n}\right)\left(\frac{A_c}{A_s}\right)\right] \tag{2.30}$$

di mana

A_s = luas penampang baja (mm^2)

A_c = luas penampang beton (mm^2)

A_r = total luas penampang tulangan memanjang (mm^2)

F_y = kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk penampang baja (MPa)

F_{yr} = kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk tulangan memanjang (MPa)
f_c' = kekuatan tekan minimum 28 hari yang ditentukan untuk beton (MPa)
E = modulus elastisitas baja (MPa)
L = panjang kolom tanpa penahan (mm)
K = faktor panjang efektif
n = rasio modular beton
r_s = jari-jari girasi penampang baja pada bidang lentur, tetapi tidak kurang dari 0.3 kali lebar elemen komposit pada bidang lentur untuk kolom komposit, dan, untuk tabung berisi,

$$C_1 = 1.0; \quad C_2 = 0.85; \quad C_3 = 0.40$$

Untuk dapat menggunakan persamaan di atas, rasio lebar/ketebalan pembatas berikut untuk kompresi aksial elemen baja dengan bentuk apa pun harus dipenuhi:

$$\frac{b}{t} \leq k\sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{2.31}$$

di mana
k = koefisien tekuk pelat seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.7
b = lebar pelat seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.7
t = ketebalan pelat (mm)
Ketebalan dinding tabung baja atau komposit harus memenuhi:
Untuk tabung melingkar:

$$\frac{D}{t} \leq 2.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Tabel 2.7 Rasio Lebar-ke-Ketebalan yang Membatasi

	K	b
		Pelat Ditopang di Sepanjang Satu Sisi
Flensa dan kaki atau pelat yang menonjol	0.56	Lebar setengah flensa profil I
		Lebar flensa penuh profil kanal
		Jarak antara tepi bebas dan garis pertama baut atau las pada pelat
		Lebar penuh kaki yang menonjol untuk pasangan sudut pada kontak kontinu
Batang dari tee gulung	0.75	Kedalaman tee penuh
Elemen proyeksi lainnya	0.45	Lebar penuh kaki penyangga yang menonjol untuk penyangga sudut tunggal atau penyangga sudut ganda dengan pemisah
		Lebar proyeksi penuh untuk yang lainnya
		Pelat yang Ditopang di Sepanjang Dua Sisi

Flensa kotak dan pelat penutup	1.40	Jarak bersih antar web dikurangi radius sudut dalam di setiap sisi untuk flensa kotak Jarak antara garis las atau baut untuk pelat penutup flensa
Jaring dan elemen pelat lainnya	1.49	Jarak bersih antara flensa dikurangi jari-jari fillet untuk web balok gulung Jarak bersih antara penyangga tepi untuk semua yang lain
Pelat penutup berlubang	1.86	Jarak yang jelas antara penyangga tepi

Untuk tabung persegi panjang:

$$\frac{b}{t} \leq 1.7\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

di mana

D = diameter tabung (mm)

b = lebar permukaan (mm)

t = ketebalan tabung (mm)

Ketahanan Lentur

Ketahanan lentur terfaktor, M_r, harus ditentukan sebagai

$$M_r = \phi_f M_n \tag{2.32}$$

di mana

M_n = resistensi lentur nominal

ϕ_f = faktor resistensi untuk lentur, ϕ_f = 1,0

Resistensi lentur nominal pipa berisi beton yang memenuhi batasan

$$\frac{D}{t} \leq 2.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

dapat ditentukan:

$$\text{Jika } \frac{D}{t} < 2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ then } M_n = M_{ps} \tag{2.33}$$

$$\text{Jika } 2.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8.8\sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ then } M_n = M_{yc} \tag{2.34}$$

di mana

M_{ps} = momen plastis penampang baja

M_{yc} = momen leleh penampang komposit

Kombinasi Tekanan Aksial dan Lentur

Beban tekan aksial, P_u, dan momen konkuren, M_{ux} dan M_{uy}, yang dihitung untuk pembebanan terfaktor untuk kolom baja dan komposit harus memenuhi hubungan berikut:

$$\text{Jika } \frac{P_u}{P_r} < 0.2, \text{ then } \frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \tag{2.35}$$

$$\text{Jika } \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2, \text{ then } \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \leq 1.0 \tag{2.36}$$

di mana

P_r = resistensi tekan terfaktor

M_{rx}, M_{ry} = resistensi lentur terfaktor terhadap sumbu x dan y, masing-masing

M_{ux}, M_{uy} = momen lentur terfaktor terhadap sumbu x dan y, masing-masing

BAB 3
MENARA

3.1 PENDAHULUAN

Menara adalah elemen struktural yang paling terlihat dari jembatan bentang panjang. Menara menonjol di atas struktur atas dan terlihat dari segala arah oleh pemirsa dan pengguna. Menara memberikan karakter dan tema pemersatu pada jembatan. Menara memproyeksikan citra mnemonik yang diingat orang sebagai kesan abadi dari jembatan itu sendiri.

Sebagai contoh dari citra menara yang kuat, bandingkan menara art deco yang elegan dari Jembatan Golden Gate (Gambar 3.1) dengan arsitektur utilitarian namun abadi dari menara Jembatan San Francisco–Oakland Bay (Gambar 3.2). Atau bandingkan menara batu yang besar dan kokoh dari Jembatan Brooklyn (Gambar 3.3) dengan menara baja yang canggung dan membingungkan dari Jembatan Williamsburg di Kota New York (Gambar 3.4).

Menara dapat didefinisikan sebagai struktur baja atau beton vertikal yang menjorok di atas dek, menopang kabel dan membawa gaya yang dikenakan jembatan ke tanah. Dengan definisi ini, menara hanya digunakan untuk jembatan gantung atau untuk jembatan kabel-stayed, atau struktur hibrida gantung-kabel-stayed. Kata pylon terkadang digunakan untuk menara jembatan kabel-stayed. Baik pylon maupun menara memiliki arti yang hampir sama struktur tinggi dan sempit yang menopang dirinya sendiri dan jalan raya. Dalam bab ini, kata menara akan digunakan untuk jembatan gantung dan jembatan kabel-stayed, untuk menghindari kebingungan istilah.

Baik jembatan gantung maupun jembatan kabel-stayed ditopang oleh abutmen atau pilar pada titik di mana struktur ini bertransisi ke jalan pendekatan atau struktur pendekatan. Abutmen dibahas dalam Bab 5. Pilar dan kolom yang menopang struktur atas untuk bentuk struktur jembatan lainnya seperti balok, rangka, atau lengkungan, biasanya tidak menonjol di atas dek.

Jembatan-jembatan terkenal yang disebutkan di atas dibuka pada tahun 1937, 1936, 1883, dan 1903, dan, jika dirawat dengan baik, dapat terus berfungsi selama 100 tahun lagi. Insinyur jembatan tidak akan merancang struktur seperti ini saat ini karena perubahan teknologi. Jembatan-jembatan ini adalah contoh yang sangat baik dari struktur yang tahan lama dan dapat mengingatkan para insinyur jembatan bahwa struktur yang dirancang dan dirawat dengan baik dapat bertahan selama 150 tahun atau lebih. Desain yang kokoh, material yang tahan lama, penyediaan akses untuk inspeksi dan pemeliharaan, dan program pemeliharaan yang terlaksana dengan baik akan membantu memastikan umur yang panjang. Penampilan jembatan, baik atau buruk, akan tetap sama selama masa pakai fasilitas tersebut dan menara adalah fitur visual terpenting yang mengarah pada kesan estetika struktur bagi para penonton.

3.2 FUNGSI STRUKTURAL

Fungsi struktural utama menara jembatan kabel dan jembatan gantung adalah menahan beban jembatan, beban lalu lintas, dan gaya alam ke fondasi. Menara harus menjalankan fungsi ini dengan cara yang andal, mudah digunakan, estetis, dan ekonomis selama masa pakai jembatan, karena menara, tidak seperti komponen jembatan lainnya, tidak dapat diganti. Tanpa keandalan, menara dapat menjadi tidak aman dan masa pakai seluruh jembatan dapat dipersingkat. Tanpa kemudahan penggunaan yang dirancang ke dalam struktur, yang berarti dirancang untuk akses dan kemudahan perawatan, jembatan tidak akan memberikan layanan jangka panjang yang berkelanjutan kepada pengguna. Masyarakat menuntut agar jembatan bentang panjang menjadi pernyataan estetika yang menarik dengan masa pakai yang panjang, agar tidak membuang-buang dana publik.

Gambar 3.1 Jembatan Golden Gate, San Francisco. (Sumber: Charles Seim.)

3.3 ESTETIKA

Meskipun fungsi utama menara adalah struktural, fungsi sekunder yang penting adalah visual. Menara-menara tersebut mengungkapkan karakter atau motif jembatan. Jembatan-jembatan yang digunakan sebagai contoh dalam pendahuluan merupakan ilustrasi yang baik dari citra struktur seperti yang diungkapkan oleh menara-menara tersebut. Memang, mungkin jembatan-jembatan tersebut terkenal karena menara-menaranya. Kebanyakan orang membayangkan karakter Jembatan Brooklyn hanya dari menara-menara batu lengkung bergaya Gotik. Jembatan San Francisco–Oakland Bay dan Jembatan Golden Gate memberikan kesan yang sama sekali berbeda kepada pemirsa seperti yang disampaikan oleh menara-menara tersebut. Seim mengukur rasio komponen yang terlihat dari menara-menara kedua jembatan terakhir dan menemukan pengurangan yang penting, tetapi halus, dari rasio-rasio ini dengan ketinggian di atas dasar menara.

Perubahan halus dalam rasio-rasio ini dalam ketinggian menara inilah yang menghasilkan proporsi yang sangat dikagumi dari jembatan-jembatan terkenal di dunia ini. Proporsi menara untuk setiap jembatan bentang panjang baru harus dibentuk dan dirancang dengan cermat untuk memberikan keseluruhan jembatan citra visual yang kuat bahkan kokoh anggun, dan menjulang tinggi. Estetika jembatan dibahas lebih rinci dalam Bab 2 dan 3 dari volume ini.

Gambar 3.2 Jembatan San Francisco–Oakland Bay. (Sumber: Charles Seim.)

Estetika susunan kabel sering kali menjadi hal sekunder dibandingkan estetika menara. Namun, susunan atau bentuk kabel harus dipertimbangkan dalam evaluasi estetika dan struktural keseluruhan jembatan. Kabel utama jembatan gantung selalu melengkung dalam kurva parabola yang secara naluriah dinikmati oleh kebanyakan orang. Diameter kabel yang besar membuatnya menonjol sebagai kontribusi penting terhadap kesan visual keseluruhan sebagai elemen pendukung jalan raya.

Kabel jembatan kabel pancang biasanya berdiameter kecil dan tidak menonjol secara visual sekuat kabel jembatan gantung. Namun, susunan kabel pancang, seperti harpa, kipas, bintang yang memancar, atau lainnya, harus dipertimbangkan dalam konteks bentuk menara. Kabel-kabel paralel yang terpisah dari bentuk harpa, misalnya, tidak akan terlalu mengganggu menara seperti halnya susunan lainnya.

Namun, bentuk kabel harpa mungkin tidak sesuai untuk bentang yang sangat panjang atau untuk bentuk menara tertentu. Kabel dan menara harus dipertimbangkan bersama sebagai sistem visual. Billington menyajikan tinjauan tentang pentingnya peran estetika dalam sejarah perkembangan desain jembatan modern. Leonhardt menyajikan banyak contoh jembatan yang telah selesai dibangun yang menunjukkan berbagai bentuk menara dan susunan kabel untuk jembatan gantung dan jembatan kabel-stayed.

Gambar 3.3 Jembatan Brooklyn, New York. (Sumber: Charles Seim.)

3.4 DESAIN KONSEPTUAL

Mungkin langkah terpenting dalam desain jembatan baru adalah konsep desain untuk struktur yang pada akhirnya akan dikembangkan menjadi desain akhir dan kemudian dibangun. Biaya, penampilan, dan keandalan serta kemampuan layanan fasilitas semuanya akan ditentukan, baik atau buruk, oleh desain konseptual struktur tersebut. Biaya dapat meningkat, terkadang secara signifikan, oleh konsep yang sangat sulit untuk didirikan.

Setelah dibangun, struktur tersebut akan selalu ada untuk dikagumi oleh pengguna atau untuk dikritik. Pengguna pada akhirnya membayar biaya fasilitas dan biasanya juga membayar biaya pemeliharaan struktur. Gimsing membahas masalah desain konsep jembatan kabel dan jembatan gantung secara sangat luas dan menyajikan contoh untuk membantu memandu para perancang.

Desain jembatan yang tepat yang mempertimbangkan empat fungsi yaitu keandalan, kemampuan layanan, penampilan, dan biaya bersama dengan skema yang dapat didirikan yang membutuhkan perawatan rendah, adalah ideal yang harus dipenuhi oleh konsep desain.

Gambar 3.4 Jembatan Williamsburg, New York. (Sumber: Charles Seim.)

Tren terkini adalah mempekerjakan arsitek sebagai bagian dari tim desain. Arsitek mungkin melihat struktur dengan cara yang berbeda dari insinyur, dan peran mereka dalam proyek tidak sama. Peran insinyur adalah terlibat dalam keempat fungsi tersebut dan, yang terpenting, bertanggung jawab atas kecukupan struktural jembatan. Peran arsitek umumnya hanya melibatkan fungsi estetika. Peran mereka tumpang tindih dalam mencapai estetika, yang juga dapat memengaruhi ekonomi struktur. Karena baik insinyur maupun arsitek memiliki tujuan bersama yaitu jembatan yang elegan dan ekonomis, harus ada kerja sama dan rasa hormat di antara mereka.

Perbedaan terkadang terjadi ketika keinginan estetika arsitek bertentangan dengan perhitungan struktural insinyur. Menara, sebagai komponen jembatan yang paling terlihat, tampaknya menjadi sasaran konflik jenis ini. Setiap profesional harus memahami bahwa perbedaan sudut pandang ini akan terjadi dan harus diselesaikan untuk persatuan yang sukses dan bermanfaat antara kedua disiplin ilmu tersebut. Meskipun ekonomi biasanya penting, terkadang biaya bukanlah tujuan karena pemilik atau publik menginginkan struktur yang "simbolis". Imajinasi arsitek kemudian menjadi penentu, dan insinyur hanya dapat menyediakan fungsi keselamatan dan kemudahan perawatan.

Material

Hingga tahun 1970-an, baja merupakan material utama yang digunakan untuk menara jembatan kabel dan jembatan gantung. Menara-menara tersebut seringkali berbentuk persegi panjang dengan penampang melintang berbentuk persegi panjang, salib, T, atau bentuk serupa yang mudah dibuat dari baja. Contoh desain menara baja jembatan gantung adalah menara baja persegi panjang polos untuk dua Jembatan Memorial Delaware; yang pertama dibangun pada tahun 1951 dan yang paralel pada tahun 1968 (Gambar 3.5). Contoh jembatan kabel yang merupakan pengecualian dari bentuk menara persegi panjang adalah menara baja tahan cuaca berbentuk A yang dimodifikasi dari Jembatan Luling dekat New Orleans, 1983 (Gambar 3.6).

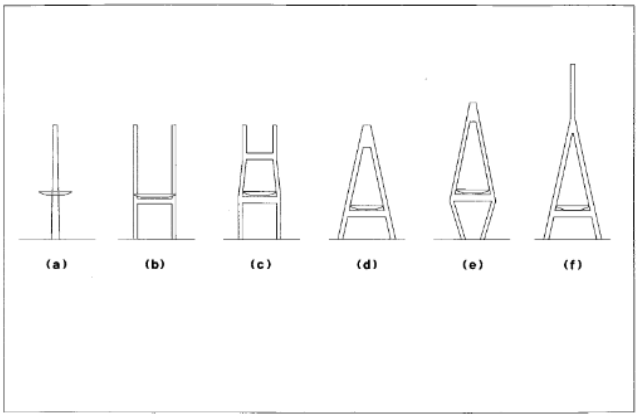
Gambar 3.5 Jembatan Memorial Delaware. (Sumber: D. Sailors.)

Penampang menara baja biasanya dirancang sebagai serangkaian sel yang saling berdekatan yang dibentuk dengan pengelasan pelat baja di pabrik dalam unit sepanjang 6 hingga 12 m. Menara baja untuk jembatan gantung, dan untuk jembatan kabel pancang dengan kabel

pancang yang melewati bagian atas menara di dalam pelana, harus dirancang untuk beban terpusat dari pelana tersebut. Menara seluler baja untuk jembatan kabel pancang dengan kabel yang membentuk kerangka menara harus dirancang untuk gaya lokal dari banyak angkur kabel.

Sejak tahun 1970-an, beton bertulang telah digunakan dalam berbagai bentuk dengan penampang persegi panjang dan penampang kompak lainnya. Menara beton biasanya dirancang sebagai poros berongga untuk menghemat berat dan mengurangi jumlah beton dan batang tulangan yang dibutuhkan. Seperti halnya menara baja, menara beton harus dirancang untuk menahan beban terpusat dari penyangga di bagian atas, jika digunakan, atau untuk menahan gaya lokal dari banyak jangkar kabel yang terpasang pada poros menara.

Gambar 3.6 Jembatan Luling, New Orleans, Louisiana. (Sumber: Charles Seim.)



Gambar 3.7 Bentuk umum menara jembatan kabel. (a) Menara tunggal, I; (b) poros vertikal ganda, H; (c) poros bengkok ganda; (d) poros miring, A; (e) poros miring, belah ketupat; (f) Y terbalik.

Menara yang dirancang dari baja akan lebih ringan daripada menara yang dirancang dari beton, sehingga berpotensi menghemat biaya pondasi. Menara baja umumnya lebih fleksibel dan lebih ulet serta dapat didirikan dalam waktu yang lebih singkat daripada menara beton. Menara baja memerlukan pengecatan perawatan berkala, meskipun baja tahan cuaca dapat digunakan untuk lingkungan non-laut.

Biaya menara baja atau beton dapat bervariasi tergantung pada sejumlah faktor, sehingga kondisi pasar, pengalaman kontraktor, ketersediaan peralatan, dan detail desain serta pengaruh spesifik lokasi kemungkinan besar akan menentukan apakah baja atau beton adalah material yang paling ekonomis. Untuk jembatan penyeberangan pejalan kaki, menara kayu mungkin ekonomis dan estetis.

Selama fase desain konseptual jembatan, perkiraan biaya konstruksi kedua material perlu dikembangkan dan dibandingkan. Jika biaya siklus hidup penting, maka operasi pemeliharaan dan frekuensi operasi tersebut perlu dievaluasi dan dibandingkan, biasanya dengan evaluasi nilai sekarang.

Bentuk dan Wujud

Menara jembatan kabel pancang dapat memiliki berbagai macam bentuk dan wujud. Kabel pancang juga dapat disusun dalam berbagai bentuk. Lihat Bab 19. Untuk desain konseptual, tinggi menara kabel pancang di atas dek dapat diasumsikan sekitar 20% dari panjang bentang utama. Nilai ini harus ditambah dengan kedalaman struktural balok dan jarak bebas ke fondasi untuk menentukan perkiraan total tinggi menara. Tinggi akhir menara akan ditentukan selama fase desain akhir.

Bentuk menara yang paling sederhana adalah poros tunggal, biasanya vertikal (Gambar 3.7a). Kadang-kadang, menara tunggal dimiringkan secara memanjang. Kabel pancang dapat disusun dalam satu bidang untuk sejajar dengan menara atau dilebarkan ke luar untuk terhubung dengan balok tepi memanjang. Bentuk ini biasanya digunakan untuk jembatan dengan lalu lintas dua arah, untuk menghindari pemisahan aliran lalu lintas satu arah. Untuk jalan raya yang berkelok-kelok, menara tunggal dapat diimbangi ke bagian luar kurva cembung jalan raya dan dimiringkan secara melintang untuk menopang dek yang melengkung dengan lebih efektif.

Dua poros vertikal yang membentang di atas jalan raya dengan atau tanpa penyangga silang di atas jalan raya membentuk menara sederhana dan digunakan dengan dua bidang kabel (Gambar 3.7b). Kabel penahan akan miring ke dalam untuk terhubung ke balok, sehingga menimbulkan komponen tegangan di seluruh sistem penyangga dek; namun, balok biasanya diperpanjang ke luar di antara menara untuk menyelaraskan kabel secara vertikal dengan poros menara. Poros menara juga dapat "dibengkokkan" atau diimbangi di atas jalan raya (Gambar 3.7c). Hal ini memungkinkan kabel untuk disejajarkan dalam bidang vertikal dan dihubungkan ke balok, yang dapat melewati menara secara terus menerus seperti yang digunakan untuk Jembatan Talmadge, Georgia (Gambar 3.8). Penyangga horizontal digunakan di antara poros menara, diimbangi untuk menstabilkan menara.

Dua poros jembatan kabel pancang dapat dimiringkan ke dalam satu sama lain untuk membentuk rangka A yang dimodifikasi, mirip dengan menara Jembatan Luling (Gambar 3.6), atau dimiringkan untuk menyatukan puncak poros membentuk rangka A penuh (Gambar 3.7d). Dua bidang kabel pancang dimiringkan ke luar, menghasilkan komponen kompresi yang lebih diinginkan di seluruh sistem penyangga dek.

Gambar 3.8 Jembatan Talmadge, Georgia. (Sumber: T. Y. Lin International.)

Bentuk menara jembatan kabel di bawah jalan raya juga penting baik dari segi estetika maupun biaya. Poros menara untuk rangka A yang dimodifikasi dapat diturunkan ke pondasi dengan kemiringan yang sama seperti di atas jalan raya, terutama untuk lokasi dengan jarak bebas rendah. Namun, di lokasi dengan jarak bebas tinggi, jika poros menara untuk rangka A penuh atau untuk rangka Y terbalik diturunkan ke pondasi dengan kemiringan yang sama seperti di atas jalan raya, pondasi dapat menjadi sangat lebar dan mahal. Proporsi estetika juga dapat terpengaruh secara negatif. Memproyeksikan poros rangka A ke bawah secara vertikal dapat memberikan tampilan yang kurang menarik.

Terkadang poros bagian bawah dimiringkan ke dalam di bawah jalan raya sehingga menghasilkan bentuk berlian yang dimodifikasi (Gambar 3.7e), mirip dengan menara Jembatan Glebe Island, Sidney, Australia (Gambar 3.9). Untuk jalan raya yang sangat tinggi, kemiringan ke dalam dapat membentuk berlian penuh atau berlian ganda seperti pada Jembatan Baytown, Texas (Gambar 3.10). Untuk bentang yang sangat panjang yang membutuhkan menara tinggi, rangka A dapat diperpanjang dengan satu poros vertikal yang membentuk bentuk Y terbalik (Gambar 3.7f) seperti pada Jembatan Yang Pu, Tiongkok (Gambar 3.11). Bentuk ini sangat efektif untuk bentang yang sangat panjang di mana ketinggian menara tambahan diperlukan dan kaki miring menambah kekakuan dan aksi rangka untuk ketahanan angin.

Gambar 3.9 Jembatan Glebe Island, Sidney, Australia. (Sumber: T. Y. Lin International.)

Jumlah poros atau kolom di dalam menara jembatan kabel dapat bervariasi dari satu hingga empat. Menara tiga poros umumnya tidak digunakan untuk jembatan kabel kecuali untuk dek yang sangat lebar. Menara empat poros paling baik digunakan untuk menopang dua struktur terpisah daripada satu dek lebar. Menara dapat berbagi fondasi umum atau masing-masing memiliki fondasi sendiri tergantung pada biaya. Jembatan gantung dapat memiliki satu hingga empat kabel tergantung pada kebutuhan struktural atau arsitektur. Hanya beberapa jembatan gantung kabel tunggal yang dirancang dengan bentuk menara A atau Y terbalik. Biasanya menara jembatan gantung mengikuti desain yang lebih tradisional menggunakan dua poros vertikal dan dua bidang kabel, seperti yang diilustrasikan oleh menara baja untuk Jembatan Memorial Delaware (lihat Gambar 3.5).

Namun, menara beton baru-baru ini terbukti ekonomis untuk beberapa jembatan. Jembatan Humber yang sangat panjang (1410 m), Inggris, 1983, menggunakan menara beton multi-penopang dengan jarak yang seragam (Gambar 3.12). Penyeberangan jalur laut Great Belt di Denmark (Gambar 3.13), yang dibuka pada tahun 1999, memiliki menara beton setinggi 254 m dengan dua penopang, satu di dekat ketinggian tengah dan satu di bagian atas.

Gambar 3.10 Jembatan Baytown, Texas. (Sumber: T. Y. Lin International.)

Gambar 3.11 Jembatan Yang Pu, Tiongkok. (Sumber: T. Y. Lin International.)

Untuk desain konseptual, tinggi menara jembatan gantung di atas dek bergantung pada rasio lendutan terhadap bentang yang dapat bervariasi dari sekitar 1:8 hingga 1:12. Nilai awal yang baik adalah sekitar 1:10. Nilai ini harus ditambah dengan kedalaman struktural dek dan jarak bebas ke fondasi untuk mendapatkan perkiraan total tinggi menara. Tiang-tiang biasanya dihubungkan bersama dengan beberapa penyangga atau penahan silang di sepanjang tinggi menara, atau tiang-tiang dihubungkan di bagian atas dengan satu penyangga besar. Beberapa bentuk penyangga biasanya diperlukan untuk jembatan gantung karena kabel-kabel besar membawa beban angin lateral dan beban seismik ke bagian atas tiang menara, yang kemudian perlu ditahan satu sama lain dengan penyangga silang untuk membentuk aksi rangka menara.

Pemasangan

Selama fase desain konsep, banyak bentuk menara yang berbeda dapat dipertimbangkan, dan desain awal serta perkiraan biaya diselesaikan. Setiap alternatif yang dipertimbangkan harus memiliki setidaknya satu metode pemasangan yang dikembangkan selama fase desain konsep untuk memastikan bahwa skema yang dipertimbangkan layak untuk dibangun. Biaya desain menara yang tidak biasa dapat sulit diperkirakan dan dapat menambah biaya yang signifikan pada proyek.

Gambar 3.12 Jembatan Humber, Inggris. (Sumber: Charles Seim.)

3.5 DESAIN AKHIR

Spesifikasi Standar AASHTO untuk Jembatan Jalan Raya berlaku untuk jembatan dengan bentang 150 m atau kurang. Untuk jembatan penting dan untuk proyek jembatan bentang panjang yang didukung kabel, kriteria desain khusus mungkin harus dikembangkan oleh perancang. Kriteria desain khusus mungkin juga harus dikembangkan bekerja sama dengan pemilik fasilitas untuk memasukkan persyaratan operasi dan pemeliharaan mereka serta harapan kinerja jembatan mereka setelah peristiwa alam besar seperti gempa bumi. Lihat Bab 18 untuk desain jembatan gantung dan Bab 19 untuk desain jembatan kabel-stayed. Troitsky, Podolny dan Salzi, dan Walther menyajikan teori desain terperinci untuk jembatan kabel-stayed.

Metodologi desain untuk menara harus mengikuti praktik yang sama dengan metodologi desain untuk seluruh jembatan. Menara harus menjadi bagian dari analisis global di mana seluruh struktur diperlakukan sebagai satu kesatuan. Dari analisis global, menara dapat dimodelkan sebagai unit substruktur dengan gaya dan deformasi yang dikenakan sebagai kondisi batas.

Analisis struktural terperinci membentuk dasar untuk desain akhir menara dan komponen serta sambungannya. Baik jembatan kabel-stayed maupun jembatan gantung sangat tidak pasti dan memerlukan analisis yang cermat setidaknya dalam program nonlinier geometris.

Beban Desain

Menara dikenai banyak kasus pembebanan yang berbeda. Menara, serta seluruh struktur, harus dianalisis, dirancang, dan diperiksa untuk kasus pembebanan yang mengendalikan. Bab 6 menyajikan diskusi terperinci tentang pembebanan jembatan. Berat struktur atas, termasuk berat sendiri menara, diperoleh dalam proses desain dengan memanfaatkan berat satuan material yang digunakan dalam struktur atas dan didistribusikan ke menara sesuai dengan analisis struktural dari struktur yang telah selesai atau oleh peralatan pemasangan selama fase konstruksi.

Gambar 3.13 Jembatan Great Belt, Denmark. (Sumber: Ben C. Gerwick, Inc.)

Beban dari lalu lintas yang menggunakan jembatan seperti kereta api, angkutan umum, truk, atau pejalan kaki biasanya ditentukan dalam kode dan spesifikasi desain atau oleh pemilik fasilitas. Ini adalah beban yang bergerak melintasi jembatan dan gaya yang diberikan pada menara harus diperoleh dari analisis struktural yang mempertimbangkan beban bergerak. Ini semua adalah efek gravitasi yang bekerja ke bawah pada struktur, tetapi akan menimbulkan gaya vertikal dan horizontal pada menara.

Tren saat ini untuk membentang lebar jalur air adalah mendesain jembatan multi-bentang yang dihubungkan bersama untuk membentuk struktur panjang dan kontinu. Dengan desain menara biasa, balok kabel-stay multi-bentang akan mengalami defleksi berlebihan di bawah beban hidup karena menara tidak akan cukup diperkuat oleh kabel stay yang ditambatkan di dalam bentang yang berdekatan yang fleksibel. Untuk jembatan gantung multi-bentang dengan desain menara biasa, defleksi beban hidup berlebihan yang sama juga dapat terjadi. Menara untuk jembatan bentang ganda yang ditopang kabel harus dirancang agar cukup kaku untuk mengendalikan defleksi beban hidup.

Menara juga mengalami perpindahan akibat perubahan suhu, baik dari struktur atas dan rangka kabel ke menara, maupun dari pergerakan menara itu sendiri akibat perubahan suhu. Menara dapat memuai dan menyusut secara berbeda di sepanjang ketinggian menara akibat sinar matahari yang menyinarinya dari pagi hingga matahari terbenam. Efek suhu ini dapat menyebabkan defleksi dan puntiran torsi di sepanjang ketinggian menara.

Angin yang bertiup pada menara sebagai bentuk tumpul menimbulkan gaya dan perpindahan pada menara. Gaya akan ditimbulkan pada kabel oleh tekanan angin pada struktur atas, serta oleh gaya angin pada kabel itu sendiri. Gaya tambahan ini akan diteruskan ke menara. Untuk jembatan bentang panjang dan untuk lokasi dengan kecepatan angin tinggi yang diketahui, angin harus diperlakukan sebagai beban dinamis. Hal ini biasanya memerlukan uji terowongan angin pada model penampang struktur atas di dalam terowongan angin dan, untuk jembatan penting, model aeroelastis di dalam terowongan angin besar.

Di bawah aliran angin tertentu, angin juga dapat menggetarkan menara itu sendiri, terutama jika menara dirancang dengan komponen baja ringan. Dalam kasus langka di mana eksitasi menara akibat angin terjadi, perubahan yang sesuai pada penampang menara dapat dilakukan atau fairing dapat ditambahkan untuk mengubah karakteristik dinamis menara.

Gaya dan deformasi struktur bentang panjang akibat gempa bumi dibahas dalam Bab 15. Eksitasi seismik harus diperlakukan sebagai beban inersia dinamis yang menimbulkan respons di dalam struktur dengan menggetarkan mode getaran menara. Gaya dan perpindahan seismik yang diinduksi dapat mengontrol desain menara di lokasi dengan aktivitas seismik tinggi. Untuk lokasi dengan aktivitas seismik yang lebih rendah, desain menara harus diperiksa setidaknya untuk beban seismik yang ditentukan oleh kode. Analisis lengkap struktur akan mengungkapkan semua gaya, perpindahan, dan persyaratan desain lainnya untuk semua kasus pembebanan untuk desain menara akhir.

Pertimbangan Desain

Kabel jembatan gantung melewati dudukan kabel yang biasanya ditambatkan ke bagian atas menara. Kabel menghasilkan gaya vertikal yang besar dan gaya transversal dan longitudinal yang lebih kecil, tetapi penting, akibat suhu, angin, gempa bumi, atau dari gaya kabel yang tidak seimbang antara bentang utama dan bentang samping. Gaya-gaya ini ditransmisikan melalui jangkar dudukan kabel di setiap lokasi kabel ke bagian atas menara. Menara dan jangkar dudukan permanen harus dirancang untuk menahan gaya kabel ini.

Pemasangan jembatan gantung harus dianalisis dan urutannya ditunjukkan pada rencana konstruksi. Untuk menghasilkan pembebanan yang tepat pada kabel bentang samping, urutan pemasangan biasanya mengharuskan dudukan kabel digeser ke arah bentang samping. Hal ini biasanya dilakukan untuk bentang pendek dengan menggeser bagian atas menara dengan menarik menggunakan kabel berat. Untuk bentang panjang, dudukan kabel dapat digeser sementara menggunakan rol.

Saat elemen dek penguat dipasang pada posisinya dan kabel mulai menanggung beban, menara atau pelana secara bertahap disejajarkan secara vertikal. Setelah pemasangan elemen dek penguat selesai, pelana dipasang secara permanen untuk menanggung beban kabel yang tidak seimbang dari bentang tengah dan samping. Pada tingkat dek, gaya lain dapat dikenakan pada menara dari balok kotak atau rangka penguat yang menopang jalan raya. Gaya-gaya ini bergantung pada kerangka struktural sambungan dek dan menara.

Desain jembatan gantung tradisional biasanya mengakhiri rangka penguat atau balok kotak di menara, yang menghasilkan gaya transversal dan longitudinal pada menara di titik ini. Desain jembatan gantung kontemporer biasanya menyediakan balok kotak yang dilewatkan secara kontinu melalui bukaan menara yang dapat menghasilkan gaya transversal tetapi bukan gaya longitudinal. Untuk pengaturan ini, gaya longitudinal harus ditanggung oleh balok ke abutmen.

Area paling kritis dari desain menara adalah sambungan menara ke fondasi. Baik gaya geser maupun momen maksimum terjadi pada titik ini. Baut jangkar umumnya digunakan di dasar menara baja. Baut harus proporsional untuk mentransfer beban dari menara ke baut. Baut harus tertanam dalam di blok pondasi beton untuk mentransfer bebannya ke tulangan pondasi. Menyediakan drainase yang baik untuk air hujan yang mengalir di poros menara akan meningkatkan masa pakai sistem cat baja di dasar menara dan memberikan perlindungan pada baut jangkar.

Menara beton harus disambung ke pondasi dengan sambungan geser dan momen penuh. Sambungan tulangan yang tumpang tindih biasanya dihindari karena tumpang tindih cenderung mempersempit sambungan, kekuatan batang tidak dapat dikembangkan, dan sambungan tumpang tindih tidak dapat digunakan untuk daerah dengan aktivitas seismik tinggi. Menggunakan sambungan mekanis atau las yang kompak akan menghasilkan lebih sedikit kepadatan dengan penempatan beton yang lebih mudah di sekitar tulangan dan sambungan menara-ke-pondasi yang lebih kuat.

Koordinasi yang cermat antara perancang pondasi dan perancang menara diperlukan untuk mencapai sambungan yang stabil, efisien, dan andal. Susunan kabel untuk jembatan

kabel pancang sangat banyak dan beragam. Beberapa pengaturan mengakhiri kabel di menara, sedangkan pengaturan lain melewatkan kabel melalui menara pada dudukan kabel. Kabel yang berakhir di menara dapat melewati seluruh penampang menara dan kemudian berlabuh di sisi jauh menara. Metode penjangkaran ini menghasilkan kompresi pada penampang menara di titik-titik penjangkaran ini. Kabel juga dapat diakhiri pada jangkar di dalam dinding menara, menghasilkan tegangan pada penampang menara di titik-titik penjangkaran. Gaya tegangan ini memerlukan desain khusus untuk memberikan dukungan yang andal dan tahan lama untuk kabel.

Sama seperti jembatan gantung, pemasangan jembatan kabel pancang harus dianalisis dan urutannya ditunjukkan pada rencana konstruksi. Balok-balok, saat dipasang ke arah luar dari menara, sangat rentan. Urutan pemasangan yang kritis adalah tepat sebelum menutup kedua lengan balok di tengah bentang. Angin kencang dapat menggeser lengan dan memberi torsi pada menara, dan peralatan konstruksi berat dapat membebani lengan tanpa manfaat kontinuitas balok untuk mendistribusikan beban.

3.6 KONSTRUKSI

Menara yang dibangun dari baja struktural biasanya dibuat di bengkel dengan cara mengelas pelat baja dan bentuk gulungan untuk membentuk sel. Sel harus cukup besar untuk memungkinkan tukang las dan peralatan pengelasan, dan jika baja akan dicat, tukang cat dan peralatan pembersih dan pengecatan berada di dalam setiap sel.

Komponen menara baja diangkut ke lokasi jembatan dan kemudian didirikan oleh derek dan disambung dengan baut berkekuatan tinggi. Kontraktor harus menggunakan metode penegangan baut berkekuatan tinggi untuk memberikan hasil yang konstan dan mencapai tegangan yang dibutuhkan. Kadang-kadang, pengelasan lapangan digunakan, tetapi ini menimbulkan kesulitan dalam menahan komponen secara kaku pada posisinya saat pengelasan selesai. Pengelasan lapangan dapat sulit dikendalikan dalam kondisi cuaca buruk untuk mencapai pengelasan yang ulet, terutama untuk pengelasan vertikal dan di atas kepala. Pengelasan penetrasi penuh memerlukan batang pendukung yang harus dilepas dengan hati-hati jika pengelasan tersebut mengalami beban kelelahan.

Menara yang dibangun dari beton bertulang biasanya dicor dalam cetakan yang dilepas dan digunakan kembali, atau dilompati ke tingkat berikutnya. Ketinggian pengecoran beton biasanya dibatasi sekitar 6 hingga 12 m untuk membatasi tekanan bekisting dari beton yang baru dicor. Sangkar batang tulangan biasanya dirakit terlebih dahulu di tanah atau di atas tongkang kerja, dan diangkat ke posisinya dengan derek. Ini membutuhkan batang tulangan utama yang menahan beban untuk disambung pada setiap pengangkatan. Sambungan tumpang tindih adalah yang paling mudah dibuat, tetapi tidak diizinkan di daerah seismik.

Pengecoran geser (*slip forming*) adalah metode alternatif yang menggunakan bekisting yang ditarik perlahan ke atas, batang tulangan diposisikan dan beton dicor dalam satu operasi berkelanjutan sepanjang waktu hingga menara selesai. Pengecoran geser dapat ekonomis, terutama untuk menara dengan penampang konstan. Beberapa perubahan geometri

penampang dapat diakomodasi. Untuk bentang yang lebih pendek, segmen beton pracetak dapat ditumpuk bersama dan tendon baja dikencangkan untuk membentuk menara.

Perancang menara harus mempertimbangkan metode pemasangan yang mungkin digunakan kontraktor dalam membangun menara. Seringkali desain dapat mengurangi biaya konstruksi dengan menggabungkan komponen baja yang lebih mudah dibuat dan dirakit atau rangka batang penguat yang dirakit dan bentuk menara yang mudah dibentuk. Tentu saja, desain menara tidak dapat dikompromikan hanya untuk menurunkan biaya pemasangan.

Beberapa insinyur dan banyak arsitek mendesain menara yang tidak vertikal tetapi miring memanjang ke arah atau menjauh dari bentang utama. Ini dapat dilakukan jika desain tersebut dapat dibenarkan secara struktural dan estetis, dan biaya tambahan dapat ditutupi dalam anggaran proyek. Kesulitan desain menara miring memanjang harus dipertimbangkan dengan cermat, begitu pula pemasangan yang lebih mahal dan lebih lambat, yang akan menimbulkan biaya tambahan.

Banyak menara jembatan kabel memiliki kaki yang miring ke arah satu sama lain untuk membentuk huruf A, Y terbalik, belah ketupat, atau bentuk serupa. Ini tidak sesulit konstruksi desain menara miring memanjang. Cetakan beton miring dapat ditopang oleh penyangga sementara vertikal dan penyangga silang yang mengikat cetakan beton bersama-sama. Pengaturan ini menopang kaki menara beton yang sebagian dicor satu sama lain untuk dukungan. Beberapa penyangga cetakan beton untuk menara berlian ganda Jembatan Baytown terlihat pada Gambar 3.9.

Saat kaki miring didirikan, kemiringan dapat menimbulkan momen lentur dan defleksi lateral pada bidang kemiringan kaki. Kedua efek sekunder ini harus disesuaikan dengan mendongkrak kaki agar terpisah dengan sejumlah gaya atau perpindahan yang telah dihitung untuk melepaskan tegangan lentur yang terkunci. Jika jumlah tegangan sekunder kecil, maka pelengkungan kaki untuk mengkompensasi defleksi dan penambahan material untuk menurunkan tegangan yang ditimbulkan dapat digunakan.

Prosedur pendongkrak menambah biaya tetapi merupakan langkah penting dalam pendirian menara. Mengabaikan detail konstruksi penting ini dapat "mengunci" tegangan dan defleksi yang akan menurunkan faktor keamanan menara dan, dalam kasus ekstrem, dapat menyebabkan kegagalan.

Konstruksi menara biasanya membutuhkan peralatan khusus untuk mendirikan komponen baja atau cetakan beton hingga ketinggian menara yang ekstrem. Jembatan gantung dan beberapa jembatan kabel membutuhkan pelana kabel untuk didirikan di puncak menara. Derek apung jarang memiliki kapasitas untuk mencapai ketinggian menara yang dirancang untuk bentang panjang. Derek menara, yang terhubung ke menara saat didirikan, dapat digunakan untuk sebagian besar desain menara dan merupakan pilihan yang baik untuk menangani cetakan baja untuk pendirian menara beton. Sebuah derek menara yang digunakan untuk melompati cetakan dan mengangkat material dapat dilihat pada Gambar 3.9. Kadang-kadang, derek perjalanan vertikal digunakan untuk mendirikan menara baja dengan menarik diri ke atas permukaan menara setelah pemasangan setiap komponen menara baru.

Urutan pemasangan jembatan gantung mungkin mengharuskan menara ditarik oleh kabel dari vertikal ke arah bentang samping atau dudukan kabel ditempatkan pada rol dan digeser ke arah bentang samping pada penyangga sementara. Penahan menara secara bertahap dilepaskan atau rol didorong ke posisi akhirnya saat pemasangan elemen dek mendekati penyelesaian. Operasi ini biasanya diperlukan untuk menimbulkan gaya desain pada kabel di bentang samping. Dudukan kabel kemudian ditambatkan secara permanen ke menara.

Karena pemasangan menara harus dilakukan secara bertahap, setiap tahap harus diperiksa stabilitasnya serta tegangan dan defleksinya. Spesifikasi harus mensyaratkan pemasangan menara diperiksa oleh seorang insinyur, yang dipekerjakan oleh kontraktor, untuk stabilitas dan keamanan pada setiap tahap pemasangan. Spesifikasi konstruksi juga harus mensyaratkan tahapan pemasangan menara diserahkan kepada insinyur desain untuk dievaluasi. Evaluasi ini harus cukup menyeluruh untuk menentukan apakah tahapan pemasangan menara yang diusulkan akan memenuhi maksud dari desain asli, atau apakah perlu dimodifikasi agar menara yang telah selesai dibangun sesuai dengan persyaratan.

3.7 RINGKASAN

Menara menyediakan sarana pendukung yang terlihat untuk jalan raya tempat barang dan orang bepergian. Sebagai elemen yang paling terlihat dalam sebuah jembatan, menara memberikan jembatan tersebut, baik atau buruk, karakter, motif, dan kesan estetika yang khas. Menara biasanya membentuk portal struktural tempat orang lewat saat mereka bepergian dari satu titik ke titik lain. Dengan sendirinya, menara membentuk pernyataan struktural yang estetis.

Menara adalah elemen struktural yang paling penting dalam jembatan karena fungsinya adalah untuk menyalurkan gaya yang dikenakan pada jembatan ke tanah. Tidak seperti sebagian besar komponen jembatan lainnya, menara tidak dapat diganti selama masa pakai jembatan. Menara harus memenuhi fungsinya dengan cara yang andal, bermanfaat, ekonomis, dan estetis selama seluruh masa pakai jembatan. Menara juga harus praktis untuk didirikan tanpa biaya yang luar biasa.

Bentuk menara yang praktis untuk jembatan kabel pancang sangat banyak dan beragam. Menara dapat memiliki satu atau beberapa kaki atau poros yang tersusun dari vertikal hingga miring dan membentuk kerangka berbentuk A atau Y terbalik. Menara jembatan gantung biasanya vertikal, dengan dua poros yang dihubungkan dengan satu atau beberapa penyangga. Desain konseptual adalah fase terpenting dalam desain jembatan bentang panjang. Fase ini menetapkan, antara lain, panjang bentang, jenis sistem dek, dan material serta bentuk menara. Ini juga menentukan estetika, ekonomi, dan kemudahan konstruksi jembatan. Skema pemasangan konseptual harus dikembangkan selama fase ini untuk memastikan bahwa jembatan dapat dibangun secara ekonomis.

Fase desain akhir menetapkan bentuk, dimensi, dan material spesifik untuk jembatan. Metode pemasangan praktis harus dikembangkan selama fase ini dan ditunjukkan pada gambar konstruksi. Jika desain menara yang tidak biasa digunakan, pemasangan menara juga

harus ditunjukkan. Spesifikasi harus memungkinkan kontraktor untuk menggunakan metode pemasangan alternatif, dengan syarat metode tersebut dirancang oleh seorang insinyur dan diserahkan kepada insinyur desain untuk ditinjau. Sangat penting bahwa insinyur desain mengikuti proyek hingga tahap konstruksi.

Perancang harus memahami setiap langkah pemasangan yang diajukan oleh kontraktor sesuai dengan spesifikasi, untuk memastikan konstruksi sesuai dengan dokumen desain. Hanya dengan cara ini pemilik dapat dipastikan bahwa kemampuan layanan dan keandalan yang mereka bayarkan benar-benar tercapai dalam konstruksi.

Desain jembatan kabel atau jembatan gantung yang sukses melibatkan banyak faktor dan keputusan yang harus dibuat selama fase perencanaan, desain, dan konstruksi proyek. Menara memainkan peran penting dalam keberhasilan pelaksanaan tersebut. Penilaian akhir atas keberhasilan suatu proyek dibuat oleh orang-orang yang menggunakan fasilitas tersebut dan membayar untuk konstruksi, pemeliharaan, dan layanan jangka panjangnya kepada masyarakat.

BAB 4
ABUTMEN DAN STRUKTUR PENAHAN

4.1 PENDAHULUAN

Sebagai komponen jembatan, abutmen memberikan dukungan vertikal pada struktur atas jembatan di ujung jembatan, menghubungkan jembatan dengan jalan pendekatan, dan menahan material dasar jalan dari bentang jembatan. Meskipun terdapat banyak jenis abutmen dan abutmen untuk jembatan-jembatan penting mungkin sangat rumit, prinsip analisis dan metode desainnya sangat mirip. Pada bab ini, topik-topik yang berkaitan dengan desain abutmen jembatan jalan raya konvensional dibahas dan sebuah contoh desain diilustrasikan.

Tidak seperti abutmen jembatan, struktur penahan tanah terutama dirancang untuk menahan tekanan tanah lateral. Struktur-struktur tersebut telah banyak digunakan dalam konstruksi jalan raya. Pada bab ini, beberapa jenis struktur penahan tanah disajikan dan sebuah contoh desain juga diberikan.

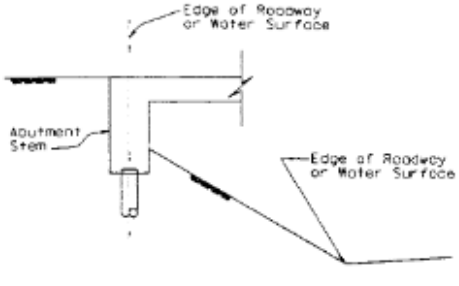
4.2 ABUTMEN

Jenis Abutmen

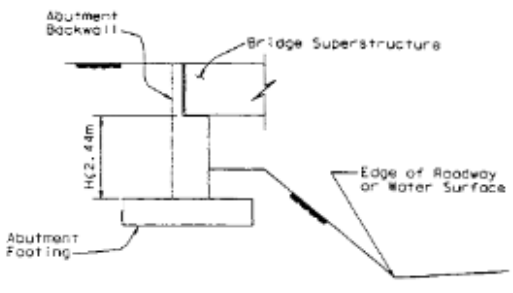
Abutmen Ujung Terbuka dan Ujung Tertutup

Dari sudut pandang hubungan antara abutmen jembatan dan jalan raya atau aliran air yang dilintasi jembatan, abutmen jembatan dapat dibagi menjadi dua kategori: abutmen ujung terbuka, dan abutmen ujung tertutup, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.1.

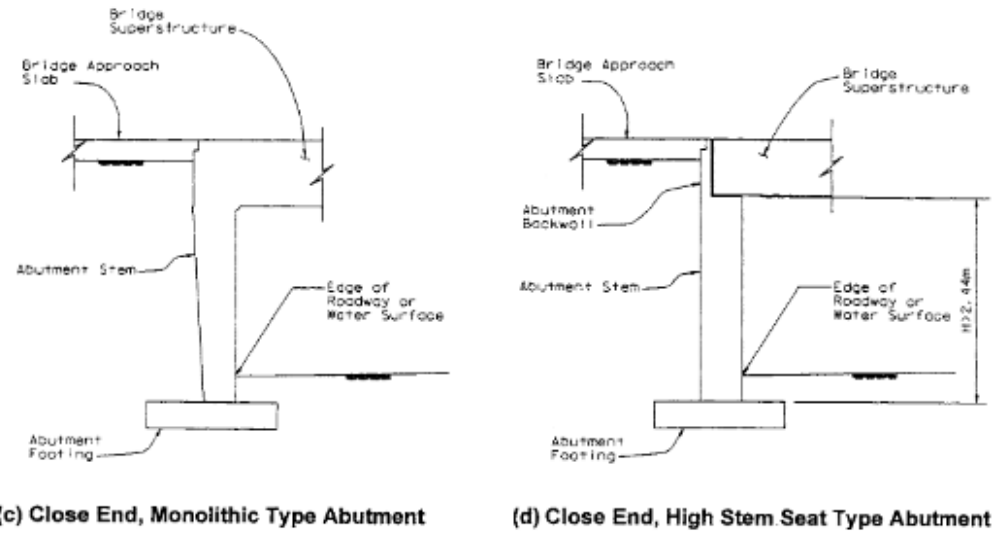
Untuk abutmen ujung terbuka, terdapat kemiringan antara permukaan abutmen jembatan dan tepi jalan raya atau kanal sungai yang dilintasi jembatan. Kemiringan tersebut menyediakan area terbuka yang luas untuk arus lalu lintas atau aliran air di bawah jembatan. Hal ini memberikan dampak yang jauh lebih kecil terhadap lingkungan dan arus lalu lintas di bawah jembatan dibandingkan dengan abutmen ujung tertutup. Selain itu, pelebaran jalan raya atau kanal aliran air di bawah jembatan di masa mendatang dengan menyesuaikan rasio kemiringan menjadi lebih mudah. Namun, keberadaan kemiringan biasanya membutuhkan bentang jembatan yang lebih panjang dan beberapa pekerjaan tanah tambahan. Hal ini dapat mengakibatkan peningkatan biaya konstruksi jembatan.



(a) Open End, Monolithic Type Abutment



(b) Open End, Short Stem Seat Type Abutment



Gambar 4.1 Jenis abutmen tipikal.

Abutmen ujung tertutup biasanya dibangun dekat dengan tepi jalan raya atau kanal air. Karena persyaratan jarak vertikal dan pembatasan hak jalan konstruksi, tidak diperbolehkan adanya kemiringan yang dibangun antara permukaan abutmen jembatan dan tepi jalan raya atau kanal air, dan dinding abutmen yang tinggi harus dibangun. Karena tidak ada ruang atau hanya sedikit ruang antara abutmen dan tepi lalu lintas atau aliran air, sangat sulit untuk melakukan pelebaran jalan dan aliran air di bawah jembatan di masa mendatang. Selain itu, dinding abutmen yang tinggi dan volume timbunan yang lebih besar seringkali mengakibatkan biaya konstruksi abutmen yang lebih tinggi dan penurunan jalan yang lebih besar dibandingkan dengan abutmen ujung terbuka.

Secara umum, abutmen ujung terbuka lebih ekonomis, mudah diadaptasi, dan menarik daripada abutmen ujung tertutup. Namun, jembatan dengan abutmen ujung tertutup telah banyak dibangun di daerah perkotaan dan untuk sistem transportasi kereta api karena pembatasan hak jalan dan skala besar beban hidup untuk kereta api, yang biasanya menghasilkan bentang jembatan yang lebih pendek.

Abutmen Monolitik dan Tipe Dudukan

Berdasarkan hubungan antara batang abutmen dan struktur atas jembatan, abutmen juga dapat dikelompokkan menjadi dua kategori: abutmen monolitik atau diafragma ujung dan abutmen tipe dudukan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.1.

Abutmen monolitik dibangun secara monolitik dengan struktur atas jembatan. Tidak ada perpindahan relatif yang diizinkan antara struktur atas jembatan dan abutmen. Semua gaya struktur atas di ujung jembatan ditransfer ke batang abutmen dan kemudian ke tanah timbunan dan pondasi abutmen. Keuntungan dari jenis abutmen ini adalah biaya konstruksi awal yang lebih rendah dan keterlibatan langsung tanah timbunan yang menyerap energi ketika jembatan mengalami pergerakan transisi. Namun, tekanan tanah pasif yang disebabkan oleh tanah timbunan dapat mengakibatkan batang abutmen yang sulit dirancang, dan biaya perawatan yang lebih tinggi mungkin diharapkan. Dalam praktiknya, jenis abutmen ini terutama dibangun untuk jembatan pendek.

Abutmen tipe dudukan dibangun terpisah dari struktur atas jembatan. Struktur atas jembatan bertumpu pada batang abutmen melalui bantalan penahan, bantalan batuan, atau perangkat lain. Jenis abutmen ini memungkinkan perancang jembatan untuk mengontrol gaya struktur atas yang akan ditransfer ke batang abutmen dan tanah timbunan. Dengan menyesuaikan perangkat antara struktur atas jembatan dan abutmen, perpindahan jembatan dapat dikontrol. Jenis abutmen ini dapat memiliki batang pendek atau batang tinggi, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.1.

Untuk abutmen batang pendek, kekakuan abutmen biasanya jauh lebih besar daripada perangkat penghubung antara struktur atas dan abutmen. Oleh karena itu, perangkat tersebut dapat diperlakukan sebagai kondisi batas dalam analisis jembatan. Secara komparatif, abutmen batang tinggi mungkin mengalami perpindahan yang signifikan di bawah gaya yang relatif lebih kecil. Kekakuan abutmen batang tinggi dan respons tanah di sekitarnya mungkin perlu dipertimbangkan dalam analisis jembatan.

Ketersediaan perangkat penghubung yang dapat dipindahkan, toleransi terhadap penyusutan struktur atas, dan pemendekan beton menjadikan jenis abutmen ini banyak dipilih untuk konstruksi jembatan panjang, terutama untuk jembatan beton prategang dan jembatan baja. Namun, praktik desain jembatan menunjukkan bahwa perangkat penghubung yang relatif lemah antara struktur atas dan abutmen biasanya memerlukan desain khusus untuk kolom yang berdekatan. Meskipun abutmen tipe dudukan memiliki biaya konstruksi awal yang relatif lebih tinggi daripada abutmen monolitik, biaya perawatannya relatif lebih rendah.

Pemilihan Jenis Abutmen

Pemilihan jenis abutmen perlu mempertimbangkan semua informasi yang tersedia dan persyaratan desain jembatan. Hal tersebut dapat mencakup geometri jembatan, persyaratan jalan dan tepi sungai, batasan geoteknik dan hak jalan, persyaratan estetika, pertimbangan ekonomi, dll. Pengetahuan tentang kelebihan dan kekurangan berbagai jenis abutmen akan sangat bermanfaat bagi perancang jembatan dalam memilih jenis abutmen yang tepat untuk struktur jembatan sejak tahap awal desain jembatan.

Pertimbangan Desain Umum

Beban desain abutmen biasanya mencakup beban vertikal dan horizontal dari struktur atas jembatan, tekanan tanah vertikal dan lateral, beban gravitasi abutmen, dan beban tambahan beban hidup pada material timbunan abutmen. Abutmen harus dirancang sedemikian rupa sehingga mampu menahan kerusakan akibat tekanan tanah, beban gravitasi struktur atas jembatan dan abutmen, beban hidup pada struktur atas atau timbunan pendekatan, beban angin, dan beban transisi yang ditransfer melalui sambungan antara struktur atas dan abutmen. Kombinasi gaya-gaya tersebut yang menghasilkan kondisi pembebanan paling parah harus diteliti dalam desain abutmen.

Sementara itu, untuk abutmen integral atau abutmen tipe monolitik, efek deformasi struktur atas jembatan, termasuk pergerakan termal jembatan, terhadap struktur pendekatan jembatan harus dipertimbangkan dalam desain abutmen. Beban desain non-seismik pada tingkat layanan dan kombinasinya ditunjukkan pada Tabel 4.1 dan Gambar 4.2. Beban desain dan kombinasi beban abutmen yang telah difaktorkan mudah diperoleh dengan mengalikan

faktor beban dengan beban pada tingkat layanan. Di bawah beban seismik, abutmen dapat dirancang tanpa kehilangan dukungan pada struktur atas jembatan, sementara abutmen dapat mengalami beberapa kerusakan selama gempa bumi besar.

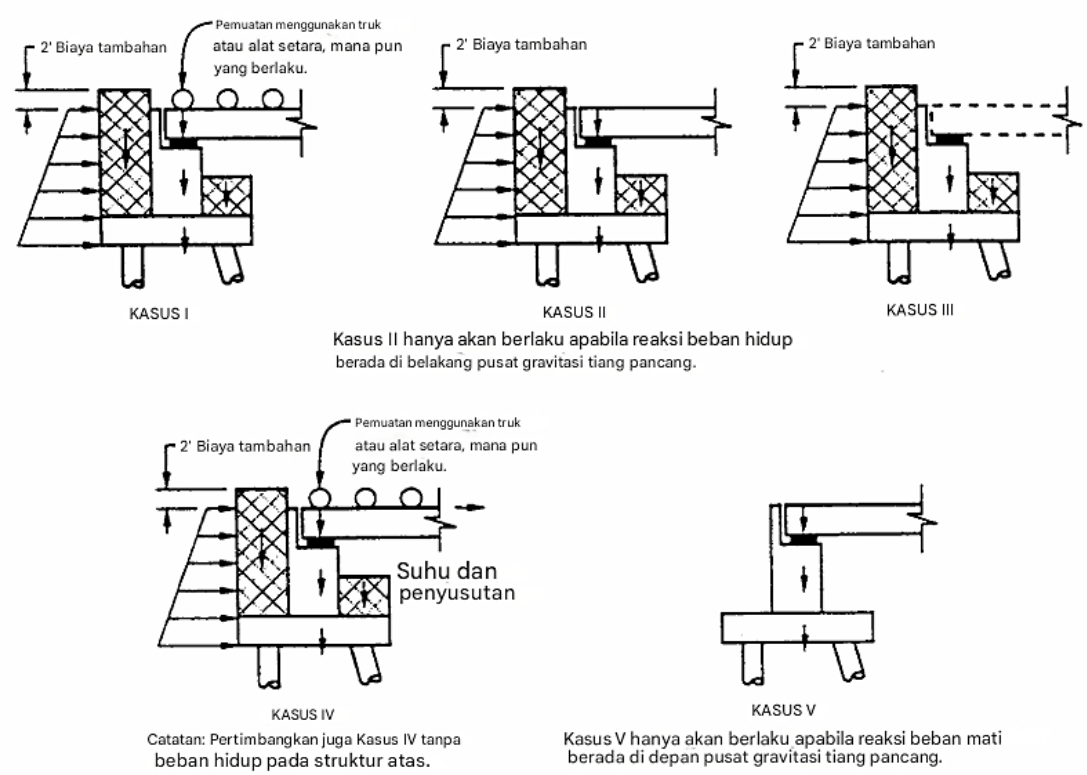
Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO saat ini merekomendasikan agar metode desain beban layanan atau metode desain faktor beban digunakan untuk melakukan desain abutmen. Namun, karena ketidakpastian dalam mengevaluasi respons tanah terhadap beban statis, siklik, dinamis, dan seismik, metode desain beban layanan biasanya digunakan untuk pemeriksaan stabilitas abutmen dan metode faktor beban digunakan untuk desain komponen abutmen.

Beban dan kombinasi beban yang tercantum dalam Tabel 4.1 dapat menyebabkan pergeseran abutmen, terguling, dan kegagalan daya dukung. Karakteristik stabilitas abutmen tersebut harus diperiksa untuk memenuhi batasan tertentu. Untuk abutmen dengan pondasi telapak di bawah beban layanan, faktor keamanan untuk menahan pergeseran harus lebih besar dari 1,5; Faktor keamanan untuk menahan penggulingan harus lebih besar dari 2,0; faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung tanah harus lebih besar dari 3,0. Untuk abutmen dengan dukungan tiang pancang, tiang pancang harus dirancang untuk menahan gaya yang menyebabkan pergeseran abutmen, penggulingan, dan kegagalan daya dukung. Desain tiang pancang dapat menggunakan metode desain beban layanan atau metode desain faktor beban.

Kegagalan geser dalam abutmen juga perlu dipelajari dalam desain abutmen. Biasanya, potensi kegagalan jenis ini ditunjukkan dalam laporan geoteknik kepada perancang jembatan. Tiang pancang dalam atau relokasi abutmen dapat digunakan untuk menghindari kegagalan jenis ini.

Tabel 4.1 Beban Desain Abutmen (Desain Beban Layanan)

Beban Desain Abutmen	Kasus				
	I	II	III	IV	V
Beban mati struktur atas	X	X	-	X	X
Beban mati dinding dan pondasi	X	X	X	X	X
Beban mati tanah pada tumit dinding termasuk beban tambahan.	X	X	X	X	-
Beban mati tanah pada kaki dinding	X	X	X	X	-
Tekanan tanah di bagian belakang dinding termasuk beban tambahan.	X	X	X	X	-
Beban hidup pada struktur atas	X	-	-	X	-
Suhu dan penyusutan	-	-	-	X	-
Kapasitas tiang pancang yang diizinkan terhadap tekanan tanah yang diizinkan dalam % atau dasar	100	100	150	125	150



Gambar 4.2 Konfigurasi beban desain abutmen dan kombinasi beban.

Pertimbangan Desain Seismik

Investigasi kerusakan gempa bumi di masa lalu pada jembatan menunjukkan bahwa umumnya ada dua jenis kerusakan abutmen akibat gempa bumi kerusakan stabilitas dan kerusakan komponen. Kerusakan stabilitas abutmen selama gempa bumi terutama disebabkan oleh kegagalan fondasi akibat deformasi tanah yang berlebihan atau hilangnya daya dukung tanah fondasi. Kegagalan fondasi tersebut mengakibatkan abutmen mengalami kemiringan, pergeseran, penurunan, dan terguling. Kegagalan tanah fondasi biasanya terjadi karena kondisi tanah yang buruk, seperti tanah lunak, dan adanya muka air tanah yang tinggi. Untuk menghindari jenis kegagalan tanah ini selama gempa bumi, penambahan tanah timbunan, fondasi tiang pancang, pemadatan tanah yang tinggi, material permeabel, dan sistem drainase dapat dipertimbangkan dalam desain.

Kerusakan komponen abutmen umumnya disebabkan oleh tekanan tanah yang berlebihan, yang dimobilisasi oleh perpindahan relatif yang besar antara abutmen dan tanah timbunannya. Tekanan yang berlebihan tersebut dapat menyebabkan kerusakan parah pada komponen abutmen seperti dinding belakang abutmen dan dinding sayap abutmen. Namun, kerusakan komponen abutmen biasanya tidak menyebabkan struktur atas jembatan kehilangan dukungan di abutmen dan dapat diperbaiki. Hal ini memungkinkan perancang jembatan untuk memanfaatkan deformasi tanah timbunan abutmen di bawah gaya seismik untuk menghilangkan energi seismik guna menghindari jembatan kehilangan dukungan pada kolom di bawah hantaman gempa bumi besar.

Perilaku tanah timbunan abutmen yang mengalami deformasi di bawah beban seismik sangat efisien dalam menghilangkan energi seismik, terutama untuk jembatan dengan panjang

total kurang dari 300 kaki (91.5 m) tanpa engsel, tanpa kemiringan, atau yang hanya sedikit miring (yaitu, <15°). Pengujian dan analisis mengungkapkan bahwa jika abutmen mampu memobilisasi tanah timbunan dan terikat dengan baik ke tanah timbunan, rasio redaman dalam kisaran 10 hingga 15% dapat dibenarkan. Hal ini akan memperpanjang periode jembatan dan dapat mengurangi kebutuhan daktilitas pada kolom jembatan. Untuk jembatan pendek, faktor pengurangan redaman, D, dapat diterapkan pada gaya dan perpindahan yang diperoleh dari analisis elastis jembatan yang umumnya memiliki kurva ARS teredam pada tingkat 5%. Faktor D ini diberikan dalam Persamaan (4.1).

$$D = \frac{1.5}{40\,C + 1} + 0.5 \tag{4.1}$$

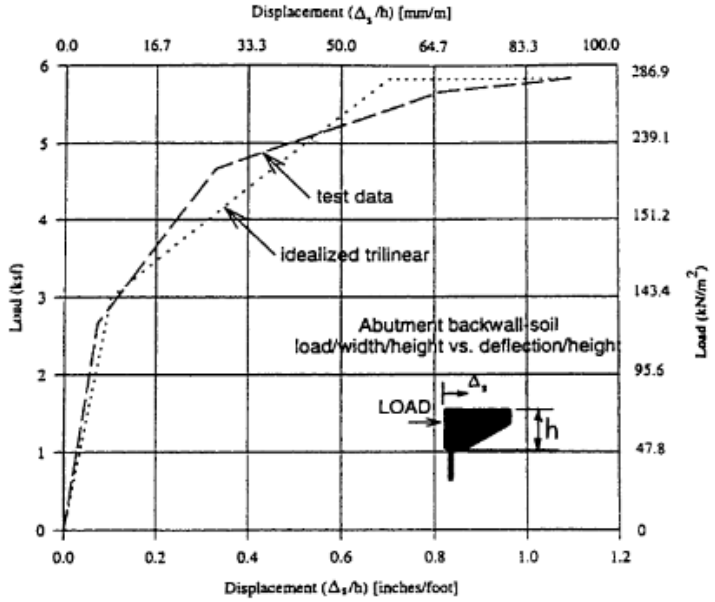
di mana C = rasio redaman.

Berdasarkan Persamaan (4.1), untuk redaman 10%, faktor $D = 0.8$ dapat diterapkan pada gaya elastis dan perpindahan. Untuk redaman 15%, faktor $D = 0.7$ dapat diterapkan. Secara umum, faktor reduksi D harus diterapkan pada gaya yang sesuai dengan mode getaran jembatan yang menunjukkan abutmen terstimulasi.

Respons tanah timbunan abutmen terhadap beban seismik sangat sulit diprediksi. Studi dan pengujian mengungkapkan bahwa gaya tanah, yang diterapkan pada abutmen jembatan di bawah beban seismik, terutama bergantung pada arah dan besaran pergerakan abutmen. Dalam praktik desain, metode Mononobe–Okabe biasanya digunakan untuk mengukur beban tersebut untuk abutmen tanpa penahan di bagian atas.

Baru-baru ini, pengujian abutmen "hampir skala penuh" yang dilakukan di Universitas California di Davis menunjukkan hubungan nonlinier antara perpindahan abutmen dan reaksi tanah timbunan di bawah beban seismik tertentu ketika abutmen bergerak ke arah tanah timbunannya. Hubungan ini diplot seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.3. Sulit untuk mensimulasikan hubungan nonlinier antara perpindahan abutmen dan reaksi tanah timbunan ini saat melakukan analisis dinamika jembatan.

Namun, pengujian tersebut menyimpulkan batas atas untuk reaksi tanah timbunan pada abutmen. Dalam praktik desain, tekanan tanah puncak yang bekerja pada abutmen dapat diprediksi sesuai dengan perpindahan abutmen tertentu. Berdasarkan pengujian dan investigasi kerusakan gempa bumi di masa lalu, Departemen Transportasi California menyarankan pedoman untuk analisis jembatan dengan mempertimbangkan perilaku redaman abutmen sebagai berikut.



Gambar 4.3 Karakteristik yang diusulkan dan amplop eksperimental untuk beban-deformasi timbunan abutmen.

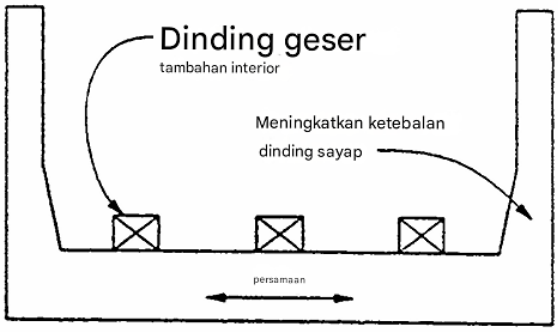
Dengan menggunakan gaya abutmen puncak dan luas efektif baji tanah yang dimobilisasi, tekanan tanah puncak dibandingkan dengan kapasitas maksimum 7.7 ksf (0.3687 MPa). Jika tekanan tanah puncak melebihi kapasitas tanah, analisis harus diulang dengan kekakuan abutmen yang dikurangi. Penting untuk dicatat bahwa tekanan tanah 7.7 ksf (0.3687 MPa) didasarkan pada tinggi dinding minimum yang dapat diandalkan sebesar 8 kaki (2.438 m).

Jika tinggi dinding kurang dari 8 kaki (2.438 m), atau jika dinding diperkirakan akan patah pada kedalaman di bawah jalan kurang dari 8 kaki (2.438 m), tekanan tanah pasif yang diizinkan harus dikurangi dengan mengalikan 7.7 ksf (0.3687 MPa) dengan rasio $(L/8)$, di mana L adalah tinggi efektif dinding abutmen dalam kaki. Selanjutnya, kapasitas geser diafragma dinding abutmen (anggota struktural yang memobilisasi baji tanah) harus dibandingkan dengan gaya geser yang dibutuhkan untuk memastikan mobilisasi tanah. Perpindahan pegas abutmen kemudian dievaluasi terhadap tingkat perpindahan yang dapat diterima sebesar 0.2 kaki (61 mm).

Untuk abutmen tipe monolitik, perpindahan ini sama dengan perpindahan struktur atas jembatan. Untuk abutmen tipe dudukan, perpindahan ini biasanya tidak sama dengan perpindahan struktur atas jembatan, yang mungkin termasuk celah antara struktur atas jembatan dan dinding belakang abutmen. Namun, perpindahan bersih sekitar 0.2 kaki (61 mm) pada abutmen tidak boleh dilampaui. Investigasi lapangan setelah gempa San Fernando tahun 1971 mengungkapkan bahwa abutmen, yang bergerak hingga 0.2 kaki (61 mm) dalam arah memanjang ke dalam tanah timbunan, tampaknya bertahan dengan sedikit kebutuhan perbaikan. Abutmen yang dinding belakangnya patah sebelum kerusakan abutmen lainnya mungkin juga memuaskan jika jalur beban yang wajar dapat diberikan ke tiang penyangga yang berdekatan dan tidak ada potensi keruntuhan yang ditunjukkan.

Untuk beban seismik dalam arah melintang, prinsip umum yang sama masih berlaku. Batas perpindahan 0.2 kaki (61 mm) juga berlaku dalam arah melintang, jika kekakuan abutmen diharapkan tetap terjaga. Biasanya, dinding sayap diikat ke abutmen untuk memperkuat jembatan secara melintang. Ketahanan lateral dinding sayap bergantung pada massa tanah yang dapat dimobilisasi oleh dinding sayap.

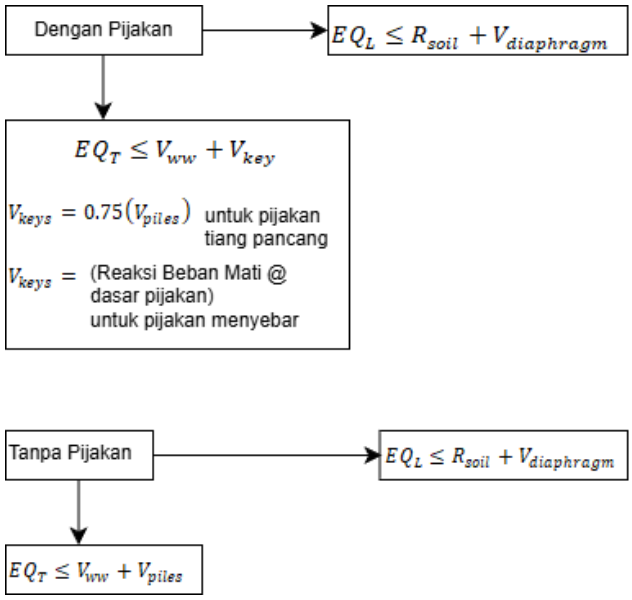
Untuk dinding sayap dengan tanah yang miring menjauh dari permukaan luar, sedikit ketahanan lateral yang dapat diprediksi. Untuk meningkatkan ketahanan transversal abutmen, dinding geser tambahan interior dapat dipasang pada abutmen atau ketebalan dinding sayap dapat ditingkatkan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.4. Dalam beberapa situasi, defleksi yang lebih besar mungkin memuaskan jika jalur beban yang wajar dapat diberikan ke tiang penyangga yang berdekatan dan tidak ada potensi keruntuhan yang ditunjukkan.



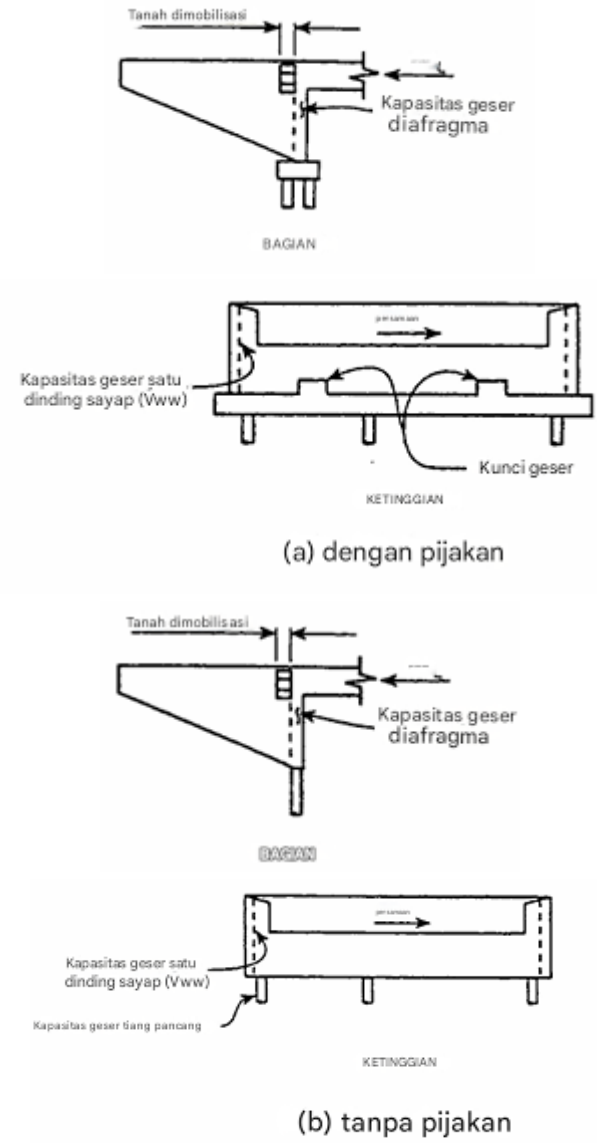
Gambar 4.4 Peningkatan melintang abutmen.

Berdasarkan pedoman di atas, analisis abutmen dapat dilakukan secara lebih realistis dengan metode coba-coba pada pegas tanah abutmen. Kriteria untuk desain ketahanan seismik abutmen dapat ditetapkan sebagai berikut.

Abutmen Monolitik atau Abutmen Diafragma (Gambar 4.5)



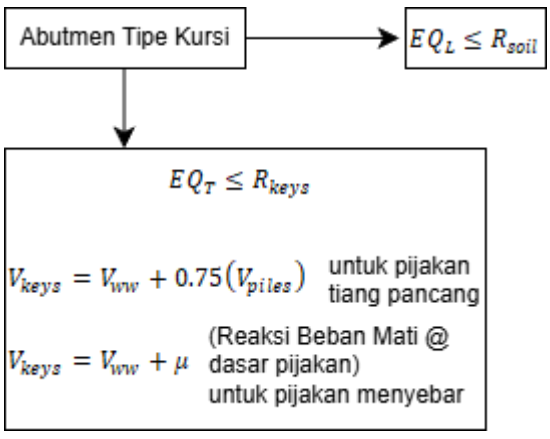
Gambar 4.5 Elemen tahan gempa untuk abutmen monolitik.

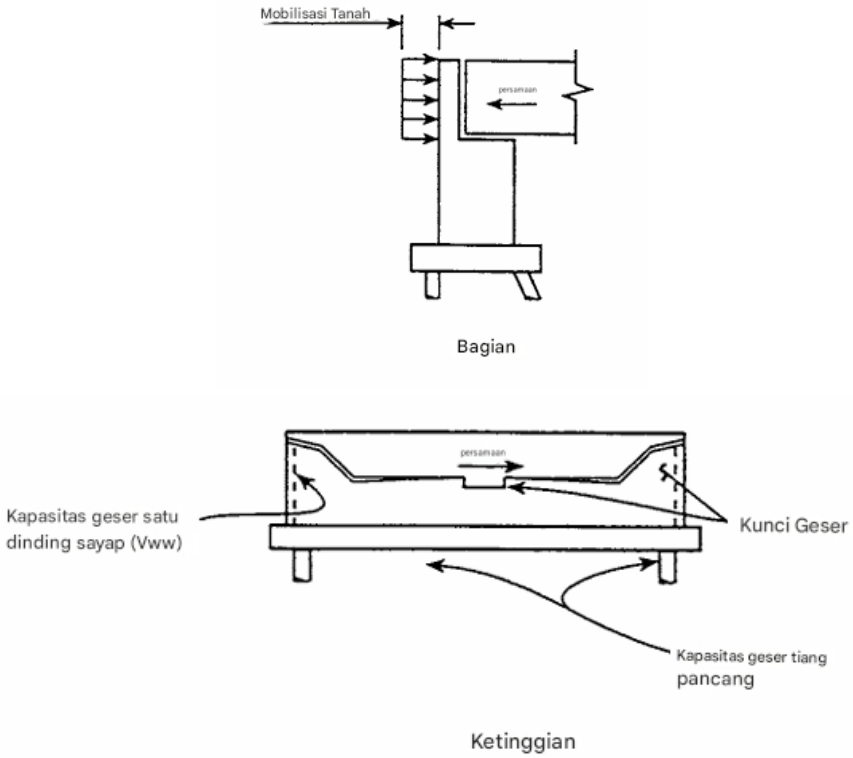


(a) dengan pijakan

(b) tanpa pijakan

Abutmen Tipe Dudukan (Gambar 4.6)





Gambar 4.6 Elemen tahan gempa untuk abutmen tipe dudukan.

di mana

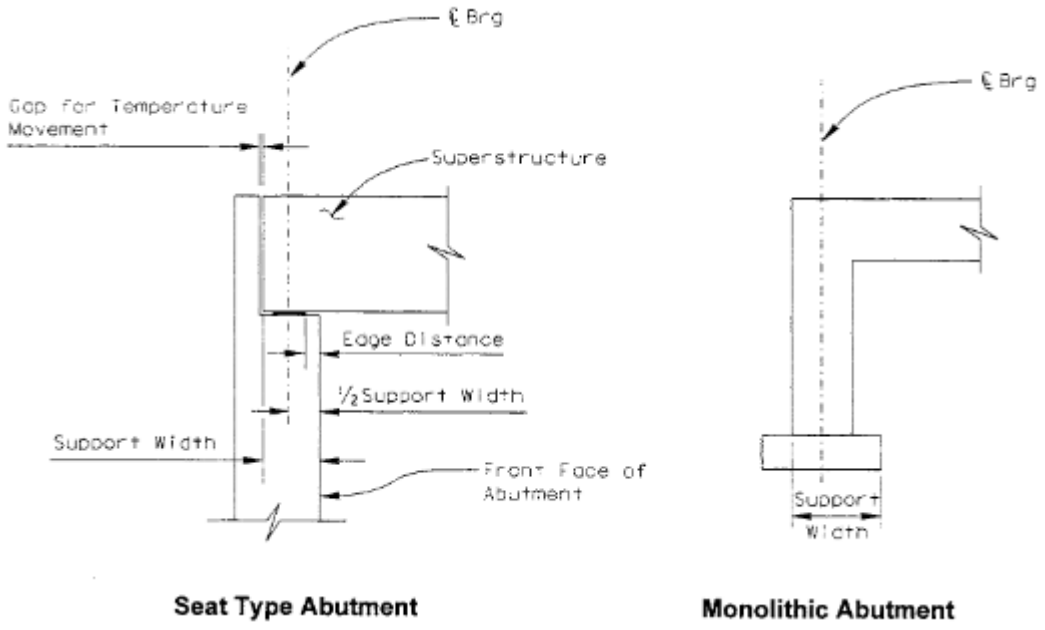
EQ_L = gaya gempa longitudinal dari analisis elastis
EQ_T = gaya gempa transversal dari analisis elastis
R_{soil} = resistensi tanah yang dimobilisasi di belakang abutmen
$R_{diaphragm}$ = φ kali kekuatan geser nominal diafragma
R_{ww} = φ kali kekuatan geser nominal dinding sayap
R_{piles} = φ kali kekuatan geser nominal tiang pancang
R_{keys} = φ kali kekuatan geser nominal kunci pada arah yang dipertimbangkan
φ = faktor kekuatan untuk pembebanan seismik
μ = faktor koefisien antara tanah dan permukaan beton di dasar abutmen

Perlu dicatat bahwa tujuan penerapan faktor 0.75 pada desain kunci geser adalah untuk mengurangi kemungkinan kerusakan pada tiang pancang abutmen. Untuk semua kasus transversal, jika gaya gempa transversal desain melebihi jumlah kapasitas dinding sayap dan tiang pancang, kekakuan transversal untuk analisis harus sama dengan nol $(EQ_T = 0)$. Oleh karena itu, kondisi pelepasan yang biasanya menghasilkan gaya lateral yang lebih besar pada tiang penyangga yang berdekatan harus dipelajari.

Menanggapi beban seismik, jembatan biasanya mengakomodasi perpindahan yang besar. Untuk memberikan dukungan pada abutmen untuk jembatan dengan perpindahan yang besar, lebar dukungan yang cukup pada abutmen harus dirancang. Lebar dukungan abutmen minimum, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.7, dapat sama dengan perpindahan

jembatan yang dihasilkan dari analisis elastis seismik atau dihitung seperti yang ditunjukkan pada Persamaan (4.2), mana pun yang lebih besar:

$$N = (305 + 2.5L + 10H)(1 + 0.002\,S^2) \tag{4.2}$$



Gambar 4.7 Lebar penyangga abutmen (seismik).

di mana

N = lebar penyangga (mm)

L = panjang (m) dek jembatan ke sambungan ekspansi yang berdekatan, atau ke ujung dek jembatan; untuk jembatan bentang tunggal, L sama dengan panjang dek jembatan

S = sudut kemiringan di abutmen dalam derajat

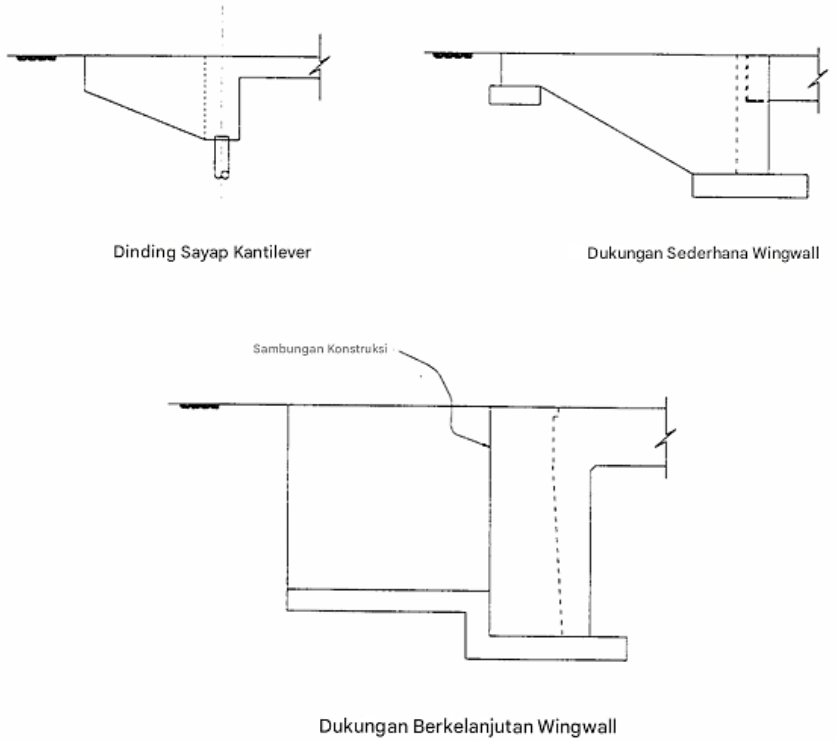
H = tinggi rata-rata (m) kolom atau pilar yang menopang dek jembatan dari abutmen ke sambungan ekspansi yang berdekatan, atau ke ujung dek jembatan; $H = 0$ untuk jembatan bentang tunggal

Pertimbangan Desain Lain-lain

Dinding Sayap Abutmen

Dinding sayap abutmen berfungsi sebagai struktur penahan untuk mencegah tanah timbunan abutmen dan tanah jalan raya bergeser secara melintang. Beberapa jenis dinding sayap untuk jembatan jalan raya ditunjukkan pada Gambar 4.8. Desain dinding sayap yang mirip dengan desain dinding penahan disajikan pada Bagian 4.3. Namun, beban tambahan beban hidup perlu dipertimbangkan dalam desain dinding sayap. Tabel 4.2 mencantumkan beban tambahan hidup untuk berbagai kasus pembebanan. Gambar 4.9 menunjukkan beban desain untuk dinding sayap kantilever konvensional. Untuk desain seismik, kriteria dalam arah transversal yang dibahas harus diikuti. Dinding sayap jembatan dapat dirancang untuk

menahan beberapa kerusakan dalam gempa bumi besar, selama keruntuhan jembatan tidak diprediksi.



Gambar 4.8 Dinding sayap tipikal.

Drainase Abutmen

Sistem drainase biasanya disediakan untuk konstruksi abutmen. Sistem drainase yang tertanam di tanah timbunan abutmen dirancang untuk mengurangi kemungkinan penumpukan tekanan hidrostatik, untuk mengendalikan erosi tanggul jalan raya, dan untuk mengurangi kemungkinan likuifaksi tanah selama gempa bumi. Untuk lereng abutmen yang dilapisi beton, sistem drainase juga perlu disediakan di bawah perkerasan. Sistem drainase dapat mencakup material permeabel, pipa PSP atau PVC, lubang drainase, dll. Gambar 4.10 menunjukkan sistem drainase tipikal untuk konstruksi jembatan jalan raya.

Tabel 4.2 Beban Tambahan Hidup untuk Desain Dinding Sayap

Pemuatan truk di jalan raya	Tanah setara 2 kaki 0 inci (610 mm)
Pemuatan kereta api E-60	Tanah setara 7 kaki 6 inci (2290 mm)
Pemuatan kereta api E-70	Tanah setara 8 kaki 9 inci (2670 mm)
Pemuatan kereta api E-80	Tanah setara 10 kaki 0 inci (3050 mm)

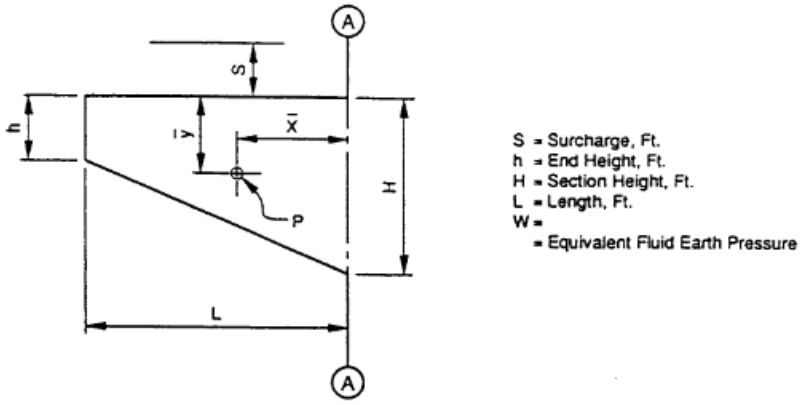
Perlindungan Lereng Abutmen

Pengikisan air akibat aliran dapat merusak struktur jembatan secara parah dengan mengikis tanah penyangga abutmen jembatan. Untuk mengurangi kerusakan pengikisan air pada abutmen jembatan, penyangga tiang pancang, perlindungan lereng batuan, perkerasan lereng beton, dan perkerasan lereng semen gunite dapat digunakan. Gambar 4.11

menunjukkan desain aktual perlindungan lereng batuan dan perlindungan perkerasan lereng beton untuk abutmen jembatan. Stabilitas perlindungan lereng batuan dan beton harus dipertimbangkan dalam desain. Blok yang diperbesar biasanya dirancang di bagian bawah perlindungan.

Detail Lain-lain

Beberapa detail terkait desain abutmen diberikan pada Gambar 4.12. Meskipun hanya untuk situasi konstruksi jembatan biasa, detail tersebut memberikan referensi berharga bagi perancang jembatan.

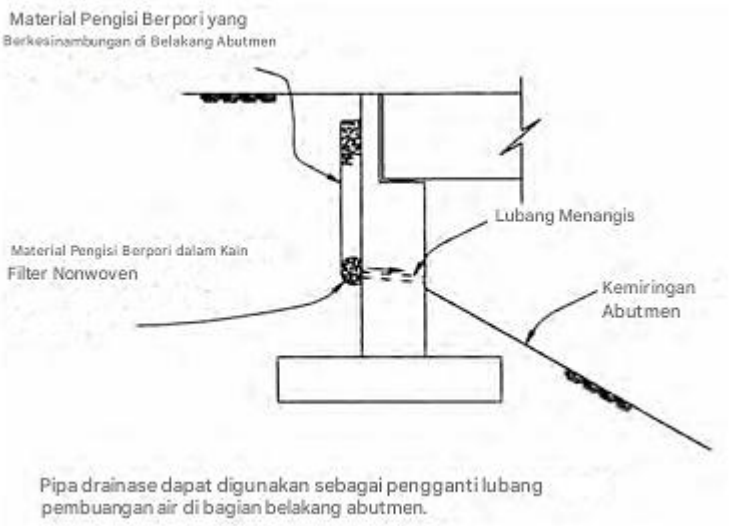


$$M_{AA} = \frac{WL^2}{24}[3h^2 + (H + 4S)(H + 2h)]$$

$$P = \frac{WL}{6}[H^2 + (h + H)(h + 3S)]$$

$$\bar{X} = \frac{M_{AA}}{P}$$

Gambar 4.9 Beban desain untuk dinding sayap kantilever.



Gambar 4.10 Sistem drainase abutmen tipikal.

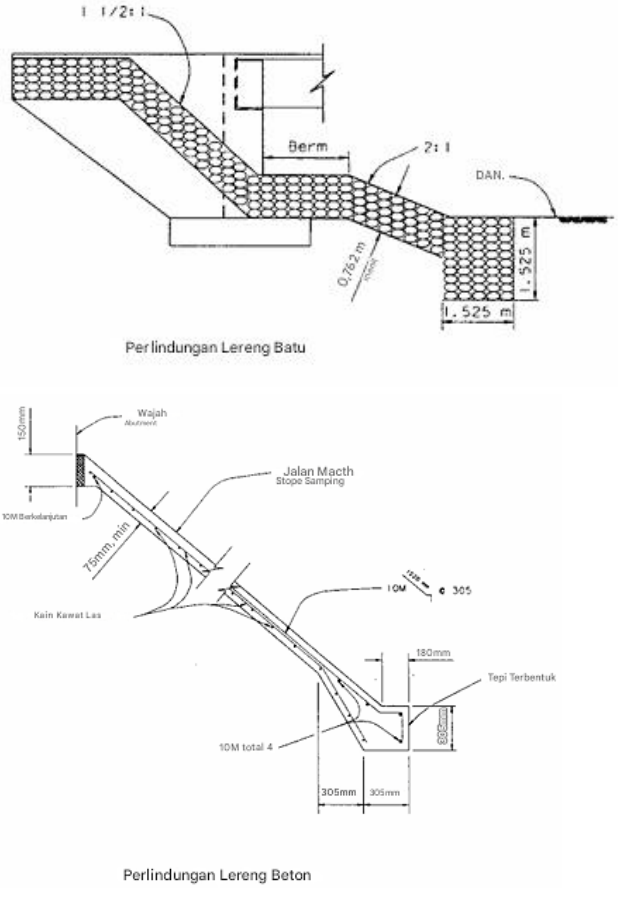
Contoh Desain

Sebuah jembatan balok kotak beton prategang dengan kemiringan 5° diusulkan untuk melintasi jalan raya yang sibuk seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.13. Berdasarkan persyaratan jalan, informasi geoteknik, dan detail yang disebutkan di atas, abutmen tipe dudukan ujung terbuka dipilih. Lebar abutmen dalam arah melintang adalah 89 kaki (2.13 m). Dari analisis jembatan, beban pada abutmen dan perpindahan jembatan adalah sebagai berikut:

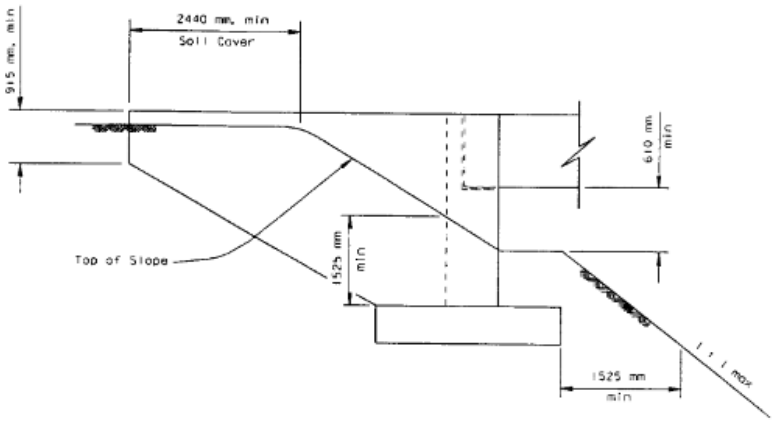
Beban mati struktur atas	= 1630 kips (7251 kN)
Beban hidup HS20	= 410 kips (1824 kN)
1,15 beban P + 1,0 beban HS	= 280 kips (1245 kN)
Beban hidup longitudinal	= 248 kips (1103 kN)
Beban seismik longitudinal	= 326 kips (1450 kN) (kapasitas bantalan penahan)
Beban seismik transversal	= 1241 kips (5520 kN)
Perpindahan suhu jembatan	= 2,0 in. (75 mm)
Perpindahan seismik jembatan	= 6,5 in. (165 mm)

Informasi Geoteknik

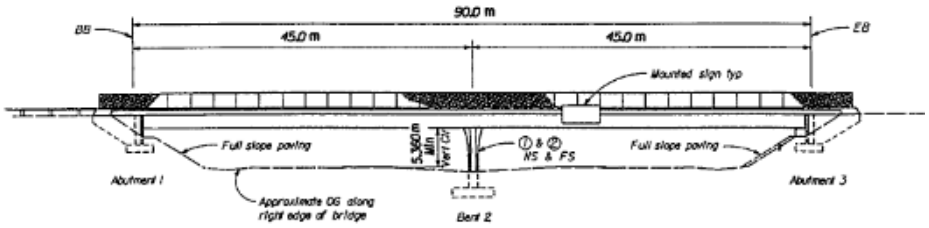
Beban tambahan hidup	= 2 ft (0.61 m)
Berat satuan tanah timbunan	= 120 pcf (1922 kg/m3)



Gambar 4.11 Perlindungan lereng abutmen tipikal.



Gambar 4.12 Detail tambahan desain abutmen.



Gambar 4.13 Elevasi jembatan (contoh).

Tekanan daya dukung tanah yang diizinkan	= 4.0 ksf (0.19 MPa)
Koefisien tekanan lateral tanah (Ka)	= 0.3
Koefisien gesekan	= tan 33°
Potensial likuifaksi tanah	= sangat rendah
Percepatan tanah	= 0.3 g

Kriteria Desain

Desain abutmen	Metode faktor beban
Stabilitas abutmen	Metode beban layanan

Asumsi Desain

1. Beban vertikal struktur atas bekerja pada garis tengah pondasi abutmen;
2. Tekanan pasif tanah oleh tanah di kaki abutmen diabaikan;
3. Lebar abutmen 1,0 kaki (0,305 m) digunakan dalam desain;
4. Tegangan leleh tulangan, f_y = 60000 psi (414 MPa)
5. Kekuatan beton, f_c' = 3250 psi (22.41 MPa)
6. Kerusakan yang diizinkan pada dinding belakang abutmen dalam gempa bumi desain

Solusi

1. Desain Lebar Penopang Penyangga

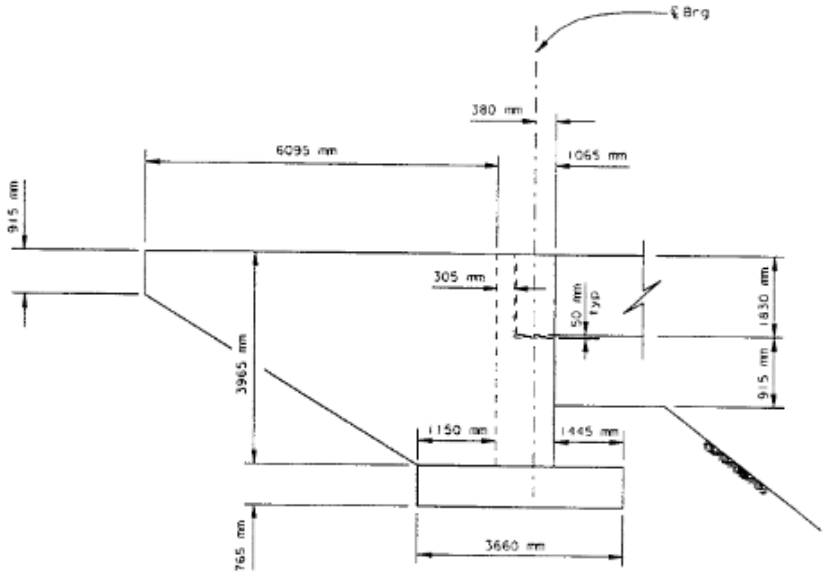
Menerapkan Persamaan (4.2) dengan

$$L = 6.5 \text{ m}$$

$$H = 90.0 \text{ m}$$

$$S = 5^{\circ}$$

Lebar penyangga akan menjadi N = 600 mm. Tambahkan 75 mm untuk pergerakan suhu yang dibutuhkan, sehingga total lebar penyangga yang dibutuhkan sama dengan 675 mm. Lebar penyangga minimum yang dibutuhkan untuk kasus seismik sama dengan jumlah perpindahan seismik jembatan, perpindahan suhu jembatan, dan perpindahan tepi cadangan (biasanya 75 mm). Dalam contoh ini, persyaratan ini sama dengan 315 mm, tidak terkendali. Berdasarkan persyaratan minimum 675 mm, desain menggunakan 760 mm, OK. Konfigurasi abutmen awal ditunjukkan pada Gambar 4.14 berdasarkan informasi yang diberikan dan lebar penyangga yang dihitung.



Gambar 4.14 Konfigurasi penyangga (contoh).

2. Pemeriksaan Stabilitas Penyangga

Gambar 4.15 menunjukkan diagram gaya penyangga,

di mana

$_{sc}q$ = tekanan lateral tanah akibat beban hidup tambahan

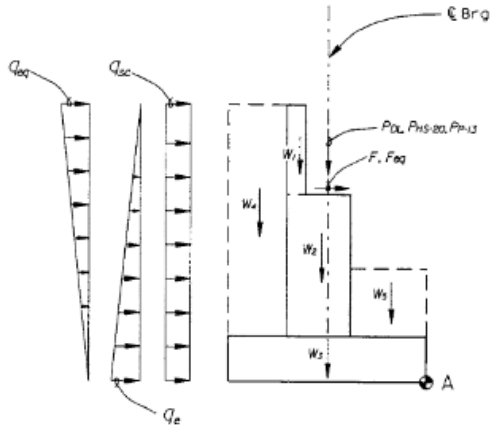
$_{e}q$ = tekanan lateral tanah

$_{eq}q$ = tekanan lateral tanah akibat beban seismik

$_{D}p$ = beban mati struktur atas

$_{H}p$ = beban hidup HS20

$_{p}p$ = beban hidup izin



Gambar 4.15 Diagram gaya yang diterapkan pada abutmen (contoh).

F = beban hidup longitudinal
$_{eq}F$ = beban seismik longitudinal jembatan
$_{ac}P$ = resultan tekanan lateral tanah seismik aktif
$_{sc}h$ = tinggi beban tambahan hidup
γ = berat jenis tanah
$_{i}W$ = berat komponen penyangga dan blok tanah
$_{sc}q = {}_{a}k \times \gamma \times {}_{sc}\, h = 0.3 \times 0.12 \times 2 = 0.072$ ksf (0.0034 MPa)
$_{e}q = {}_{a}k \times \gamma \times H = 0.3 \times 0.12 \times 15.5 = 0.558$ ksf (0.0267 MPa)
$_{eq}q = {}_{ae}k \times \gamma \times H = 0.032 \times 0.12 \times 15.5 = 0.06$ ksf (0.003 MPa)

Beban vertikal, beban lateral, dan momen terhadap titik A yang dihitung tercantum dalam Tabel 4.3. Tekanan tanah maksimum dan minimum pada pondasi abutmen dihitung dengan

$$p = \frac{P}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{4.3}$$

di mana
p = tekanan daya dukung tanah
P = resultan gaya vertikal
B = lebar pondasi penyangga
e = eksentrisitas resultan gaya dan pusat pondasi

$$e = 2B - \frac{M}{P} \tag{4.4}$$

M = momen total ke titik A

Merujuk pada Tabel 4.1 dan Persamaan (4.3) dan (4.4), tekanan tanah maksimum dan minimum di bawah pondasi yang sesuai dengan kasus beban yang berbeda dihitung. Karena

tekanan daya dukung tanah kurang dari tekanan daya dukung tanah yang diizinkan, stabilitas daya dukung tanah baik.

Kasus Beban	p_{max}	p_{min}	$p_{\text{allowable}}$ dengan Persentase Kelebihan Tegangan yang Diizinkan	Evaluasi
I	3.81	3.10	4.00	OK
II	3.42	2.72	4.00	OK
III	1.84	1.22	6.00	OK
IV	4.86	2.15	5.00	OK
V	2.79	1.93	6.00	OK
Seismik	6.73	0.54	8.00	OK

Tabel 4.3 Gaya Vertikal, Gaya Lateral, dan Momen terhadap Titik A (Contoh)

Memuat Keterangan	Vertikal Muat (kips)	Beban Lateral (kips)	Lengan ke A (ft)	Momen untuk A (k-ft)
Dinding belakang W_1	0.94	-	7.75	7.28
Tangkai W_2	3.54	-	6.00	23.01
Pijakan W_3	4.50	-	6.00	2.00
Tanah timbunan	5.85	-	10.13	59.23
	-	4.33	5.17	-22.34
Beban berlebih pada tanah	-	1.16	7.75	-8.65
Tanah bagian depan W_4	1.71	-	2.38	4.06
Dinding sayap	0.85	-	16.12	13.70
Kunci	0.17	-	6.00	1.04
P_{DL}	18.31	-	6.00	110.00
P_{HS}	4.61	-	6.00	2.64
P_{ρ}	3.15	-	6.00	18.90
F	-	2.79	9.25	-25.80
F_{eq}	-	3.66	9.25	-33.90
Beban seismik tanah	-	0.47	9.30	-4.37

Periksa stabilitas dalam menahan penggulingan (kontrol kasus beban III dan IV):

Kasus Beban	Momen Penggerak	Momen Tahan	Faktor Keamanan	Evaluasi
III	31	133.55	4.3	OK
IV	56.8	262.45	4.62	OK

Memeriksa stabilitas dalam menahan geseran (kontrol kasus beban III dan IV)

Kasus Beban	Momen Penggerak	Melawan Kekuatan	Faktor Keamanan	Evaluasi
III	5.44	11.91	2.18	OK
IV	8.23	20.7	3.26	OK

Karena gaya dinamis lateral struktur hanya dikombinasikan dengan beban mati dan tekanan lateral tanah statis, dan faktor keamanan FS = 1.0 dapat digunakan, kasus seismik tidak terkendali.

3. Desain Dinding Belakang dan Batang Abutmen

Mengacu pada pedoman AASHTO untuk kombinasi beban, beban terfaktor maksimum untuk dinding belakang dan batang abutmen adalah

Lokasi	V (kips)	M (k-ft)
Tingkat dinding belakang	1.95	4.67
Bagian bawah batang	10.36	74.85

Dinding Belakang Penyangga

Coba #5 pada 12 inci (305 mm) dengan jarak bebas 2 inci (50 mm)

$d = 9.7\ in. (245\ mm)$

$$A_s \times f_y = 0.31 \times 60 \times \frac{12}{16} = 13.95 \text{ kips } (62.05 \text{ kN})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot f_c' \cdot b_w} = \frac{13.95}{(0.85)(3.25)(12)} = 0.42 \text{ in. } (10.67 \text{ mm})$$

$$M_u = \phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 13.95 \times \left(9.7 - \frac{0.42}{2}\right) = 9.33 \text{ k} \cdot \text{ft } (13.46 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

$$> 4.67 \text{ k} \cdot \text{ft } (6.33 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{OK}$$

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 2 \times \sqrt{3250} \times 12 \times 9.7 = 13.27 \text{ kips } (59.03 \text{ kN})$$

$$V_u = \phi \cdot V_c = 0.85 \times 13.27 = 11.28 \text{ kip } (50.17 \text{ kN}) > 1.95 \text{ kips } (8.67 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

Tidak diperlukan tulangan geser.

Batang Abutmen

Batang abutmen dapat dirancang berdasarkan variasi momen yang diterapkan di sepanjang ketinggian dinding abutmen. Di sini hanya bagian di bagian bawah batang yang dirancang.

Coba #6 pada 12 inci (305 mm) dengan jarak bebas 2 inci (50 mm).

$$A_s \times f_y = 0.44 \times 60 = 26.40 \text{ kips } (117.43 \text{ kN})$$

$$d = 39.4 \text{ in. } (1000 \text{ mm})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot f_c' \cdot b_w} = \frac{26.4}{(0.85)(3.25)(12)} = 0.796 \text{ in } (20.0 \text{ mm})$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 26.4 \times \left(39.4 - \frac{0.8}{2}\right) = 77.22 \text{ k} \cdot \text{ft} \ (104.7 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

$$> 74.85 \text{ k} \cdot \text{ft} \ (101.5 \text{ kN} \cdot \text{m}) \qquad \text{OK}$$

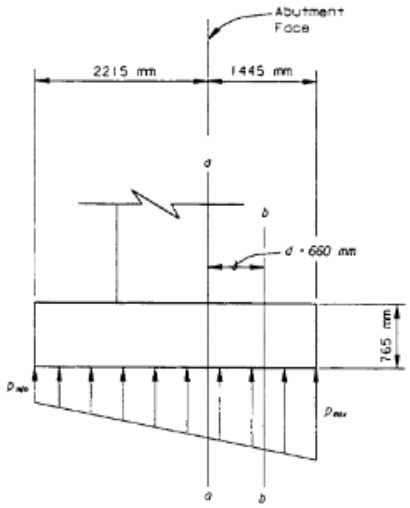
$$V_c = 2\sqrt{f_c'}\, b_w\, d = 2 \times \sqrt{3250} \times 12 \times 39.4 = 53.91 \text{ kips} \ (238 \text{ kN})$$

$$V_u = \phi \cdot V_c = 0.85 \times 53.91 = 45.81 \text{ kips} \ (202.3 \text{ kN}) > 10.36 \text{ kips} \ (46.08 \text{ kN}) \qquad \text{OK}$$

Tidak diperlukan tulangan geser.

4. Desain Pondasi Abutmen

Dengan mempertimbangkan semua kombinasi beban dan kasus pembebanan seismik, diagram tekanan daya dukung tanah di bawah pondasi abutmen ditunjukkan pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16 Tekanan bantalan di bawah pondasi abutmen (contoh).

a. Gaya desain:

Penampang pada permukaan depan batang abutmen (desain untuk tulangan lentur):

$$q_{a-a} = 5.1263 \text{ ksf} \ (0.2454 \text{ MPa})$$

$$M_{a-a} = 69.4 \text{ k-ft} \ (94.1 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

Penampang pada d = 30 – 3 – 1 = 26 in. (660 mm) dari permukaan depan batang abutmen (desain untuk tulangan geser):

$$q_{b-b} = 5.2341 \text{ ksf} \ (0.251 \text{ MPa})$$

$$V_{b-b} = 15.4 \text{ kips} \ (68.5 \text{ kN})$$

b. Desain tulangan lentur (dasar pondasi):
Coba #8 pada 12, dengan jarak bebas 3 inci (75 mm) di bagian bawah

$d = 30 - 3 - 1 = 26$ in. (660 mm)

$A_s \times f_y = 0.79 \times 60 = 47.4$ kips (211 kN)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot f_c' \cdot b_w} = \frac{47.4}{(0.85)(3.25)(12)} = 1.43 \text{ in. } (36 \text{ mm})$$

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 47.4 \times \left(26 - \frac{1.43}{2}\right) = 89.9 \text{ k-ft } (121.89 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

$$> 69.4 \text{ k-ft } (94.1 \text{ kN} \cdot \text{m}) \qquad \text{OK}$$

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 2 \times \sqrt{3250} \times 12 \times 26 = 35.57 \text{ kips} \quad (158.24 \text{ kN})$$

$$V_u = \phi \cdot V_c = 0.85 \times 35.57 = 5.23 \text{ kips} \quad (134.5 \text{ kN}) \quad > \quad 15.5 \text{ kips} \quad (68.5 \text{ kN}) \qquad \text{OK}$$

Tidak diperlukan tulangan geser.

Karena tekanan daya dukung tanah minimum di bawah pondasi adalah tekan, tegangan di bagian atas pondasi tidak terjadi. Namun, tulangan suhu minimum, 0,308 in.^{2}/ft (652 mm^2/m) perlu disediakan. Menggunakan #5 pada 12 in. (305 mm) di bagian atas pondasi menghasilkan

$$A_s = 0.31 \text{ in.}^2\text{/ft, } (656 \text{ mm}^2\text{/m}) \qquad \text{OK}$$

5. Desain Dinding Sayap Penopang
Geometri dinding sayap adalah

$$h = 3.0\ ft\ (915\ mm); \qquad S = 2.0\ ft\ (610\ mm);$$
$$H = 13.0\ ft\ (3960\ mm); \qquad L = 18.25\ ft\ (5565\ mm)$$

Merujuk pada Gambar 4.15, beban desainnya adalah

$$V_{A-A} = \frac{wL}{6}[H^2 + (h + H)(h + 3S)]$$

$$= \frac{0.36 \times 18.25}{6}[13^2 + (3 + 13)(3 + 3 \times 2)] = 34 \text{ kips} \quad (152.39 \text{ kN})$$

$$M_{A-A} = \frac{wL^2}{24}[3h^2 + (H + 4S)(H + 2h)]$$

$$= \frac{0.036 \times 18.25^2}{24}[3(3)^2 + (13 + 4 \times 2)(12 + 2 \times 3)] = 212.8 \text{ k-ft} \quad (3129 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

Rancang tulangan lentur. Coba gunakan #8 pada jarak 9 (225 mm).

$$A_s \times f_y = 13 \times (0.79) \times 60 \times \frac{12}{9} = 821.6 \text{ kips} \quad (3682 \text{ kN})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot f_c' \cdot b_w} = \frac{1280}{(0.85)(3.25)(13)(12)} = 2.97 \text{ in.} \quad (75 \text{ mm})$$

$$d = 12 - 2 - 0.5 = 9.5 \text{ in.} \quad (240 \text{ mm})$$

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times (821.6) \times \left(9.5 - \frac{2.97}{2}\right) = 493.8 \text{ k-ft} \quad (7261 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

$$> 212.8 \text{ k-ft} \quad (3129 \text{ kN} \cdot \text{m})$$

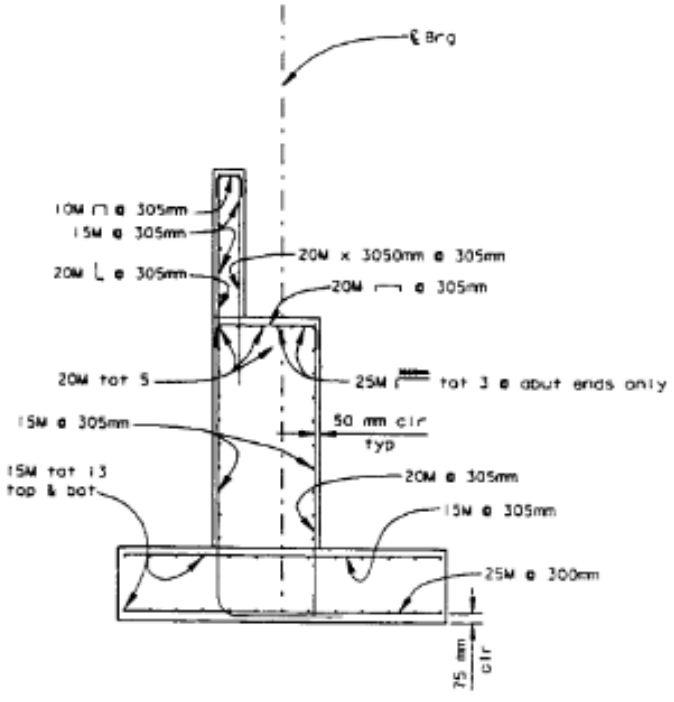
Memeriksa geser

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 2 \times \sqrt{3250} \times 13 \times 12 \times 9.5 = 168 \text{ kips} \quad (757.3 \text{ kN})$$

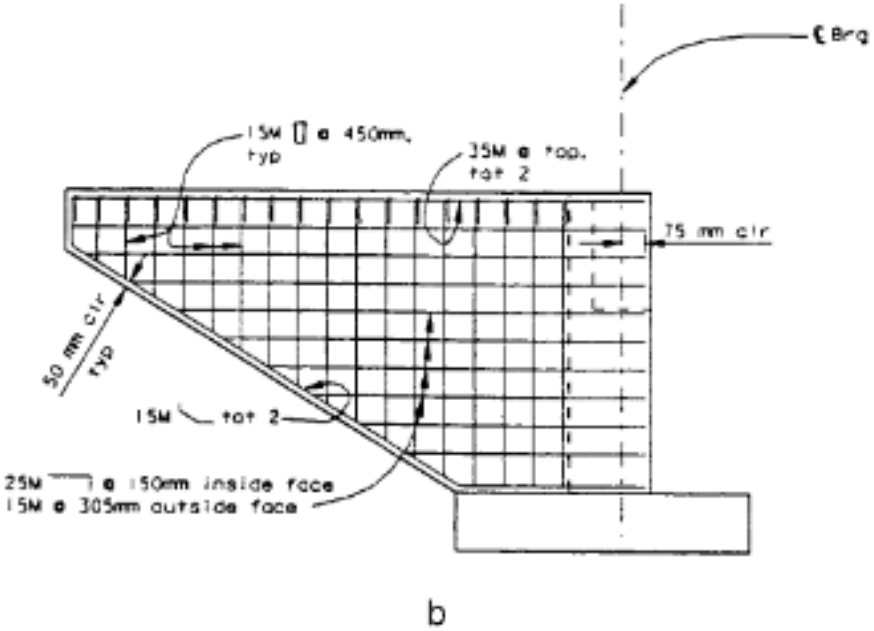
$$V_u = \phi \cdot V_c = 0.85 \times 35.57 = 5.23 \text{ kips} \quad (134.5 \text{ kN}) \quad > \quad 15.5 \text{ kips} \quad (68.5 \text{ kN}) \qquad \text{OK}$$

Tidak diperlukan tulangan geser.

Karena dinding sayap diperbolehkan patah saat terjadi gempa bumi besar, kolom jembatan yang berdekatan harus dirancang untuk menahan beban seismik tanpa resistensi dinding sayap. Detail penampang abutmen, pondasi, dan tulangan dinding sayap ditunjukkan pada Gambar 4.17a dan b.

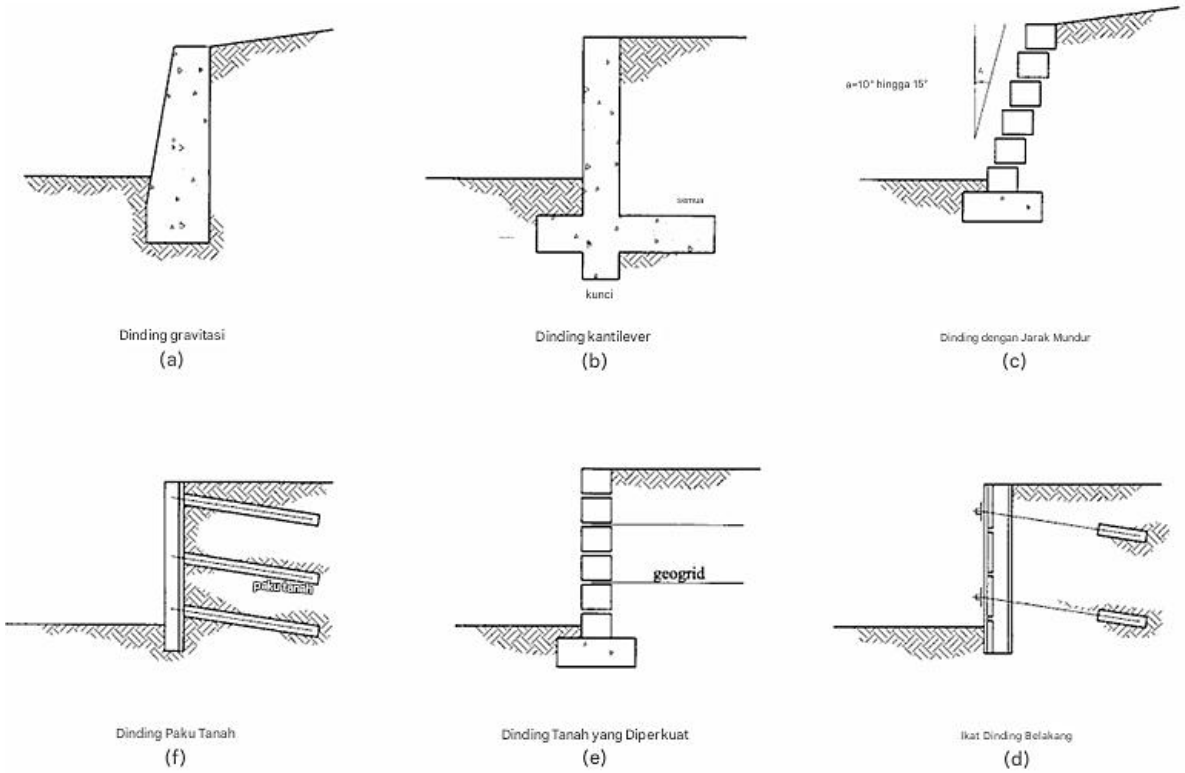


a



b

Gambar 4.17 (a) Desain penampang tipikal abutmen (contoh). (b) Penguatan dinding sayap (contoh).



Gambar 4.18 Jenis-jenis dinding penahan.

4.3 STRUKTUR PENAHAN

Jenis-jenis Struktur Penahan

Struktur penahan, atau lebih spesifiknya, struktur penahan tanah, umumnya dibutuhkan dalam proyek desain jembatan. Praktik umum yang dilakukan adalah

menggunakan abutmen jembatan itu sendiri sebagai struktur penahan. Dinding kantilever, dinding tieback, dinding paku tanah, dan dinding tanggul yang distabilkan secara mekanis (MSE) adalah jenis struktur penahan yang paling sering digunakan. Fungsi desain utama dari struktur penahan adalah untuk menahan gaya lateral.

Dinding penahan kantilever adalah struktur kantilever yang digunakan untuk menahan tekanan tanah aktif di lokasi timbunan topografi. Biasanya, struktur penahan tanah kantilever tidak melebihi tinggi 10 m. Beberapa penampang dinding penahan kantilever yang khas ditunjukkan pada Gambar 4.18a.

Dinding tieback dapat digunakan untuk lokasi pemotongan topografi. Untaian pengikat berkekuatan tinggi diperpanjang ke zona stabil dan bertindak sebagai jangkar untuk elemen muka dinding. Dinding penahan dapat dirancang untuk memiliki defleksi lateral minimum. Gambar 4.18d menunjukkan penampang dinding penahan.

Dinding MSE adalah jenis struktur "penahan tanah yang diperkuat". Dengan memasang beberapa lapisan serat berkekuatan tinggi di dalam bagian timbunan, defleksi lateral tanah timbunan akan dibatasi. Tidak ada batasan ketinggian untuk dinding MSE, tetapi defleksi lateral di bagian atas dinding perlu dipertimbangkan. Gambar 4.18e menunjukkan contoh dinding MSE.

Dinding paku tanah tampak seperti dinding penahan tetapi berfungsi seperti dinding MSE. Dinding ini menggunakan serangkaian paku tanah yang dibangun di dalam badan tanah yang menahan pergerakan lateral badan tanah di bagian potongan. Biasanya, paku tanah dibangun dengan memompa adukan semen ke dalam lubang yang telah dibor sebelumnya. Paku-paku tersebut mengikat tanah bersama-sama dan bertindak sebagai dinding tanah gravitasi. Model dinding penahan tanah paku yang umum ditunjukkan pada Gambar 4.18f.

Kriteria Desain

Persyaratan Minimum

Semua struktur penahan harus aman dari penurunan vertikal. Struktur tersebut harus memiliki ketahanan yang cukup terhadap penggulingan dan pergeseran. Struktur penahan juga harus memiliki kekuatan yang memadai untuk semua komponen struktural.

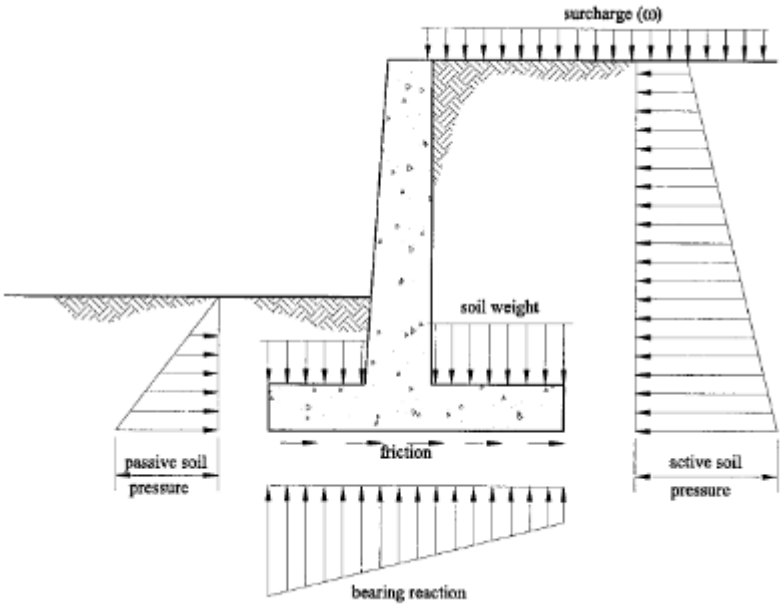
1. Daya dukung: Mirip dengan desain pondasi lainnya, faktor keamanan daya dukung harus ≥1.0. Tabel 4.4 adalah daftar perkiraan nilai daya dukung untuk beberapa material umum. Jika digunakan pondasi tiang pancang, daya dukung tanah di antara tiang pancang tidak dipertimbangkan.
2. Ketahanan terhadap penggulingan: Titik penggulingan struktur penahan yang umum terletak di tepi kaki pondasi. Faktor keamanan penggulingan harus ≥1.50. Jika struktur penahan memiliki pondasi tiang pancang, kekakuan pondasi hanya akan bergantung pada tiang pancang.
3. Ketahanan geser: Faktor keamanan untuk geser harus ≥1.50. Kapasitas geser dinding penahan tipikal dapat mencakup tekanan tanah pasif di bagian depan pondasi dan gaya gesekan di bagian bawah pondasi. Dalam kebanyakan kasus, faktor gesekan 0.3 dan 0.4 dapat digunakan untuk tanah liat dan pasir, masing-masing. Jika tiang miring digunakan untuk ketahanan geser, gaya gesekan di bagian bawah pondasi harus diabaikan.

4. Kekuatan struktural: Kapasitas momen dan geser penampang struktural harus dirancang mengikuti prosedur desain faktor keamanan kekuatan umum.

Tabel 4.4 Kapasitas Dukung

Material	Kapasitas Dukung [N]	
	Min, kPa	Max, kPa
Tanah aluvial	24	48
Tanah liat	48	190
Pasir terkekang	48	190
Kerikil	95	190
Pasir dan kerikil yang disemen	240	480
Batu	240	-

Gambar 4.19 menunjukkan beban tipikal untuk desain struktur penahan kantilever.



Gambar 4.19 Beban umum pada dinding penahan.

Beban Lateral

Berat jenis tanah biasanya berkisar antara 1.5 hingga 2.0 ton/m³. Untuk kasus timbunan datar, jika material timbunan berupa pasir kering tanpa kohesi, distribusi tekanan tanah lateral (Gambar 4.20a) pada dinding akan sebagai berikut:
Gaya aktif per satuan panjang dinding (Pa) di bagian bawah dinding dapat ditentukan sebagai

$$p_a = k_a \cdot \gamma \cdot H \tag{4.5}$$

Gaya pasif per satuan panjang dinding (Pa) di bagian bawah dinding dapat ditentukan sebagai

$$p_p = k_p \cdot \gamma \cdot H \tag{4.6}$$

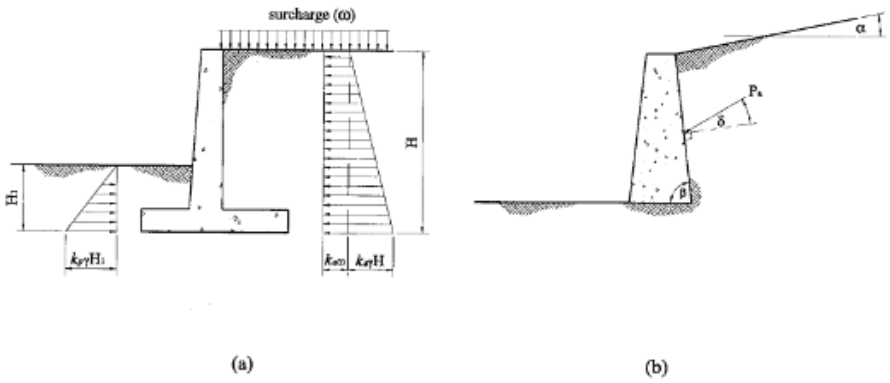
di mana

H = tinggi dinding (dari bagian atas dinding hingga bagian bawah pondasi)
γ = berat jenis material timbunan
k_a = koefisien tekanan tanah aktif
k_p = koefisien tekanan tanah pasif

Koefisien k_a dan k_p harus ditentukan oleh seorang ahli geologi menggunakan data uji laboratorium dari sampel tanah yang sesuai. Rumus umumnya adalah

$$k_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \qquad k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \tag{4.7}$$

di mana ϕ adalah sudut gesekan internal sampel tanah.



Gambar 4.20 Tekanan Tanah Lateral.

Tabel 4.5 mencantumkan sudut gesekan untuk beberapa jenis tanah tipikal yang dapat digunakan jika data uji laboratorium tidak tersedia. Umumnya, koefisien gaya k_a ≥ 0.30 dan k_p ≥ 1.50 harus digunakan untuk desain awal.

Tabel 4.5 Sudut Gesekan Internal dan Koefisien Gaya

Material	ϕ (degrees)	k_a	k_p
Tanah, lempung	30-45	0.33-0.17	3.00-5.83
Pasir kering	25-35	0.41-0.27	2.46-3.69
Pasir basah	30-45	0.33-0.17	3.00-5.83
Bumi Padat	15-30	0.59-0.33	1.70-3.00
Kerikil	35-40	0.27-0.22	3.69-4.60
Abu	25-40	0.41-0.22	2.46-4.60
Kokas	30-45	0.33-0.17	3.00-5.83
Batu bara	25-35	0.41-0.27	2.46-3.69

Berdasarkan asumsi distribusi segitiga, total gaya lateral aktif per satuan panjang dinding seharusnya adalah

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 \tag{4.8}$$

Tekanan tanah resultan selalu bekerja pada jarak $H/3$ dari bagian bawah dinding.

Ketika permukaan atas timbunan miring, koefisien k_a dapat ditentukan dengan persamaan Coulomb: (lihat Gambar 4.20):

$$k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{4.9}$$

Perhatikan bahwa rumus perhitungan tekanan tanah lateral di atas tidak termasuk tekanan air pada dinding. Sistem drainase di belakang struktur penahan diperlukan; jika tidak, tekanan air yang tepat harus dipertimbangkan.

Tabel 4.6 memberikan nilai k_a untuk kasus khusus gesekan dinding nol.

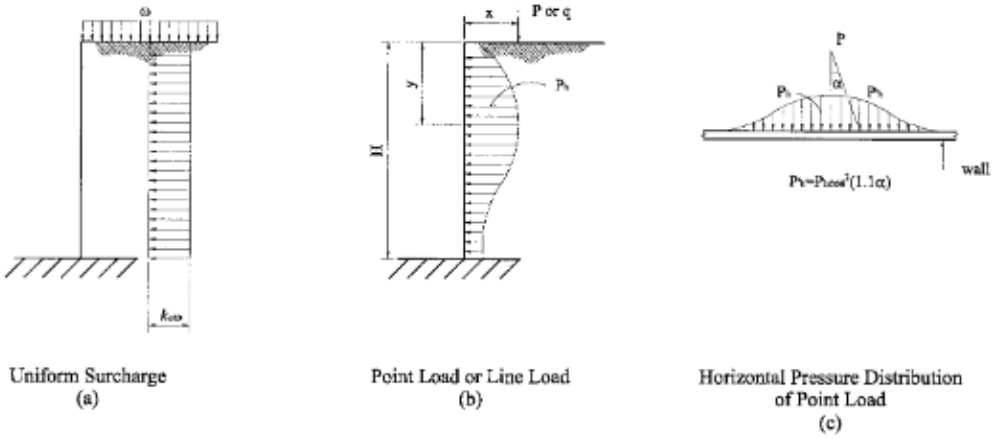
Tabel 4.6 Nilai Koefisien Tegangan Aktif k_a dari Persamaan Coulomb $(\delta = 0)$

ϕ	β_0	α					
		0.00°	18.43°	21.80°	26.57°	33.69°	45.00°
		Datar	1 sampai 3.0	1 sampai 2.5	1 sampai 2.0	1 sampai 1.5	1 sampai 1.0
20°	90°	0.490	0.731				
	85°	0.523	0.783				
	80°	0.559	0.842				
	75°	0.601	0.913				
	70°	0.648	0.996				
25°	90°	0.406	0.547	0.611			
	85°	0.440	0.597	0.667			
	80°	0.478	0.653	0.730			
	75°	0.521	0.718	0.804			
	70°	0.569	0.795	0.891			
30°	90°	0.333	0.427	0.460	0.536		
	85°	0.368	0.476	0.512	0.597		
	80°	0.407	0.530	0.571	0.666		
	75°	0.449	0.592	0.639	0.746		
	70°	0.498	0.664	0.718	0.841		
35°	90°	0.271	0.335	0.355	0.393	0.530	
	85°	0.306	0.381	0.404	0.448	0.602	
	80°	0.343	0.433	0.459	0.510	0.685	
	75°	0.386	0.492	0.522	0.581	0.781	
	70°	0.434	0.560	0.596	0.665	0.897	

40°	90°	0.217	0.261	0.273	0.296	0.352	
	85°	0.251	0.304	0.319	0.346	0.411	
	80°	0.287	0.353	0.370	0.402	0.479	
	75°	0.329	0.408	0.429	0.467	0.558	
	70°	0.375	0.472	0.498	0.543	0.651	
45°	90°	0.172	0.201	0.209	0.222	0.252	0.500
	85°	0.203	0.240	0.250	0.267	0.304	0.593
	80°	0.238	0.285	0.297	0.318	0.363	0.702
	75°	0.277	0.336	0.351	0.377	0.431	0.832
	70°	0.322	0.396	0.415	0.446	0.513	0.990

Beban permukaan apa pun di dekat struktur penahan akan menghasilkan tekanan lateral tambahan pada dinding. Untuk proyek desain yang terkait dengan jalan raya, beban lalu lintas dapat diwakili oleh tekanan tambahan vertikal setara sebesar 11.00 hingga 12.00 kPa. Untuk kasus beban titik dan beban garis (Gambar 4.21), rumus berikut dapat digunakan untuk menentukan tekanan tambahan pada dinding penahan:

Untuk beban titik:



Gambar 4.21 Tekanan tanah lateral tambahan. (a) Beban tambahan seragam; (b) beban titik atau garis; (c) distribusi tekanan horizontal dari beban titik.

$$p_h = \frac{1.77V}{H^2}\frac{m^2n^2}{(m^2+n^2)^3} \quad (m \le 0.4) \quad p_h \frac{0.28V}{H^2}\frac{m^2n^2}{(0.16+n^3)} \quad (m > 0.4) \tag{4.10}$$

Untuk beban saluran:

$$p_h = \frac{\pi}{4}\frac{w}{H}\frac{m^2n}{(m^2+n^2)^2} \quad (m \le 0.4) \quad p_h = \frac{w}{H}\frac{0.203n}{(0.16+n^2)^2} \quad (m > 0.4) \tag{4.11}$$

Di mana

$$\frac{\kappa L_u}{r} < 34 - \left(\frac{12M_1}{M_2}\right)$$

Tabel 4.7 memberikan faktor gaya lateral dan faktor momen dasar dinding yang dihitung dengan rumus di atas.

Contoh Desain Dinding Penahan Kantilever

Dinding kantilever adalah struktur penahan yang paling umum digunakan. Struktur ini memiliki catatan efisiensi biaya yang baik untuk dinding dengan tinggi kurang dari 10 m. Gambar 4.22a menunjukkan penampang melintang tipikal dinding penahan kantilever dan Tabel 4.8 memberikan gaya lateral aktif dan momen aktif terhadap dasar dinding penahan kantilever.

Dalam sebagian besar kasus, nilai-nilai berikut dapat digunakan sebagai asumsi awal dalam proses desain dinding penahan beton bertulang.

- $0.4 \leq B/H \leq 0.8$
- $1/12 \leq t_{bot}/H \leq 1/8$
- $L_{toe} \cong B/3$
- $t_{top} \geq 300\ \text{mm}$
- $t_{foot} \geq t_{bot}$

Tabel 4.7 Faktor Gaya Lateral Beban Garis dan Beban Titik

Faktor Beban Saluran			Faktor Beban Titik		
$m = x/H$	$(f)^a$	$(m)^b$	$m = x/H$	$(f)^c$	$(m)^d$
0.40	0.548	0.335	0.40	0.788	0.466
0.50	0.510	0.287	0.50	0.597	0.316
0.60	0.469	0.245	0.60	0.458	0.220
0.70	0.429	0.211	0.70	0.356	0.157
0.80	0.390	0.182	0.80	0.279	0.114
0.90	0.353	0.158	0.90	0.220	0.085
1.00	0.320	0.138	1.00	0.175	0.064
1.50	0.197	0.076	1.50	0.061	0.019
2.00	0.128	0.047	2.00	0.025	0.007

Catatan:

a Gaya lateral total sepanjang dinding = faktor(f) × ω (gaya)/(panjang satuan).

b Momen total sepanjang dinding = faktor(m) × ω × H (gaya × panjang)/(panjang satuan) (di bagian bawah pondasi).

c Gaya lateral total sepanjang dinding = faktor(f) × V/H (gaya)/(panjang satuan).

d Momen total sepanjang dinding = faktor(m) × V (gaya × panjang)/(panjang satuan) (di bagian bawah pondasi).

Contoh

Diberikan

Dinding penahan beton bertulang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.22b:

H_o = 3.0 m; Beban tambahan ω = 11,00 kPa

Sudut gesekan internal tanah φ = 30°

Berat satuan tanah γ = 1.8 ton/m³

Daya dukung [σ] = 190 kPa

Koefisien gesekan f = 0,30

Solusi

1. Pilih Dimensi Kontrol

Coba h = 1.5 m, oleh karena itu, $H = H_o + h = 3{,}0 + 1{,}5 = 4{,}5\,m.$

Gunakan

$$t_{bot} = 1/10H = 0.45 \text{ m} \Rightarrow 500 \text{ mm};\ t_{top} = t_{bot} = 500 \text{ mm}$$

$$t_{foot} = 600 \text{ mm}$$

Menggunakan

$$B = 0.6H = 2.70 \text{ m} \Rightarrow 2700 \text{ mm};$$

$$L_{toe} = 900 \text{ mm; therefore, } L_{heel} = 2.7 - 0.9 - 0.5 = 1.3 \text{ m} = 1300 \text{ mm}$$

2. Hitung Tekanan Tanah Lateral

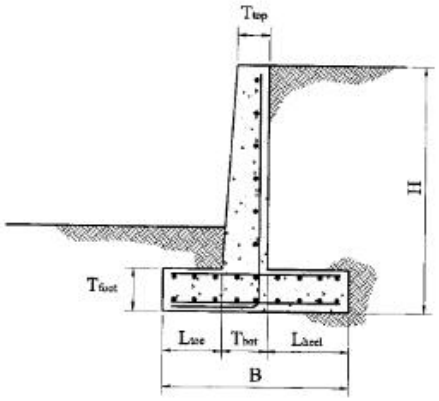
Dari Tabel 4.4, k_a = 0.33 dan k_p = 3.00. Tekanan tanah aktif:

Bagian 1 (biaya tambahan) $P_1 = k_a \omega H = 0.33(11.0)(4.5) = 16.34$ kN

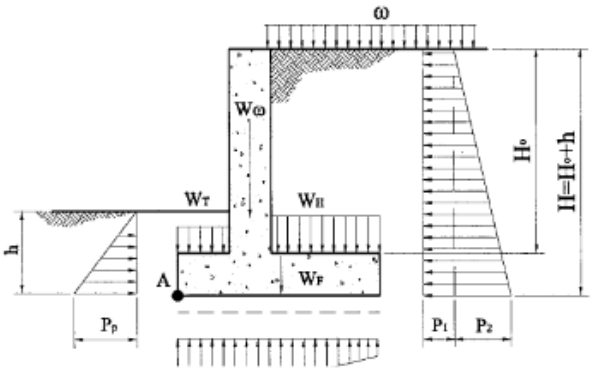
Bagian 2 $P_2 = 0.5\, k_a \gamma\, H^2 = 0.5(0.33)(17.66)(4.5)^2 = 59.01$ kN

Tekanan pasif bumi maksimum yang mungkin terjadi:

$$P_p = 0.5 k_p \gamma h^2 = 0.5(3.00)(17.66)(1.5)^2 = 59.60 \text{ kN}$$



(a)



Gambar 4.22 Contoh desain.

3. Hitung Beban Vertikal

$$\text{Biaya tambahan } W_s = (11.00)(1.3) = 14.30 \text{ kN}$$

Tabel 4.8 Data Desain Dinding Penahan Kantilever dengan Beban Tambahan Terdistribusi Merata

s	h	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
	p	2.94	4.24	5.77	7.53	9.53	11.77	14.24	16.94	19.89	23.06	26.48
0.00	y	0.33	0.40	0.47	0.53	0.60	0.67	0.73	0.80	0.87	0.93	1.00
	m	0.98	1.69	2.69	4.02	5.72	7.84	10.44	13.56	17.24	21.53	26.48
	p	5.30	7.06	9.06	11.30	13.77	16.47	19.42	22.59	26.01	29.65	33.54
0.40	y	0.41	0.48	0.55	0.62	0.69	0.76	0.83	0.90	0.97	1.04	1.11
	m	2.16	3.39	5.00	7.03	9.53	12.55	16.14	20.33	25.19	30.75	37.07
	p	6.47	8.47	10.71	13.18	15.89	18.83	22.00	25.42	29.06	32.95	37.07
0.60	y	0.42	0.50	0.57	0.65	0.72	0.79	0.86	0.93	1.00	1.07	1.14
	m	2.75	4.24	6.15	8.54	11.44	14.91	18.98	23.72	29.17	35.36	42.36
	p	7.65	9.88	12.36	15.06	18.00	21.18	24.59	28.24	32.12	36.24	40.60
0.80	y	0.44	0.51	0.59	0.67	0.74	0.81	0.89	0.96	1.03	1.10	1.17
	m	3.33	5.08	7.30	10.04	13.34	17.26	21.83	27.11	33.14	39.98	47.66
	p	8.83	11.30	14.00	16.94	20.12	23.53	27.18	31.07	35.18	39.54	44.13
1.00	y	0.44	0.53	0.60	0.68	0.76	0.83	0.91	0.98	1.06	1.13	1.20
	m	3.92	5.93	8.46	11.55	15.25	19.61	24.68	30.50	37.12	44.59	52.95
	p	11.77	14.83	18.12	21.65	25.42	29.42	33.65	38.13	42.83	47.77	52.95
1.50	y	0.46	0.54	0.63	0.71	0.79	0.87	0.94	1.02	1.10	1.17	1.25
	m	5.39	8.05	11.34	15.31	20.02	25.50	31.80	38.97	47.06	56.12	66.19
	p	14.71	18.36	22.24	26.36	30.71	35.30	40.13	45.19	50.48	56.01	61.78
2.00	y	0.47	0.55	0.64	0.72	0.81	0.89	0.97	1.05	1.13	1.21	1.29
	m	6.86	10.17	14.22	19.08	24.78	31.38	38.92	47.45	57.01	67.65	79.43

s	h	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	5.2
	p	30.12	34.01	38.13	42.48	47.07	51.89	56.95	62.25	67.78	73.55	79.55
0.00	y	1.07	1.13	1.20	1.27	1.33	1.40	1.47	1.53	1.60	1.67	1.73
	m	32.13	38.54	45.75	53.81	62.76	72.65	83.53	95.45	108.45	122.58	137.88
	p	37.66	42.01	46.60	51.42	56.48	61.78	67.31	73.07	79.08	85.31	91.78
0.40	y	1.17	1.24	1.31	1.38	1.44	1.51	1.58	1.65	1.71	1.78	1.85
	m	44.18	52.14	61.00	70.80	81.59	93.41	106.31	120.35	135.56	151.99	169.70
	p	41.42	46.01	50.83	55.89	61.19	66.72	72.49	78.49	84.72	91.20	97.90
0.60	y	1.21	1.28	1.35	1.42	1.49	1.56	1.62	1.69	1.76	1.83	1.90
	m	50.21	58.95	68.63	79.30	91.00	103.79	117.70	132.80	149.11	166.70	185.61
	p	45.19	50.01	55.07	60.37	65.90	71.66	77.66	83.90	90.37	97.08	104.02
0.80	y	1.24	1.31	1.38	1.45	1.52	1.59	1.66	1.73	1.80	1.87	1.94
	m	56.23	65.75	76.25	87.79	100.41	114.17	129.09	145.25	162.67	181.41	201.52
	p	48.95	54.01	59.31	64.84	70.60	76.60	82.84	89.31	96.02	102.96	110.14
1.00	y	1.27	1.34	1.41	1.49	1.56	1.63	1.70	1.77	1.84	1.90	1.97
	m	62.26	72.55	83.88	96.29	109.83	124.54	140.48	157.70	176.23	196.12	217.43
	p	58.37	64.01	69.90	76.02	82.37	88.96	95.79	102.85	110.14	117.67	125.44
1.50	y	1.32	1.40	1.47	1.55	1.62	1.69	1.76	1.84	1.91	1.98	2.05
	m	77.32	89.55	102.94	117.53	133.36	150.49	168.96	188.82	210.12	232.89	257.20
	p	67.78	74.02	80.49	87.19	94.14	101.32	108.73	116.38	124.26	132.38	140.74
2.00	y	1.36	1.44	1.52	1.59	1.67	1.74	1.82	1.89	1.96	2.04	2.11
	m	92.38	106.56	122.00	138.77	156.90	176.44	197.44	219.94	244.00	269.67	296.97

Gunakan ρ = 2.50 ton/m³ sebagai berat jenis beton bertulang.

Dinding	$W_w = 0.50(4.5 - 0.6)(24.53)$	$= 47.83$ kN
Pijakan	$W_f = 0.60(2.70)(24.53)$	$= 39.74$ kN
Penutup tanah di bagian kaki	$W_t = 17.66(1.50 - 0.60)(0.90)$	$= 14.30$ kN
Penutup tanah di bagian tumit	$W_h = 17.66(4.50 - 0.60)(1.30)$	$= 89.54$ kN
		Total 205.71 kN

Tabel 4.8 Data Desain Dinding Penahan Kantilever dengan Beban Tambahan Terdistribusi Merata

s	h	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4
	p	85.78	92.25	98.96	105.90	113.08	120.50	128.14	136.03	144.15	152.50	161.09
0.00	y	1.80	1.87	1.93	2.00	2.07	2.13	2.20	2.27	2.33	2.40	2.47
	m	154.41	172.21	191.33	211.81	233.70	257.06	281.92	308.33	336.35	366.01	397.36
	p	98.49	105.43	112.61	120.03	127.67	135.56	143.68	152.03	160.62	169.45	178.51
0.40	y	1.92	1.98	2.05	2.12	2.18	2.25	2.32	2.39	2.45	2.52	2.59
	m	188.72	209.11	230.91	254.17	278.94	305.26	333.18	362.74	394.01	427.01	461.80
	p	104.85	112.02	119.44	127.09	134.97	143.09	151.44	160.03	168.86	177.92	187.22
0.60	y	1.96	2.03	2.10	2.17	2.23	2.30	2.37	2.44	2.50	2.57	2.64
	m	205.88	227.56	250.70	275.35	301.55	329.36	358.81	389.95	422.83	457.51	494.02
	p	111.20	118.61	126.26	134.15	142.27	150.62	159.21	168.04	177.10	186.39	195.92
0.80	y	2.01	2.07	2.14	2.21	2.28	2.35	2.41	2.48	2.55	2.62	2.69
	m	223.04	246.01	270.50	296.53	324.17	353.46	384.43	417.16	451.66	488.01	526.24
	p	117.55	125.20	133.09	141.21	149.56	158.15	166.98	176.04	185.33	194.86	204.63
1.00	y	2.04	2.11	2.18	2.25	2.32	2.39	2.46	2.52	2.59	2.66	2.73
	m	240.19	264.46	290.29	317.71	346.79	377.55	410.06	444.36	480.49	518.51	558.46
	p	133.44	141.68	150.15	158.86	167.80	176.98	186.39	196.04	205.93	216.05	226.40
1.50	y	2.12	2.19	2.26	2.33	2.40	2.47	2.54	2.61	2.68	2.75	2.82
	m	283.08	310.59	339.77	370.67	403.33	437.80	474.14	512.38	552.57	594.76	639.00
	p	149.33	158.15	167.21	176.51	186.04	195.81	205.81	216.05	226.52	237.23	248.17
2.00	y	2.18	2.26	2.33	2.40	2.47	2.54	2.62	2.69	2.76	2.83	2.90
	m	325.97	356.72	389.25	423.62	459.87	498.05	538.21	580.39	624.64	671.01	719.55

s	h	7.6	7.8	7.0	8.2	8.4	8.6	8.8	9.0	9.2	9.5	10.0
	p	169.92	178.98	144.15	197.81	207.57	217.58	227.81	238.29	248.99	265.50	294.18
0.00	y	2.53	2.60	2.33	2.73	2.80	2.87	2.93	3.00	3.07	3.17	3.33
	m	430.46	465.35	336.35	540.67	581.21	623.72	668.25	714.86	763.58	840.74	980.60
	p	187.80	197.34	160.62	217.10	227.34	237.82	248.52	259.47	270.65	287.86	317.71
0.40	y	2.65	2.72	2.45	2.85	2.92	2.99	3.06	3.12	3.19	3.29	3.46
	m	498.43	536.94	394.01	619.79	664.23	710.75	759.38	810.17	863.18	946.94	1098.27
	p	196.75	206.51	168.86	226.75	237.23	247.93	258.88	270.06	281.47	299.03	329.48
0.60	y	2.71	2.77	2.50	2.91	2.98	3.04	3.11	3.18	3.24	3.34	3.51
	m	532.41	572.73	422.83	659.36	705.75	754.26	804.94	857.83	912.98	1000.04	1157.11
	p	205.69	215.69	177.10	236.40	247.11	258.05	269.23	280.65	292.30	310.21	341.25
0.80	y	2.75	2.82	2.55	2.96	3.02	3.09	3.16	3.23	3.29	3.39	3.56
	m	566.39	608.53	451.66	698.92	747.26	797.78	850.50	905.49	962.78	1053.14	1215.94
	p	214.63	224.87	185.33	246.05	257.00	268.17	279.59	291.24	303.12	321.39	353.02
1.00	y	2.80	2.87	2.59	3.00	3.07	3.14	3.20	3.27	3.34	3.44	3.61
	m	600.38	644.32	480.49	738.48	788.78	841.29	896.06	953.14	1012.58	1106.24	1274.78
	p	236.99	247.82	205.93	270.17	281.71	293.47	305.48	317.71	330.19	349.34	382.43
1.50	y	2.89	2.96	2.68	3.10	3.17	3.24	3.31	3.38	3.44	3.55	3.72
	m	685.34	733.81	552.57	837.38	892.57	950.08	1009.97	1072.29	1137.07	1238.99	1421.87
	p	259.35	270.76	226.52	294.30	306.42	318.77	331.36	344.19	357.25	377.29	411.85
2.00	y	2.97	3.04	2.76	3.18	3.25	3.32	3.39	3.46	3.53	3.64	3.81
	m	770.30	823.30	624.64	936.28	996.35	1058.87	1123.88	1191.43	1261.57	1371.74	1568.96

Catatan:
1. s = ketebalan tanah ekivalen untuk beban tambahan terdistribusi merata (m).
2. h = tinggi dinding (m); jarak dari dasar pondasi ke puncak dinding.
3. Asumsikan kerapatan tanah = 2.0 ton/m³.
4. Faktor tekanan tanah aktif k_a = 0.5.

Oleh karena itu, gaya gesekan maksimum yang mungkin terjadi di bagian bawah pondasi

$$F = fN_{tot} = 0.30(205.71) = 61.71 \text{ kN}$$

4. Periksa Geseran

Gaya aktif lateral total (termasuk beban tambahan)

$$P_1 + P_2 = 16.34 + 59.01 = 75.35 \text{ kN}$$

Kapasitas hambatan geser maksimum total yang mungkin

$$Pasif \ + \ gesekan = \ 59.60 \ + \ 61.71 \ = \ 121.31 \ kN$$

Faktor keamanan geser = $121.31/75.35 \ = \ 1.61 \ > \ 1.50$ OK

5. Periksa Penggulingan

Ambil titik A sebagai titik referensi

Momen resistif (jangan sertakan gaya pasif untuk konservatif)

Biaya tambahan	$14.30 \ (1.3/2 \ + \ 0.5 \ + \ 0.9)$	$= 4.32 \text{ kN}.m$
Penutup tanah di bagian tumit	$89.54 \ (1.3/2 \ + \ 0.5 \ + \ 0.9)$	$= 183.56 \text{ kN}.m$
Dinding	$47.83 \ (0.5/2 \ + \ 0.9)$	$= 55.00 \text{ kN}.m$

Penutup tanah di bagian kaki	$14.30\ (0.9/2)$	$= 6.44$ kN.m
Pijakan	$39.74\ (2.7/2)$	$= 53.65$ kN.m
		Total 7.97 kN.m

Momen pembalikan

$$P_1(H/2) + P_2(H/3) = 16.34(4.5)/2 + 59.01(4.5)/3 = 125.28\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

Faktor keamanan geser $= 7.97/125.28 = 2.62 > 1.50 \quad OK$

6. Periksa Bantalan

Beban vertikal total

$$N_{tot} = 205.71\ \text{kN}$$

Momen total terhadap garis tengah pondasi:

- Searah jarum jam (jangan sertakan gaya pasif untuk hasil yang konservatif)

Biaya tambahan	$14.30\ (2.70/2 - 1.30/2)$	$= 10.01$ kN.m
Penutup tanah @ tumit	$89.54\ (2.70/2 - 1.30/2)$	$= 62.68$ kN.m
		Total 72.69 kN.m

- Berlawanan arah jarum jam

Dinding	$47.83\ (2.70/2 - 0.9 - 0.5/2)$	$= 9.57$ kN.m
Penutup tanah di bagian kaki	$14.30\ (2.70/2 - 0.9/2)$	$= 12.87$ kN.m
Tekanan tanah aktif		$= 125.28$ kN.m
		Total 147.72 kN.m

Momen total di bagian bawah pondasi

$$M_{tot} = 147.72 - 72.69 = 75.03\ \text{kN} \cdot \text{m (berlawanan arah jarum jam)}$$

Tegangan bantalan maksimum

$$\sigma = N_{\text{tot}}/A \pm M_{\text{tot}}/S$$

Dimana

$A = 2.70\ (1.0) = 2.70\ \text{m}^2$
$S = 1.0\ (2.70)^2/6 = 1.22\ \text{m}^3$

Karena itu:

$$\sigma_{\max} = 205.71/2.70 + 75.03/1.22 = 137.69 \text{ kPa}$$
$$< [\sigma] = 190 \text{ kPa}$$

Dan

$$\sigma_{min} = 205.71/2.70 - 75.03/1.22 = 14.69 \text{ kPa}$$
$$> 0 \qquad \text{OK}$$

7. Kekuatan Lentur dan Geser

Baik bagian dinding maupun pondasi perlu dirancang agar memiliki kapasitas lentur dan geser yang cukup.

Dinding Penahan

Dinding penahan adalah tipe struktur yang tepat untuk bagian galian. Penahan berupa kabel jangkar prategang yang digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral. Dibandingkan dengan jenis struktur penahan lainnya, dinding penahan memiliki defleksi lateral paling sedikit. Gambar 4.23 menunjukkan komponen tipikal dan distribusi tekanan tanah lateral dasar pada dinding penahan.

Jarak vertikal antar penahan harus antara 1.5 dan 2.0 m untuk memenuhi jarak bebas yang dibutuhkan untuk peralatan konstruksi. Sudut kemiringan lubang bor harus 10 hingga 15° untuk memudahkan pengisian celah. Untuk meminimalkan efek kelompok, jarak antar penahan harus lebih besar dari tiga kali diameter lubang penahan, atau minimal 1.5 m.

Kekuatan ikatan untuk desain tieback bergantung pada faktor-faktor seperti teknik pemasangan, diameter lubang, dll. Untuk perkiraan awal, kekuatan ikatan ultimate sebesar 90 hingga 100 kPa dapat diasumsikan. Berdasarkan pengalaman konstruksi, sebagian besar diameter lubang tieback berkisar antara 150 hingga 300 mm, dan kapasitas desain tieback berada dalam kisaran 150 hingga 250 kN. Oleh karena itu, jarak lateral tieback yang sesuai akan berkisar antara 2.0 hingga 3.0 m. Kapasitas tieback akhir harus diuji dengan memberikan tegangan pada tieback uji di lokasi konstruksi.

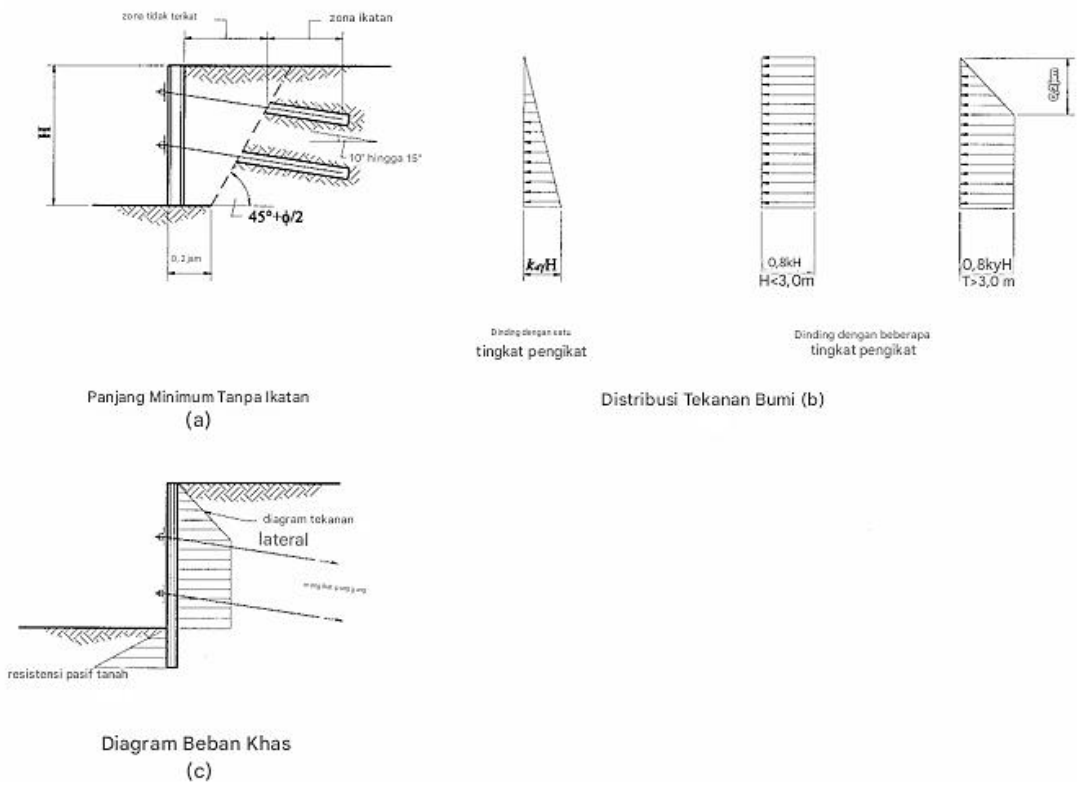
Dinding tieback dibangun dari atas ke bawah dalam potongan-potongan. Detail dinding terdiri dari lapisan dasar dan lapisan muka. Lapisan dasar dapat dibangun dengan menggunakan tiang pancang vertikal dengan kayu atau penahan beton di antara tiang pancang yang berfungsi sebagai dinding sementara. Kemudian, lapisan beton bertulang cor di tempat akan dibangun sebagai lapisan finishing dinding. Jenis lapisan dasar lain yang telah digunakan secara efektif adalah dinding "shotcrete" cor di tempat.

Struktur Penahan Tanah yang Diperkuat

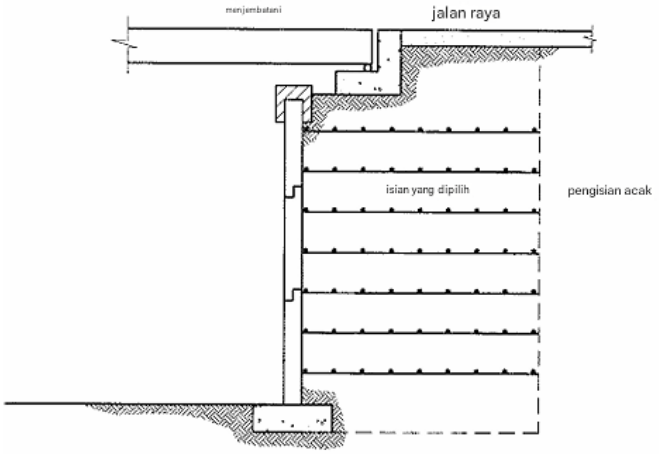
Struktur penahan tanah yang diperkuat hanya dapat digunakan pada bagian timbunan. Tidak ada batasan ketinggian praktis untuk sistem penahan ini, tetapi akan ada sejumlah pergerakan lateral. Konsep utamanya adalah penggunaan strip atau serat berlapis ganda untuk memperkuat material timbunan dalam arah lateral sehingga material timbunan terintegrasi akan bertindak sebagai struktur penahan gravitasi. Gambar 4.24 menunjukkan detail tipikal struktur penahan MSE. Biasanya, lebar timbunan dan panjang strip yang tegak lurus terhadap

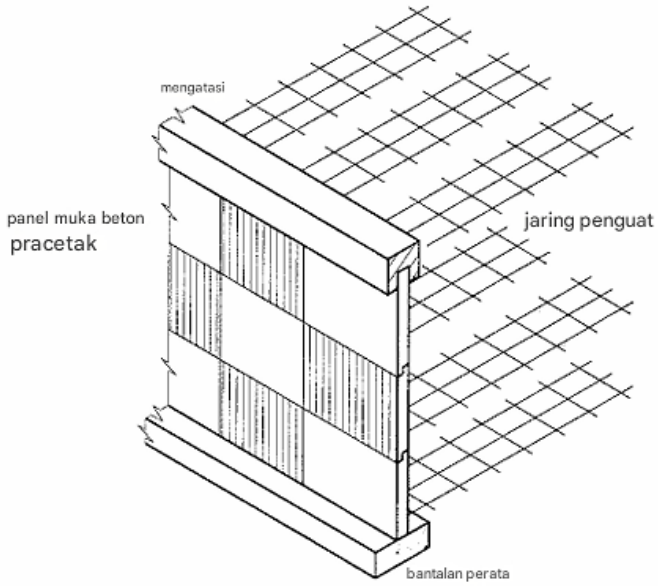
permukaan dinding berada pada urutan 0,8 dari tinggi timbunan. Masa pakai efektif material yang digunakan untuk penguatan harus dipertimbangkan. Logam atau kain yang tidak mudah terdegradasi lebih disukai.

Penggulingan dan pergeseran perlu diperiksa dengan asumsi bahwa badan tanah yang diperkuat bertindak sebagai dinding penahan gravitasi. Kekuatan serat dan efek gesekan antara strip dan material timbunan juga perlu diperiksa. Terakhir, panel muka perlu dirancang sebagai pelat yang ditahan oleh strip dan dikenai tekanan tanah lateral.



Gambar 4.23 Dinding penahan. (a) Panjang ikatan minimum; (b) distribusi tekanan tanah; (c) diagram beban tipikal.





Gambar 4.24 Tanah Stabilisasi Mekanis (MSE).

Pertimbangan Seismik untuk Struktur Penahan

Efek seismik dapat diabaikan dalam sebagian besar desain struktur penahan. Untuk struktur penahan yang berukuran besar $(H > 10\ m)$, beban seismik pada struktur penahan dapat diperkirakan dengan menggunakan solusi Mononobe–Okabe.

Faktor ARS Badan Tanah

Faktor k_v dan k_h mewakili nilai percepatan badan tanah maksimum yang mungkin terjadi di bawah pengaruh seismik dalam arah vertikal dan horizontal, masing-masing. Mirip dengan representasi beban seismik lainnya, percepatan akibat gravitasi akan digunakan sebagai satuan dasar k_v dan k_h.

Kecuali jika laporan studi lokasi spesifik tersedia, nilai ARS horizontal maksimum dikalikan dengan 0.50 dapat digunakan sebagai nilai desain k_h. Demikian pula, k_v akan sama dengan 0.5 kali nilai ARS vertikal maksimum. Jika kurva ARS vertikal tidak tersedia, k_v dapat diberi nilai dari 0.1 k_h hingga 0.3 k_h.

Tekanan Tanah dengan Efek Seismik

Gambar 4.25 menunjukkan diagram pembebanan dasar untuk tekanan tanah dengan efek seismik. Mirip dengan perhitungan beban statis, gaya aktif per satuan panjang dinding (P_{ac}) dapat ditentukan sebagai:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} k_{ae} \gamma (1 - k_v) H^2 \tag{4.12}$$

Dimana

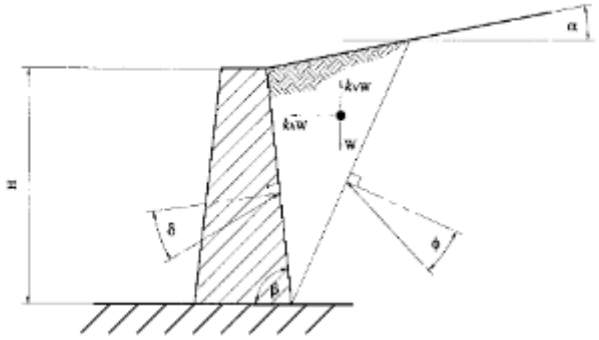
$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1 - k_v}\right] \tag{4.13}$$

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta - \theta' - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \theta' - \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{4.14}$$

Perhatikan bahwa tanpa beban seismik, $k_v = k_h = \theta' = 0$. Oleh karena itu, $K_{ac} = K_a$.

Gaya lateral total resultan yang dihitung di atas tidak bekerja pada jarak $H/3$ dari bagian bawah dinding. Prosedur sederhana berikut sering digunakan dalam praktik desain:

- Hitung P_{ac} (tekanan tanah lateral aktif total per satuan panjang dinding)
- Hitung $P_a = \frac{1}{2}k_a\gamma H^2$ (tekanan tanah lateral aktif statis per satuan panjang dinding)



Gambar 4.25 Diagram beban untuk tekanan tanah dengan efek seismik.

- Hitung $\Delta P = P_{ae} - P_a$
- Asumsikan P_a bekerja pada jarak $H/3$ dari bagian bawah dinding
- Asumsikan ΔP bekerja pada jarak 0.6H dari bagian bawah dinding

Total tekanan tanah, yang mencakup efek seismik P_{ae}, harus selalu lebih besar daripada gaya statis P_a. Jika hasil perhitungan menunjukkan $\Delta P < 0$; gunakan $k_v = 0$.

Dengan menggunakan prosedur yang mirip dengan perhitungan tekanan tanah aktif, tekanan tanah pasif dengan efek seismik dapat ditentukan sebagai berikut:

$$P_{pe} = \frac{1}{2}k_{pe}\gamma(1 - k_v)H^2 \tag{4.15}$$

Dimana

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_b}{1 - k_v}\right]$$

$$k_{pa} = \frac{\sin^2(\beta + \theta' - \phi)}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta + \theta' + \delta - 90)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta' + \alpha)}{\sin(\beta + \theta' + \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{4.16}$$

Perhatikan bahwa, tanpa beban seismik, $k_{pc} = k_p$.

BAB 5
PERTIMBANGAN GEOTEKNIK

5.1 PENDAHULUAN

Studi geoteknik lengkap suatu lokasi akan (1) menentukan stratigrafi bawah permukaan dan hubungan stratigrafi (dan variabilitasnya), (2) mendefinisikan sifat fisik material bumi, dan (3) mengevaluasi data yang dihasilkan dan merumuskan solusi untuk masalah geoteknik spesifik proyek dan spesifik lokasi. Masalah geoteknik yang dapat memengaruhi suatu proyek dapat dikelompokkan secara luas sebagai berikut:

- Masalah Pondasi — Termasuk penentuan kekuatan, stabilitas, dan deformasi material bawah permukaan di bawah beban yang dikenakan oleh pondasi struktur, di dalam dan di bawah lereng dan galian, atau di sekitar elemen bawah permukaan struktur.
- Masalah Tekanan Tanah — Termasuk beban dan tekanan yang ditimbulkan oleh material tanah pada fondasi dan struktur pendukung, atau beban dan tekanan yang disebabkan oleh gaya seismik (atau gaya eksternal lainnya).
- Pertimbangan Konstruksi dan Kelayakan Konstruksi — Termasuk luas dan karakteristik material yang akan digali, dan kondisi yang memengaruhi pemasangan pondasi dalam atau perbaikan tanah.
- Masalah Air Tanah — Termasuk kejadian, tekanan hidrostatik, rembesan dan aliran, serta erosi.

Karakteristik lokasi dan bawah permukaan secara langsung memengaruhi pilihan jenis pondasi, kapasitas pondasi, metode konstruksi pondasi, dan biaya jembatan. Kondisi bawah permukaan dan pondasi juga sering kali secara langsung atau tidak langsung memengaruhi penataan rute, pemilihan jenis jembatan, dan/atau panjang bentang pondasi. Oleh karena itu, investigasi pondasi dan karakterisasi lokasi yang tepat dan terlaksana dengan baik harus:

1. Memberikan data yang diperlukan untuk desain pondasi yang aman, andal, dan ekonomis;
2. Memberikan data bagi kontraktor untuk digunakan dalam mengembangkan perkiraan biaya konstruksi yang tepat;
3. Mengurangi potensi klaim "perubahan kondisi" selama konstruksi.

Selain itu, tujuan investigasi lokasi seringkali adalah untuk:

1. Memberikan data untuk pemilihan rute dan evaluasi jenis jembatan selama perencanaan dan studi fase pendahuluan;
2. Menyediakan data untuk evaluasi kapasitas pondasi, perbaikan tanah, atau persyaratan serupa lainnya yang telah dibangun.

Untuk banyak proyek, investigasi geoteknik sebaiknya dilakukan secara bertahap. Untuk fase pendahuluan (atau pengintaian) pertama, studi pustaka yang hanya menggunakan informasi historis atau studi pustaka dan program eksplorasi lapangan terbatas mungkin sudah memadai. Hasil studi fase pertama kemudian dapat digunakan untuk mengembangkan model

geologi pendahuluan lokasi, yang digunakan untuk menentukan masalah desain pondasi utama dan merencanakan investigasi lokasi fase desain.

Proyek jembatan mungkin memerlukan investigasi lokasi yang dilakukan di darat, di atas air, dan/atau di lahan marginal di tepi air. Demikian pula, investigasi lokasi untuk proyek jembatan dapat berkisar dari investigasi konvensional dengan cakupan terbatas untuk jalan layang sederhana dan pemisahan tingkat hingga investigasi utama yang canggih untuk jembatan besar di atas badan air utama.

Bab ini mencakup pembahasan tentang:

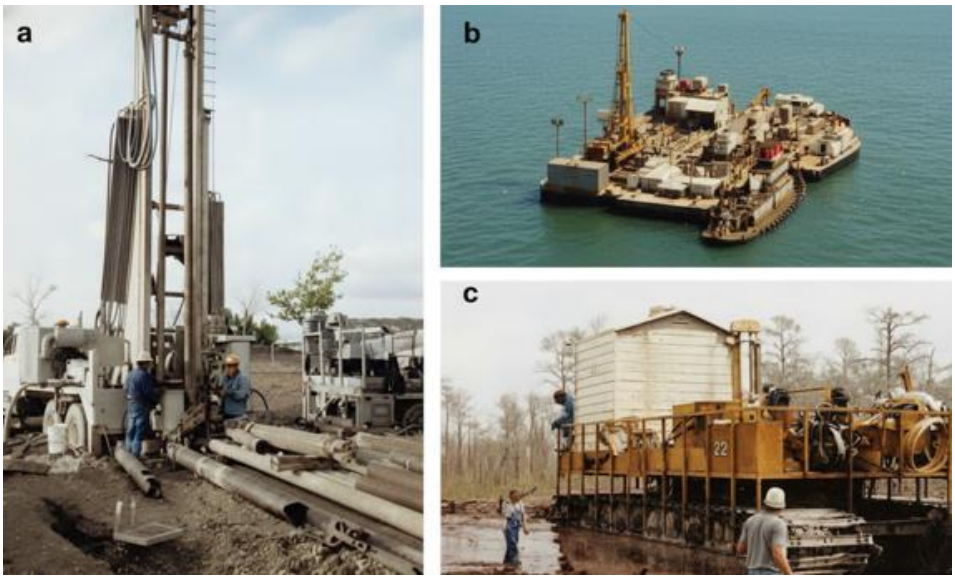
- Teknik eksplorasi lapangan;
- Definisi persyaratan dan cakupan program investigasi lokasi;
- Evaluasi hasil investigasi lapangan dan pengembangan/penentuan ruang lingkup program pengujian laboratorium;
- Penyajian data dan karakterisasi lapangan.

Penggunaan hasil karakterisasi lapangan untuk desain pondasi akan dibahas dalam bab-bab selanjutnya.

5.2 TEKNIK EKSPLORASI LAPANGAN

Untuk keperluan pembahasan berikut, kami telah membagi teknik eksplorasi lapangan ke dalam kelompok-kelompok berikut:

- Pengeboran (termasuk pengeboran, pengambilan sampel tanah, dan teknik pengambilan inti batuan)
- Pencatatan geofisika lubang bor
- Pengujian in situ — termasuk pengujian penetrasi kerucut (CPT) dan pengujian geser baling-baling, pengukur tekanan, dan dilatometer)
- Lubang uji dan parit
- Teknik survei geofisika



Gambar 5.1 Metode Pengeboran. (a) Di darat; (b) di atas air; (c) di lahan marginal.

Pengeboran dan Metode Pengeboran

Pengeboran tanah (atau batuan) adalah teknik eksplorasi bawah permukaan yang paling umum digunakan. Lubang bor memberikan kesempatan untuk mengumpulkan sampel bawah permukaan melalui penggunaan berbagai teknik dan alat pengambil sampel. Selain pengumpulan sampel, pengamatan pengeboran selama kemajuan lubang bor memberikan wawasan penting tentang kondisi bawah permukaan.

Metode pengeboran dapat digunakan untuk lokasi darat, di atas air, dan lahan marginal (Gambar 5.1). Perlu dicatat bahwa kompleksitas yang muncul saat bekerja di atas air atau di lahan marginal mungkin memerlukan peralatan dan teknik yang lebih canggih dan lebih khusus, dan akan secara signifikan meningkatkan biaya.

Pengeboran Putar Basah (Lumpur)

Pengeboran putar basah adalah metode pengeboran yang paling umum digunakan untuk eksplorasi tanah dan batuan, dan juga digunakan secara luas untuk eksplorasi minyak dan pemasangan sumur air. Secara umum, metode ini lebih disukai untuk (1) pengeboran di atas air; (2) di mana air tanah dangkal; dan (3) di mana lapisan bawah permukaan meliputi tanah lunak, mudah tertekan, atau mengalir.

Dengan teknik ini, lubang bor dimajukan dengan rotasi cepat mata bor yang memotong, mengikis, dan menggiling material di dasar lubang bor. Serpihan tersebut dikeluarkan dari lubang bor dengan mengalirkan air atau cairan pengeboran ke bawah melalui rangkaian bor untuk membilas serpihan ke atas melalui ruang annular lubang bor. Cairan kemudian mengalir ke bak pengendapan atau pemisah padatan. Cairan pengeboran biasanya berupa bentonit (tanah liat yang sangat halus) dan air, atau salah satu dari sejumlah produk sintetis.

Cairan pengeboran digunakan untuk membilas serpihan dari lubang, mengkompensasi tekanan fluida, dan menstabilkan dinding samping lubang bor. Pada batuan yang pecah atau retak, kerikil kasar dan batu bulat, atau formasi lain dengan rongga, mungkin perlu untuk memasang casing pada lubang bor untuk mencegah hilangnya sirkulasi. Pengeboran putar basah cocok untuk pengujian geofisika di bawah permukaan tanah, meskipun lubang bor harus dibilas secara menyeluruh sebelum melakukan beberapa jenis logging.

Pengeboran Putar Udara

Teknologi pengeboran putar udara mirip dengan pengeboran putar basah, kecuali bahwa serpihan hasil pengeboran dihilangkan dengan sirkulasi udara bertekanan tinggi, bukan cairan. Teknik pengeboran putar udara biasanya digunakan pada batuan dasar yang keras atau kondisi lain di mana stabilitas lubang bor bukanlah masalah utama. Pada batuan dasar yang sangat keras, palu perkusi sering digunakan sebagai pengganti mata bor. Pengeboran putar udara cocok untuk metode pengujian geofisika di dalam lubang.

Pengeboran Ember-Auger

Ember putar mirip dengan penggali lubang tiang berdiameter besar (biasanya 18 hingga 24 inci) dengan dasar berengsel. Lubang dimajukan dengan memutar ember di ujung batang kelly sambil menekannya ke dalam tanah. Ember dikeluarkan dari lubang untuk dikosongkan.

Pengeboran ember-auger putar digunakan pada tanah aluvial dan batuan dasar lunak. Metode ini tidak selalu cocok untuk tanah berbatu atau berkerikil, tetapi penetrasi lapisan keras terkadang dimungkinkan dengan ember pengeboran khusus. Pengeboran dengan auger ember juga mungkin tidak cocok di bawah permukaan air tanah, meskipun cairan pengeboran dapat digunakan untuk menstabilkan lubang bor.

Metode pengeboran auger ember putar memungkinkan kesempatan untuk inspeksi dan pencatatan terus menerus dari kolom stratigrafi material, dengan menurunkan insinyur atau ahli geologi di atas platform yang terpasang pada winch rig pengeboran. Dalam studi stabilitas lereng dan bahaya patahan, umum dilakukan pencatatan lubang bor auger ember putar berdiameter 24 inci yang dibuat dengan metode ini.

Pengeboran Auger Batang Berongga

Teknik pengeboran auger batang berongga sering digunakan untuk pengeboran dengan kedalaman kurang dari 20 hingga 30 m. Penyebaran teknologi auger batang berongga dalam beberapa tahun terakhir terjadi sebagai hasil dari penggunaannya untuk studi tanah dan air tanah yang terkontaminasi. Bor batang berongga terdiri dari bagian-bagian pipa baja dengan flensa heliks yang dilas. Ujung pipa memiliki rakitan mata bor berongga yang disumbat saat berputar dan memajukan bor. Sumbat tersebut dilepas untuk memajukan alat pengambilan sampel di depan mata bor.

Pengeboran bor batang berongga digunakan pada tanah aluvial dan batuan dasar lunak. Metode ini tidak selalu cocok di tempat air tanah dangkal atau di tanah berbatu dan berkerikil. Saat mencoba mengambil sampel pasir lepas yang jenuh, pasir dapat mengalir ke dalam bor berongga dan menghasilkan data yang menyesatkan. Lubang bor batang berongga tidak cocok untuk metode pengujian geofisika bawah tanah.

Pengeboran Bor Penerbangan Kontinu

Pengeboran bor penerbangan kontinu mirip dengan metode pengeboran bor batang berongga kecuali bahwa bor harus dilepas untuk pengambilan sampel. Dengan dilepasnya bor, lubang bor tidak terkekang dan seringkali mengakibatkan ketidakstabilan lubang. Lubang bor auger penerbangan kontinu digunakan untuk eksplorasi dangkal di atas permukaan air tanah.

Metode Pengambilan Sampel Tanah

Terdapat beberapa metode yang banyak digunakan untuk mengambil sampel untuk klasifikasi visual dan pengujian laboratorium.

Pengambilan Sampel dengan Alat Dorong

Pengambilan sampel dengan alat dorong menggunakan uji penetrasi standar (SPT) atau alat ukur lainnya adalah metode pengambilan sampel yang paling banyak digunakan. Meskipun metode pengambilan sampel ini mengambil sampel yang terganggu, "jumlah pukulan" yang diukur dengan prosedur ini memberikan indeks yang berguna untuk kepadatan atau kekuatan tanah. Jumlah pukulan yang paling umum digunakan adalah jumlah pukulan SPT (juga disebut sebagai nilai N). Meskipun nilai N merupakan pengukuran perkiraan dan tidak tepat (nilainya dipengaruhi oleh banyak faktor operasional yang merupakan bagian dari proses pengambilan sampel, serta keberadaan kerikil atau sementasi), berbagai hubungan empiris telah dikembangkan untuk menghubungkan nilai N dengan sifat rekayasa dan kinerja tanah.

Sampel Dorong

Tabung berdinding tipis (atau dalam beberapa kasus, jenis alat pengambil sampel lainnya) dapat didorong ke dalam tanah menggunakan tekanan hidrolik dari rig pengeboran, berat batang bor, atau piston tetap. Pengambilan sampel dorong umumnya menghasilkan sampel yang kurang terganggu dibandingkan dengan sampel yang diambil menggunakan teknik pengambilan sampel dorong. Dengan demikian, uji laboratorium untuk menentukan karakteristik kekuatan dan perubahan volume sebaiknya dilakukan pada sampel dorong daripada sampel dorong. Pengambilan sampel dorong adalah metode pengambilan sampel yang lebih disukai pada tanah lempung. Sampel berdinding tipis yang diambil menggunakan teknik pengambilan sampel dorong dapat diekstrusi di lapangan atau disegel di dalam tabung.

Alat Pengambil Sampel Bor atau Inti

Alat pengambil sampel yang dibor juga memiliki aplikasi pada beberapa jenis kondisi bawah permukaan, seperti tanah keras dan batuan lunak. Dengan jenis alat pengambil sampel ini (misalnya, Denison barrel dan pitcher barrel), barel sampel diintikan ke dalam sedimen atau batuan atau dimasukkan ke dalam batang bor saat batang bor digerakkan.

Pengambilan Inti Batuan

Dua sistem pengambilan inti batuan yang paling umum digunakan untuk aplikasi teknik adalah sistem tabung inti konvensional dan sistem kawat (dapat diambil kembali). Pada kedalaman dangkal di atas permukaan air tanah, pengambilan inti terkadang juga dapat dilakukan dengan sistem udara atau kabut.

Tabung inti konvensional terdiri dari tabung dalam dan luar dengan rakitan mata bor. Untuk mendapatkan inti pada interval tertentu; (1) lubang bor dimajukan ke bagian atas interval yang diinginkan, (2) pipa bor dilepas, (3) tabung inti/mata bor ditempatkan di bagian bawah pipa, dan (4) rakitan dijalankan kembali ke kedalaman yang diinginkan. Interval yang dipilih diambil intinya dan tabung inti dilepas untuk mengambil inti. Sistem konvensional biasanya paling efektif pada kedalaman dangkal atau dalam kasus di mana hanya sampel tertentu yang diperlukan. Sebaliknya, sistem pengambilan inti kawat memungkinkan pengambilan inti secara terus menerus tanpa melepas rakitan pipa bor/mata bor. Sistem wireline memiliki tabung inti bagian dalam yang dapat ditarik ke permukaan menggunakan wireline setelah setiap pengambilan inti. Variabel dalam proses pengambilan inti meliputi jenis mata bor inti, sistem fluida, dan parameter pengeboran.

Terdapat banyak jenis dan komposisi mata bor yang sesuai untuk jenis batuan tertentu; namun, mata bor berlian komersial atau mata bor yang diresapi berlian biasanya merupakan mata bor yang lebih disukai dari sudut pandang pemulihan dan kualitas inti. Mata bor inti tungsten karbida terkadang dapat digunakan pada batuan lemah atau batuan dengan kandungan lempung tinggi.

Lumpur bentonit tipis adalah fluida pengeboran tipikal yang digunakan untuk pengambilan inti. Lumpur kental dapat menyumbat lubang mata bor yang kecil dan biasanya dihindari. Parameter pengeboran meliputi putaran per menit (RPM) dan berat pada mata bor (WOB). Biasanya, RPM dan WOB rendah digunakan untuk memulai pengambilan inti dan kemudian kedua nilai tersebut ditingkatkan.

Parameter rekayasa batuan meliputi persentase pemulihan, penunjukan kualitas batuan (RQD), laju pengambilan inti, dan kekuatan batuan. Persentase pemulihan adalah ukuran pemulihan inti dibandingkan dengan panjang inti yang diambil, sedangkan RQD adalah ukuran potongan inti utuh yang lebih panjang dari 4 inci dibandingkan dengan panjang inti yang diambil. Kedua nilai tersebut biasanya meningkat seiring dengan berkurangnya pelapukan/keretakan massa batuan seiring kedalaman; namun, kedua nilai tersebut sangat bergantung pada jenis batuan, jumlah retakan, dll. Kekuatan batuan (yang biasanya diukur menggunakan uji kompresi triaksial tak terkekang sesuai pedoman ASTM) digunakan untuk mengevaluasi daya dukung, kemampuan penggalian, dll.

Pengujian In Situ

Terdapat berbagai teknik yang menggunakan probe atau alat uji yang dilengkapi instrumen untuk mengukur sifat dan kondisi tanah di dalam tanah, yang lebih banyak digunakan dijelaskan di bawah ini. Berbeda dengan pengambilan sampel yang mengambil sampel dari kondisi tegangan in situ-nya, pengujian in situ digunakan untuk mengukur sifat tanah dan batuan di dalam tanah pada kondisi tegangan yang ada. Berbagai pengujian in situ dapat dilakukan di dalam lubang bor atau sebagai pengujian kontinu dari permukaan tanah. Kecuali dinyatakan lain, teknik-teknik tersebut tidak berlaku untuk batuan.

Gambar 5.2 Kerucut CPT.

Pengujian Penetrasi Kerucut (*Cone Penetration Test*/CPT)

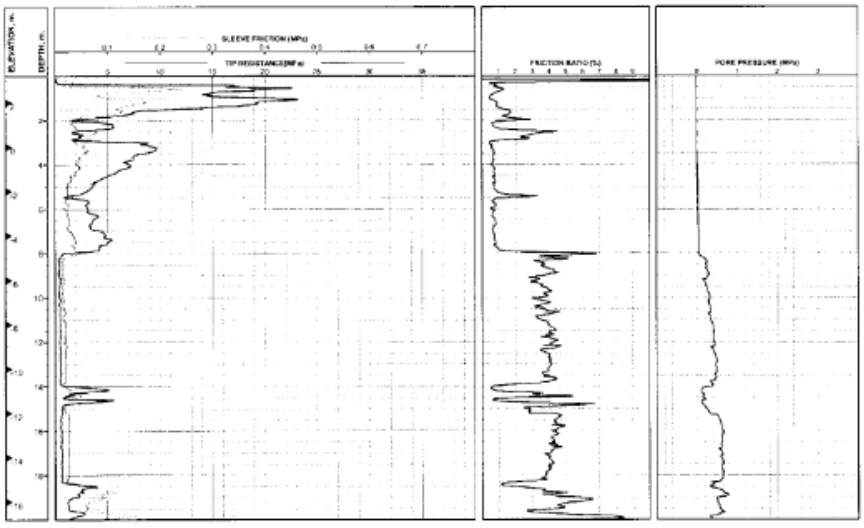
Pengujian CPT adalah salah satu pengujian in situ yang paling serbaguna dan banyak digunakan. Kerucut CPT standar terdiri dari kerucut berdiameter 1.4 inci dengan sudut puncak 60°, meskipun ukuran kerucut lain tersedia untuk aplikasi khusus (Gambar 5.2). Hambatan ujung kerucut di bawah ujung kerucut 10 cm² dan gesekan di sepanjang selubung gesekan 150 cm² diukur dengan pengukur regangan dan dicatat secara elektronik pada interval 1 atau 2 cm saat kerucut dimasukkan ke dalam tanah dengan kecepatan sekitar 2 cm/detik. Selain hambatan ujung dan selubung, banyak kerucut juga dilengkapi instrumen untuk mencatat tekanan air pori atau parameter lain saat kerucut dimasukkan.

Karena pengukuran CPT memberikan catatan berkelanjutan tentang resistensi ujung dan selubung (dan seringkali tekanan pori) terhadap kedalaman (Gambar 5.3), pengukuran ini memberikan indikator berkelanjutan tentang kondisi tanah dan bawah permukaan yang berguna dalam mendefinisikan stratifikasi tanah. Banyak korelasi antara pengukuran CPT telah dikembangkan untuk mendefinisikan jenis tanah dan klasifikasi tanah. Selain itu, korelasi empiris telah dipublikasikan untuk menghubungkan resistensi gesekan ujung dan selubung kerucut dengan perilaku rekayasa, termasuk kekuatan geser tak terdrainase dari tanah lempung dan kepadatan relatif serta gesekan tanah granular.

Sebagian besar CPT darat dilakukan sebagai pengukuran berkelanjutan menggunakan truk kerucut besar 20 ton (Gambar 5.4a), meskipun peralatan yang lebih kecil dan lebih portabel yang dipasang di atas rel juga tersedia. Pengukuran CPT umumnya diperluas hingga lebih dari 20 hingga 50 m. Pengukuran CPT juga dapat dilakukan di atas air dari kapal menggunakan peralatan khusus (Gambar 5.4b) yang dikerahkan oleh derek atau dari rangka A buritan. Selain itu, sistem lubang bor telah dikembangkan untuk melakukan CPT di lubang bor selama investigasi lokasi lepas pantai. Dengan sistem lubang bor, uji CPT diselingi dengan pengambilan sampel tanah untuk mendapatkan data CPT hingga kedalaman lebih dari 100 m.

Uji Geser Vane In Situ

Kekuatan geser tak terdrainase tanah lempung dapat diukur in situ menggunakan uji geser vane. Uji ini dilakukan dengan mengukur torsi yang diperlukan untuk memutar vane dengan dimensi yang diketahui. Uji ini dapat dilakukan dari permukaan tanah dengan memasang bilah vane pada batang atau di bawah dasar lubang bor dengan vane jarak jauh yang dapat dilepas (Gambar 5.5). Vane di bawah lubang bor lebih disukai, karena torsi yang diperlukan untuk memutar vane putar aktif tidak dipengaruhi oleh torsi batang. Vane di bawah lubang bor digunakan baik untuk pengeboran darat maupun pengeboran di atas air.



Gambar 5.3 Data CPT memberikan catatan berkelanjutan tentang kondisi in situ.

Pengujian Pengukur Tekanan dan Dilatometer

Pengujian pengukur tekanan digunakan untuk mengukur modulus geser maksimum dan rata-rata in situ dari tanah atau batuan dengan memompa pengukur tekanan ke dinding samping lubang bor. Namun, tegangan diukur dalam arah horizontal, bukan dalam arah vertikal seperti yang terjadi pada sebagian besar jenis pembebanan pondasi.

Pengujian dilakukan dengan menurunkan alat ke kedalaman yang dipilih dan mengembangkan membran fleksibel melalui penggunaan cairan hidrolik. Saat alat dipompa, perpindahan rata-rata formasi diukur dengan sensor perpindahan di bawah membran, yang dilindungi oleh strip baja tahan karat. Dilatometer mirip dengan pengukur tekanan, kecuali bahwa dilatometer terdiri dari pelat datar yang didorong ke dalam tanah di bawah dasar lubang bor. Dilatometer tidak berlaku untuk tanah keras atau batuan.

Pencatatan Geofisika Bawah Sumur

Pencatatan geofisika dilakukan untuk memperoleh data tentang formasi atau fluida yang ditembus oleh lubang bor. Setiap pencatatan memberikan catatan kontinu dari nilai terukur pada kedalaman tertentu di dalam lubang bor, dan oleh karena itu berguna untuk menginterpolasi stratigrafi antara interval sampel. Sebagian besar pencatatan geofisika bawah sumur disajikan sebagai kurva pada kertas grid atau sebagai file elektronik (Gambar 5.6). Beberapa alat geofisika yang lebih umum, yang digunakan untuk investigasi geoteknik, dijelaskan di bawah ini.

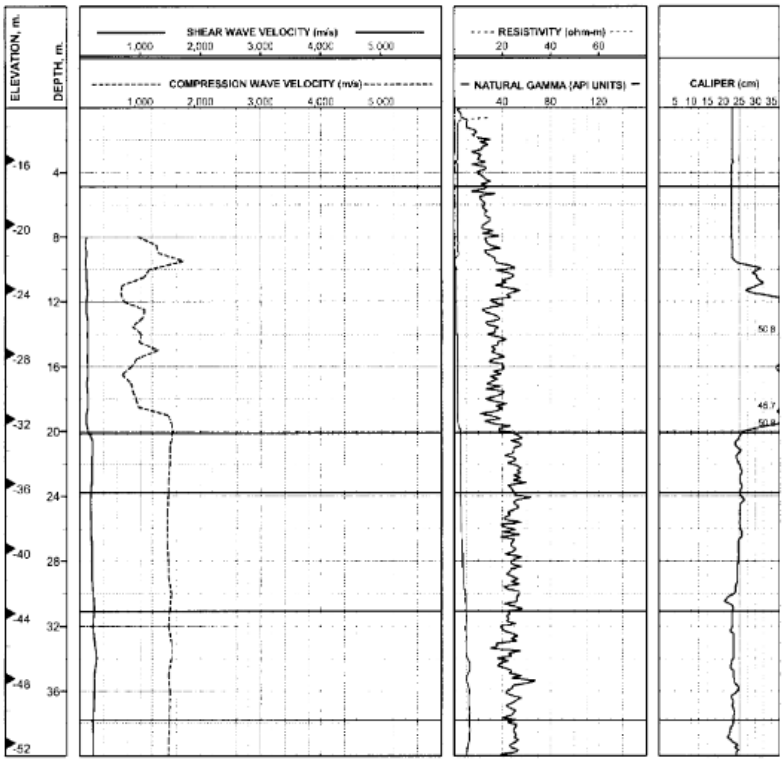
- Pencatatan listrik (E-log) meliputi pencatatan resistivitas, induksi, dan potensial spontan (SP). Pencatatan resistivitas dan induksi digunakan untuk menentukan litologi dan jenis fluida. Pencatatan resistivitas digunakan ketika lubang bor diisi dengan fluida konduktif, sedangkan pencatatan induksi digunakan ketika lubang bor diisi dengan fluida non-konduktif atau konduktivitas rendah. Alat resistivitas biasanya membutuhkan lubang bor terbuka, tanpa selubung, dan berisi fluida. Formasi lempung dan pasir dengan salinitas lebih tinggi akan memiliki resistivitas rendah, sedangkan pasir dengan air tawar akan memiliki nilai resistivitas yang lebih tinggi. Batuan keras dan formasi kering memiliki nilai resistivitas tertinggi. Log SP sering digunakan bersamaan dengan log resistivitas atau induksi untuk memberikan informasi lebih lanjut terkait permeabilitas formasi dan litologi.

(a) (b)

Gambar 5.4 Metode sounding CPT. (a) Di darat; (b) di atas air.

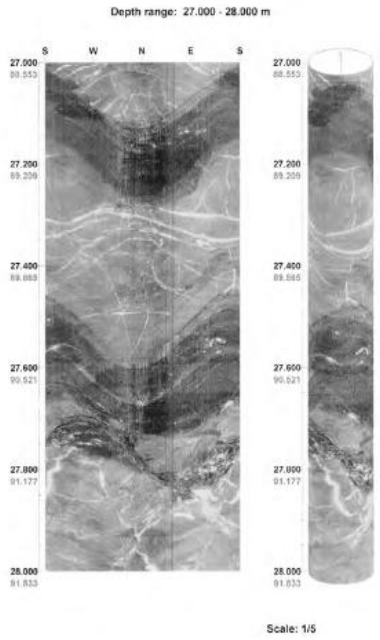
Gambar 5.5 Perangkat geser baling-baling in situ.

- Log suspensi (kecepatan) digunakan untuk mengukur kecepatan rata-rata gelombang primer, gelombang kompresi, dan gelombang geser dari segmen kolom tanah dan batuan setinggi 1 m di sekitar lubang bor. Kecepatan tersebut ditentukan dengan mengukur waktu yang berlalu antara kedatangan gelombang yang merambat ke atas melalui kolom tanah/batuan. Probe suspensi mencakup sumber gelombang geser dan sumber gelombang kompresi, serta dua penerima biaxial yang mendeteksi gelombang sumber. Teknik ini membutuhkan lubang terbuka yang berisi cairan.

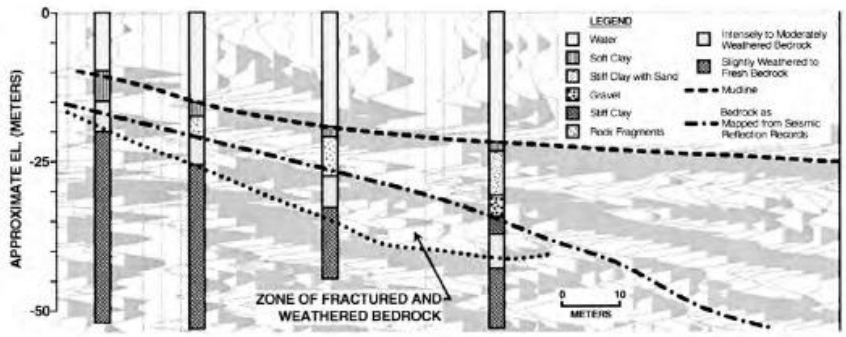


Gambar 5.6 Contoh log geofisika lubang bor.

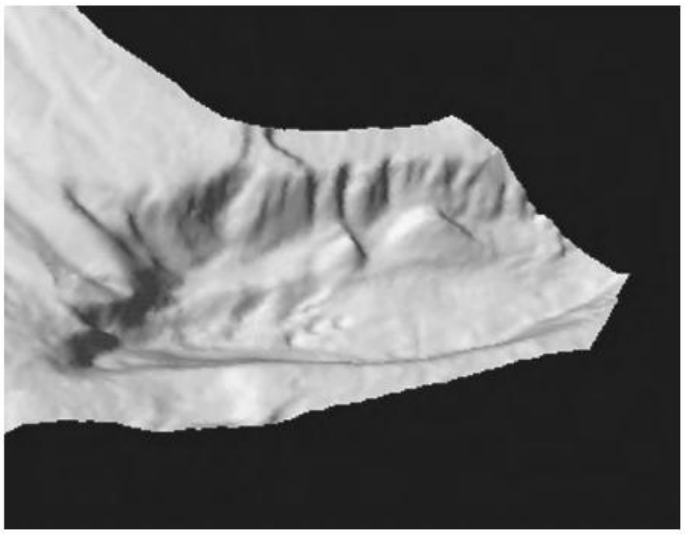
- Log gamma alami mengukur peluruhan radioaktif alami yang terjadi di formasi untuk menyimpulkan litologi tanah atau batuan. Secara umum, tanah lempung akan menunjukkan jumlah gamma yang lebih tinggi daripada tanah granular, meskipun pasir granit yang terdekomposisi merupakan pengecualian dari generalisasi tersebut. Log gamma dapat dijalankan dalam cairan dengan salinitas apa pun serta udara, dan juga dapat dijalankan di lubang bor yang dilapisi casing.
- Log kaliper digunakan untuk mengukur diameter lubang bor untuk memberikan wawasan terkait runtuhan dan pembengkakan. Penentuan diameter lubang bor yang akurat juga penting untuk interpretasi log lubang bor lainnya.
- Log televiewer akustik dan log lubang bor digital dilakukan di dalam batuan untuk memvisualisasikan permukaan batuan di dalam lubang bor (Gambar 5.7). Log ini menggunakan suara di dalam lubang bor tanpa casing untuk membuat citra berorientasi dari permukaan lubang bor. Log ini berguna untuk menentukan lapisan batuan, perlapisan, dan identifikasi serta orientasi retakan.
- Pengukuran kecepatan gelombang geser lintas lubang, bawah lubang, dan atas lubang digunakan untuk menentukan kecepatan gelombang primer dan geser baik untuk menentukan sifat elastis tanah dan batuan atau untuk mengkalibrasi pengukuran survei seismik. Dengan teknik lintas lubang, waktu tempuh diukur antara sumber di satu lubang bor dan penerima di lubang bor kedua. Teknik ini dapat digunakan untuk mengukur langsung kecepatan berbagai lapisan batuan. Untuk log bawah dan atas lubang bor, waktu tempuh diukur antara permukaan tanah dan sumber atau penerima di bawah lubang bor. Pengujian dilakukan dengan sumber atau penerima di bawah lubang bor pada kedalaman yang berbeda. Pengukuran ini sebaiknya dilakukan di dalam lubang bor yang dilapisi casing.



Gambar 5.7 Contoh citra lubang bor digital di batuan.



Gambar 5.8 Contoh integrasi data refleksi seismik dan data pengeboran.



Gambar 5.9 Citra multibeam batimetri saluran sungai.

Lubang Uji dan Parit

Jika kondisi permukaan tanah bervariasi atau bermasalah, hasil pengeboran dan pengujian di tempat dapat dilengkapi dengan lubang uji atau parit yang digali dengan backhoe atau secara manual. Teknik ini sangat cocok untuk tujuan seperti: (1) mengumpulkan sampel blok tanah sensitif yang dipotong secara manual; (2) mengevaluasi variabilitas tanah heterogen; (3) mengevaluasi luas timbunan atau puing-puing; (4) menentukan kedalaman air tanah; dan (5) investigasi patahan.

Teknik Survei Geofisika

Teknik survei geofisika non-invasif (dibandingkan dengan metode pengeboran) tersedia untuk penginderaan jauh bawah permukaan tanah. Berbeda dengan metode pengeboran dan pengujian di tempat, metode survei geofisika mengeksplorasi area yang luas dengan cepat dan ekonomis. Ketika diintegrasikan dengan data pengeboran, metode ini seringkali berguna untuk mengekstrapolasi kondisi antar pengeboran (Gambar 5.8). Teknik-teknik ini dapat diterapkan baik di darat maupun di bawah air. Beberapa teknik darat juga dapat diterapkan untuk lahan marginal atau di zona transisi laut dangkal. Teknik survei geofisika dapat digunakan secara individual atau berkelompok.

Survei Hidrografi

Survei hidrografi menyediakan peta kontur batimetri dan/atau profil dasar laut, dasar danau, atau dasar sungai. Pengukuran kedalaman air biasanya dilakukan menggunakan pulsa sonik frekuensi tinggi dari transduser pengukur kedalaman yang dipasang pada kapal survei. Pilihan sistem pengukur kedalaman (single-beam, multifrekuensi, multibeam, dan swath) bergantung pada kedalaman air, kondisi lokasi survei, dan persyaratan akurasi dan cakupan proyek. Penggunaan dan penerapan sistem multibeam yang lebih canggih (Gambar 5.9) telah meningkat secara dramatis dalam beberapa tahun terakhir.

Sonar Pemindaian Samping

Sonar pemindaian samping digunakan untuk menemukan dan mengidentifikasi objek buatan manusia (bangkai kapal, pipa, kabel, puing-puing, dll.) di dasar laut dan menentukan karakteristik sedimen dan batuan dasar laut. Sonar pemindaian samping memberikan sonogram dasar laut yang tampak mirip dengan strip foto kontinu (Gambar 5.10). Sebuah mosaik dasar laut dapat diperoleh dengan menumpangkan cakupan garis survei yang berdekatan.

Magnetometer

Magnetometer mengukur variasi kekuatan medan magnet bumi yang dihasilkan dari benda-benda logam (permukaan atau terpendam), variasi kandungan sedimen dan mineral batuan, dan variasi alami (harian). Data digunakan untuk menemukan dan mengidentifikasi benda-benda terpendam untuk pembersihan situs budaya, lingkungan, dan arkeologi.

Refleksi Seismik Resolusi Tinggi dan Profiler Bawah Permukaan

Citra seismik bawah permukaan di bawah dasar laut dapat dikembangkan dengan menginduksi gelombang sonik ke dalam kolom air dari transduser, pelat boomer bergetar, sparker, atau pistol udara atau gas kecil. Pantulan energi sonik dari garis lumpur dan lapisan tanah bawah permukaan direkam untuk memberikan gambaran struktur geologi dan stratigrafi bawah permukaan di sepanjang jalur kapal survei.

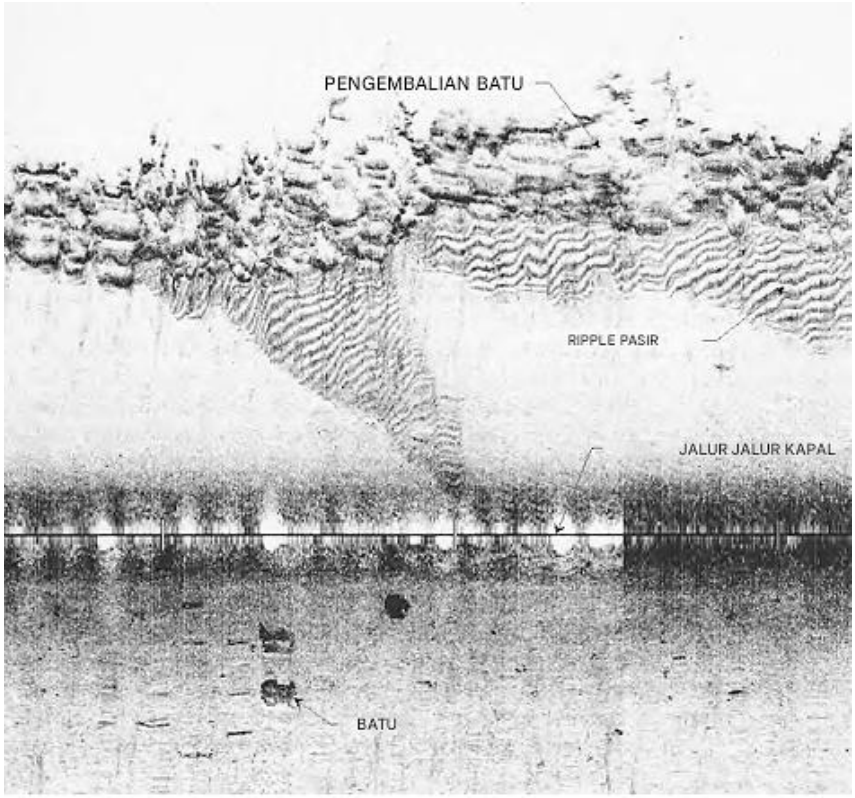
Kedalaman efektif suatu sistem dan resolusi lapisan bawah permukaan bergantung pada sejumlah variabel, termasuk energi sistem, spektrum frekuensi keluaran, sifat dasar laut, dan sedimen serta batuan bawah laut. Data refleksi seismik umumnya digunakan untuk menentukan struktur geologi (stratigrafi, kedalaman batuan dasar, lipatan, patahan, tanah longsor bawah laut, gas dalam sedimen, rembesan dasar laut, dll.) dan mengevaluasi kontinuitas lapisan antar pengeboran (Gambar 5.11).

Refraksi Seismik

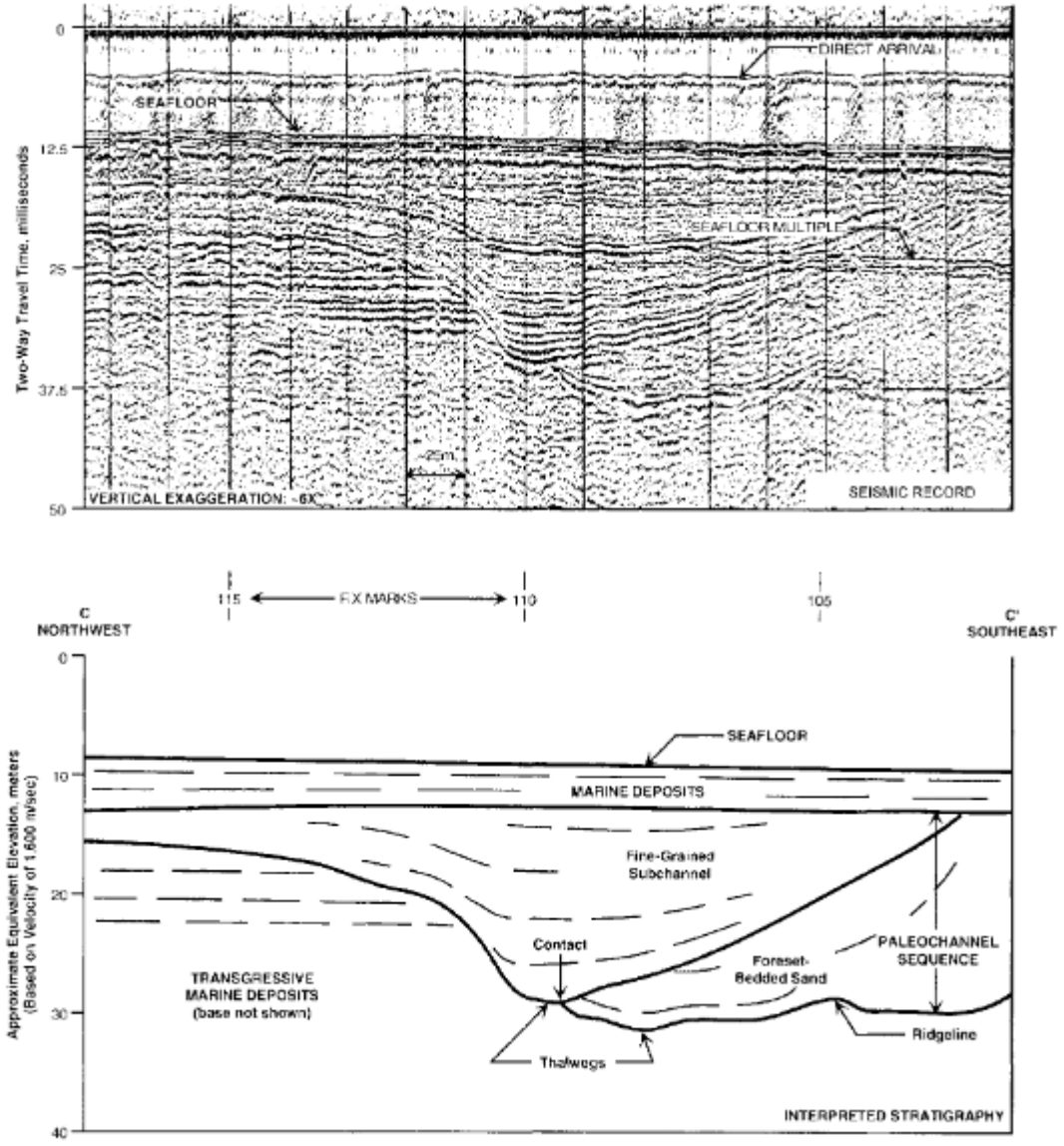
Pengukuran refraksi seismik umumnya digunakan di darat untuk memperkirakan kedalaman batuan dasar dan air tanah serta untuk mendeteksi patahan batuan dasar. Kecepatan yang diukur juga digunakan untuk memperkirakan kemampuan ripp dan karakteristik penggalian. Dalam teknik refraksi, energi sonik dimasukkan ke dalam tanah dan energi yang dibiaskan dari lapisan tanah dan batuan di bawah permukaan diidentifikasi pada serangkaian penerima yang diletakkan di permukaan tanah.

Kurva waktu-jarak dari serangkaian profil diinversikan untuk menentukan kedalaman berbagai lapisan bawah permukaan dan kecepatan lapisan tersebut. Interpretasi data dapat

terganggu jika lapisan lunak berada di bawah lapisan keras dan jika lapisan tersebut terlalu tipis untuk dideteksi oleh gelombang refraksi di permukaan. Teknik ini juga dapat digunakan di perairan dangkal (zona ombak, danau, kolam, dan penyeberangan sungai) menggunakan kabel dasar (teluk).



Gambar 5.10 Citra sonar pemindaian samping dasar sungai.



Gambar 5.11 Interpretasi hubungan stratigrafi dari data refleksi seismik.

Sistem Radar Penetrasi Tanah

Sistem Radar Penetrasi Tanah (GPR) mengukur sifat elektromagnetik bawah permukaan untuk menemukan utilitas atau tulangan yang terkubur, memperkirakan ketebalan perkerasan, menginterpretasikan stratigrafi bawah permukaan dangkal, menemukan rongga, dan membatasi permukaan batuan dasar dan tanah longsor. GPR juga dapat digunakan dalam kondisi Arktik untuk memperkirakan ketebalan es dan menemukan permafrost. Kedalaman investigasi biasanya terbatas hingga 50 kaki atau kurang. Jika tanah permukaan sangat konduktif, kedalaman investigasi efektif mungkin terbatas hingga beberapa kaki.

Survei Resistivitas

Survei resistivitas menginduksi arus ke dalam tanah untuk menemukan objek yang terkubur dan untuk menyelidiki air tanah dangkal. Saat elektroda digerakkan dalam pola pemisahan tertentu, resistivitas diukur dan diinversi untuk menghasilkan penampang kedalaman dan peta kontur nilai resistivitas bawah permukaan. Metode ini digunakan untuk

mengidentifikasi dan memetakan fluida bawah permukaan, termasuk air tanah, permukaan dan gumpalan kimia yang terkubur, dan untuk memprediksi potensi korosi.

Gambar 5.12 Faktor-faktor kunci yang perlu dipertimbangkan saat menentukan persyaratan investigasi lokasi.

Pengukuran Air Tanah

Kondisi air tanah memiliki pengaruh yang mendalam pada desain, konstruksi, dan kinerja pondasi. Dengan demikian, pengukuran kedalaman air tanah (atau kedalaman air saat pengeboran di atas air) adalah salah satu elemen terpenting dalam investigasi lokasi. Selain pengukuran permukaan air, investigasi lokasi harus mempertimbangkan dan menentukan potensi air tanah artesis atau air tanah gantung. Penting juga untuk menyadari bahwa permukaan air tanah dapat berubah sesuai musim, curah hujan, atau alasan temporal lainnya. Semua pengukuran air tanah dan kedalaman air harus mendokumentasikan waktu pengukuran dan, jika memungkinkan, harus menentukan variasi kedalaman selama periode waktu tertentu. Untuk menentukan perubahan jangka panjang pada permukaan air, perlu dipasang dan dipantau piezometer atau sumur pemantauan.

5.3 MENENTUKAN PERSYARATAN INVESTIGASI LOKASI

Banyak faktor yang harus dipertimbangkan saat menentukan persyaratan (termasuk jenis, jumlah, lokasi, dan kedalaman eksplorasi) untuk investigasi lokasi (Gambar 5.12). Faktor-faktor ini meliputi:

- Pentingnya, ketidakpastian, atau risiko yang terkait dengan desain, konstruksi, dan kinerja jembatan
- Kondisi geologi dan potensi variabilitasnya
- Ketersediaan (atau ketidaktersediaan) data bawah permukaan historis
- Ketersediaan (atau ketidaktersediaan) pengamatan kinerja dari proyek serupa di dekatnya
- Anggaran investigasi

Faktor-faktor berikut harus dipertimbangkan saat mengevaluasi risiko proyek: (1) Apa saja risikonya? (2) Seberapa besar kemungkinan risiko tersebut terwujud? (3) Apa konsekuensinya jika risiko tersebut terjadi? Risiko meliputi:

- Kepastian atau ketidakpastian kondisi bawah permukaan;
- Risiko desain (misalnya, kemungkinan bahwa data bawah permukaan yang tidak memadai akan mengganggu keputusan desain atau jadwal);
- Risiko konstruksi (misalnya, potensi klaim perubahan kondisi dan penundaan konstruksi);
- Risiko kinerja (misalnya, kinerja seismik).

Dua persyaratan tambahan yang harus dipertimbangkan ketika merencanakan investigasi bawah permukaan adalah (1) keandalan data yang dikumpulkan dan (2) ketepatan waktu data yang dihasilkan. Sayangnya, faktor-faktor ini terlalu sering diabaikan atau diremehkan selama proses perencanaan investigasi lokasi atau proses pemilihan konsultan geoteknik. Karena data bawah permukaan yang berkualitas buruk atau menyesatkan dapat menyebabkan pemilihan lokasi pondasi, jenis pondasi, dan/atau kapasitas pondasi yang tidak memadai atau tidak sesuai, pemilihan konsultan geoteknik proyek harus didasarkan pada kualifikasi daripada biaya.

Demikian pula, nilai data yang dihasilkan dari investigasi bawah permukaan berkurang jika data yang memadai tidak tersedia ketika keputusan desain, yang dipengaruhi oleh kondisi bawah permukaan, dibuat. Terlalu sering, pelaksanaan program eksplorasi bawah permukaan tertunda, dan keputusan besar yang berkaitan dengan desain struktur umum dan lokasi pondasi telah ditetapkan sebelum tersedianya hasil eksplorasi bawah permukaan.

Seringkali, pelaksanaan investigasi bawah permukaan merupakan proses iteratif yang harus dilakukan secara bertahap (yaitu, studi pendahuluan, investigasi lokasi pengintaian, investigasi fase desain terperinci). Selama setiap fase eksplorasi lokasi, data perlu ditinjau saat dihasilkan sehingga modifikasi yang sesuai dapat dilakukan saat investigasi berlangsung. Penyesuaian yang tepat dalam lingkup pekerjaan investigasi dapat menghemat biaya yang signifikan, meningkatkan kualitas dan nilai hasil investigasi, dan/atau mengurangi potensi mobilisasi ulang peralatan untuk mengisi informasi yang hilang.

Pilihan Metode Eksplorasi dan Pertimbangan Praktik Lokal

Karena banyak teknik eksplorasi cocok untuk beberapa kondisi bawah permukaan, tetapi tidak cocok atau ekonomis untuk kondisi lain, praktik lokal untuk metode eksplorasi bervariasi dari satu wilayah ke wilayah lain. Oleh karena itu, pendekatan terhadap program eksplorasi lapangan harus mempertimbangkan dan disesuaikan dengan praktik lokal. Sebaliknya, ada kalanya persyaratan untuk suatu proyek dapat membenarkan penggunaan teknik eksplorasi yang tidak umum di area proyek. Kebutuhan untuk menggunakan teknik khusus akan meningkat seiring dengan ukuran proyek dan keunikan atau kompleksitas kondisi lokasi.

Kedalaman Eksplorasi

Kedalaman eksplorasi bawah permukaan yang harus dilakukan akan bergantung pada struktur, ukurannya, dan kondisi bawah permukaan di lokasi proyek. Eksplorasi bawah

permukaan untuk setiap proyek harus dilakukan hingga menembus lapisan yang tidak sesuai ke dalam material yang kompeten relatif terhadap beban desain yang akan diterapkan oleh fondasi jembatan. Beberapa eksplorasi harus cukup dalam untuk memverifikasi bahwa material yang tidak sesuai tidak ada di bawah lapisan penahan beban tempat fondasi akan ditanam. Ketika dasar fondasi berada di atas lapisan material yang mudah terkompresi, eksplorasi harus dilakukan hingga menembus lapisan yang mudah terkompresi dan ke dalam lapisan yang lebih dalam yang kompresibilitasnya tidak akan memengaruhi kinerja fondasi.

Untuk struktur yang bebannya ringan, mungkin cukup untuk menghentikan eksplorasi ketika batuan ditemukan, asalkan geologi regional menunjukkan bahwa lapisan yang tidak sesuai tidak berada di bawah permukaan batuan. Untuk fondasi yang terbebani berat atau fondasi yang bertumpu pada batuan, perlu diverifikasi bahwa eksplorasi memang telah menemukan batuan dan bukan bongkahan batu. Demikian pula, perlu untuk memperluas setidaknya beberapa eksplorasi melalui batuan lapuk ke batuan yang utuh atau segar.

Jumlah Eksplorasi

Tujuan dasar dari investigasi lokasi adalah untuk menentukan stratigrafi bawah permukaan dan variasinya, dan untuk mendefinisikan sifat tanah (atau batuan) representatif dari lapisan bersama dengan variasi lateral dan vertikalnya. Lokasi dan jarak eksplorasi harus memadai untuk memberikan definisi yang cukup akurat tentang kondisi bawah permukaan, dan harus mengungkapkan keberadaan ketidakaturan penting apa pun dalam kondisi bawah permukaan.

Dengan demikian, jumlah eksplorasi akan bergantung pada ukuran proyek dan variabilitas geologi dan pengendapan lokasi situs. Ketika kondisi bawah permukaan kompleks dan bervariasi, jumlah eksplorasi yang lebih banyak dan lebih berdekatan diperlukan. Sebaliknya, ketika kondisi bawah permukaan relatif seragam, eksplorasi yang lebih sedikit dan lebih berjauhan mungkin sudah memadai.

Risiko Karakterisasi Lokasi yang Tidak Memadai

Saat mengembangkan program eksplorasi lokasi, seringkali ada godaan untuk meminimalkan jumlah eksplorasi atau menunda penggunaan teknik khusus karena biayanya. Pendekatan meminimalkan investasi dalam karakterisasi lokasi penuh dengan risiko. Biaya yang dihemat dengan pelaksanaan investigasi lokasi yang tidak memadai, baik dalam hal jumlah eksplorasi atau pengecualian teknik investigasi lokasi yang berlaku, jarang mengurangi biaya proyek. Sebaliknya, biaya yang dihemat oleh investigasi yang tidak memadai seringkali meningkatkan biaya konstruksi berkali-kali lipat dari penghematan yang dicapai selama investigasi lokasi.

5.4 PENGEMBANGAN PROGRAM PENGUJIAN LABORATORIUM

Tujuan Program Pengujian

Pengujian laboratorium dilakukan pada sampel untuk tujuan berikut:

- Mengklasifikasikan sampel tanah;
- Mengevaluasi sifat-sifat dasar tanah yang berguna dalam mengevaluasi sifat-sifat rekayasa sampel tanah;

- Mengukur kekuatan, kompresibilitas, dan sifat hidrolik tanah;
- Mengevaluasi kesesuaian tanah di lokasi atau tanah urugan untuk digunakan sebagai timbunan;
- Menentukan parameter dinamis untuk analisis respons lokasi dan interaksi tanah-struktur selama gempa bumi;
- Mengidentifikasi kondisi bawah permukaan yang tidak biasa (misalnya, adanya kondisi korosif, tanah karbonat, tanah ekspansif, atau tanah yang berpotensi mengalami likuifaksi).

Luasnya pengujian laboratorium umumnya ditentukan oleh risiko yang terkait dengan proyek tersebut.

Pengujian klasifikasi tanah, sifat indeks, dan kesesuaian timbunan umumnya dapat dilakukan pada sampel yang terganggu, sedangkan pengujian untuk menentukan sifat rekayasa tanah sebaiknya dilakukan pada spesimen yang relatif tidak terganggu dan utuh. Kualitas data yang diperoleh dari rangkaian pengujian terakhir sangat bergantung pada besarnya gangguan sampel baik selama pengambilan sampel maupun selama pemrosesan dan pengangkutan selanjutnya.

Jenis dan Penggunaan Pengujian

Pengujian Klasifikasi dan Indeks Tanah

Pengujian klasifikasi dan sifat indeks tanah umumnya dilakukan bahkan untuk proyek berisiko rendah. Parameter rekayasa seringkali dapat diperkirakan dari data in situ yang tersedia dan pengujian indeks dasar menggunakan korelasi yang dipublikasikan. Korelasi spesifik lokasi dari nilai-nilai dasar ini dapat memungkinkan hasil dari beberapa pengujian lanjutan yang relatif mahal untuk diekstrapolasi. Pengujian indeks dan penggunaannya meliputi hal-hal berikut:

- Pengujian berat satuan dan kadar air untuk mengevaluasi berat satuan dan kadar air alami.
- Pengujian batas Atterberg (cair dan plastis) pada tanah kohesif untuk studi klasifikasi dan korelasi. Wawasan penting terkait sifat kekuatan dan kompresibilitas dapat disimpulkan dari hasil uji kadar air alami dan batas Atterberg.
- Uji ayakan dan hidrometer untuk menentukan distribusi ukuran butir tanah berbutir kasar dan halus. Data ukuran butir juga digunakan untuk studi klasifikasi dan korelasi.

Uji indeks lainnya meliputi uji berat jenis, kepadatan maksimum dan minimum, indeks ekspansi, dan kesetaraan pasir.

Uji Kekuatan Geser

Sebagian besar proyek desain jembatan memerlukan karakterisasi kekuatan geser tak terkonsolidasi dari tanah kohesif dan kekuatan terkonsolidasi dari tanah tak kohesif. Penentuan kekuatan diperlukan untuk mengevaluasi daya dukung fondasi dan untuk memperkirakan beban yang dikenakan pada struktur penahan tanah. Kekuatan geser tak terkonsolidasi dari tanah kohesif dapat diperkirakan (seringkali di lapangan) dengan alat yang telah dikalibrasi seperti torvane, penetrometer saku, kerucut jatuh, atau alat geser baling-baling miniatur.

Pengukuran kekuatan yang lebih pasti diperoleh di laboratorium dengan melakukan pengujian kompresi triaksial (TX), geser sederhana langsung (DSS), atau geser torsi (TS) pada sampel. Pengujian geser triaksial (termasuk pengujian tak terkonsolidasi-tak terkonsolidasi, UU, dan pengujian terkonsolidasi-tak terkonsolidasi, CU) adalah jenis pengujian kekuatan yang paling umum. Dalam jenis pengujian ini, sampel dikenai tegangan yang meniru keadaan tegangan in situ sebelum diuji hingga gagal dalam kompresi atau geser. Proyek-proyek besar dan berisiko tinggi seringkali memerlukan pengujian CU atau DSS di mana sampel diuji sepanjang jalur tegangan yang memodelkan kondisi in situ. Sebaliknya, hanya pengujian UU yang kurang canggih yang mungkin diperlukan untuk proyek-proyek yang kurang penting.

Parameter kekuatan terkuras dari tanah tak kohesif umumnya diukur dalam pengujian geser langsung (DS) yang relatif sederhana atau dalam pengujian triaksial terkonsolidasi-terkuras (CD) yang lebih canggih. Secara umum, sedikit pengujian kekuatan laboratorium yang dilakukan pada spesimen in situ dari tanah tak kohesif karena relatif sulitnya mendapatkan spesimen yang tidak terganggu.

Pengujian Pemadatan

Pengujian pemadatan dilakukan untuk mengevaluasi hubungan kelembaban-kepadatan dari material pengisi potensial. Setelah hubungan tersebut dievaluasi dan tingkat pemadatan minimum material pengisi yang akan digunakan telah ditentukan, pengujian kekuatan dapat dilakukan pada spesimen yang dipadatkan untuk mengevaluasi parameter desain untuk proyek tersebut.

Modulus Tanah Dasar

Uji nilai R dan CBR dilakukan untuk menentukan modulus tanah dasar dan mengevaluasi karakteristik penopang perkerasan dari tanah in situ atau tanah timbunan.

Uji Konsolidasi

Uji konsolidasi umumnya dilakukan untuk (1) mengevaluasi kompresibilitas sampel tanah untuk perhitungan penurunan pondasi; (2) menyelidiki riwayat tegangan tanah di lokasi pengeboran untuk menghitung penurunan serta untuk memilih jalur tegangan untuk melakukan uji kekuatan paling canggih; (3) mengevaluasi sifat elastis dari nilai modulus curah yang diukur; dan (4) mengevaluasi laju waktu penurunan.

Prosedur uji konsolidasi juga dapat dimodifikasi untuk mengevaluasi apakah tanah pondasi rentan terhadap keruntuhan atau ekspansi, dan untuk mengukur tekanan ekspansi di bawah berbagai tingkat pengekangan. Uji konsolidasi meliputi uji konsolidasi inkremental (yang dilakukan pada sejumlah beban diskrit) dan uji laju regangan konstan (CRS) di mana tingkat beban terus meningkat atau menurun. Uji CRS umumnya dapat dilakukan dengan relatif cepat dan memberikan kurva tegangan-regangan kontinu, tetapi membutuhkan peralatan yang lebih canggih.

Uji Permeabilitas

Secara umum, uji permeabilitas kepala konstan dilakukan pada tanah tak kohesif yang relatif permeabel, sedangkan uji permeabilitas kepala jatuh dilakukan pada tanah kohesif yang relatif kedap air. Perkiraan permeabilitas tanah kohesif juga dapat diperoleh dari data uji konsolidasi.

Uji Dinamis

Sejumlah uji dapat dilakukan untuk mengevaluasi perilaku tanah di bawah beban dinamis seperti beban gelombang atau gempa bumi. Uji dinamis umumnya merupakan uji kekuatan dengan sampel yang dikenai semacam pembebanan siklik. Uji dapat dilakukan untuk mengevaluasi variasi kekuatan, modulus, dan redaman, dengan variasi laju dan besaran tegangan atau regangan siklik. Parameter regangan kecil untuk kasus pembebanan gempa bumi dapat dievaluasi dari uji kolom resonansi. Untuk kondisi pembebanan gempa, data uji dinamis sering digunakan untuk mengevaluasi respons lokasi dan interaksi tanah-struktur. Pengujian siklik juga dapat memberikan wawasan tentang perilaku tanah yang berpotensi mengalami likuifaksi, terutama yang tidak mudah dievaluasi dengan prosedur berbasis uji in situ empiris.

Uji Korosi

Uji korosi dilakukan untuk mengevaluasi potensi dampak pada struktur baja atau beton akibat serangan kimia. Uji untuk mengevaluasi potensi korosi meliputi resistivitas, pH, kandungan sulfat, dan kandungan klorida.

5.5 PENYAJIAN DATA DAN KARAKTERISASI LOKASI

Laporan Karakterisasi Lokasi

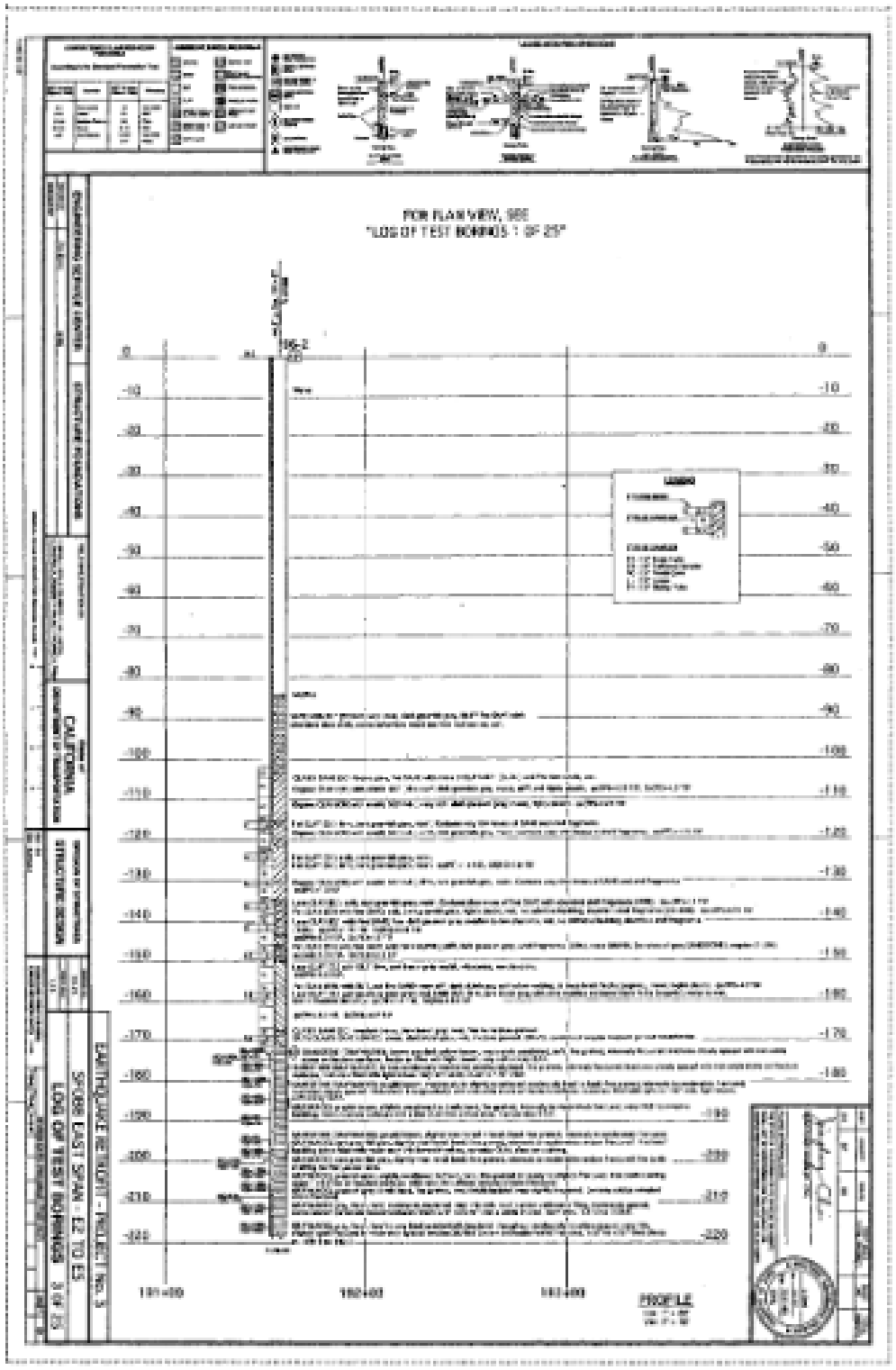
Laporan karakterisasi lokasi harus berisi penyajian data lokasi dan interpretasi serta analisis kondisi pondasi di lokasi proyek. Laporan karakterisasi lokasi harus:

- Menyajikan data faktual yang dihasilkan selama investigasi lokasi;
- Menjelaskan prosedur dan peralatan yang digunakan untuk memperoleh data faktual;
- Menjelaskan hubungan stratigrafi bawah permukaan di lokasi proyek;
- Menentukan sifat-sifat tanah dan batuan yang relevan dengan perencanaan, desain, konstruksi, dan kinerja struktur proyek;
- Merumuskan solusi untuk desain dan konstruksi proyek.

Data lokasi yang disajikan dalam laporan karakterisasi lokasi dapat dikembangkan dari investigasi lapangan saat ini dan/atau masa lalu di atau dekat lokasi proyek, dokumen as-built, catatan pemeliharaan, dan catatan konstruksi. Jika data historis disertakan atau diringkas, sumber asli data tersebut harus dikutip.

Penyajian Data Faktual

Laporan proyek harus mencakup dokumentasi yang akurat dan tepat dari data faktual yang dikumpulkan dan dihasilkan selama program investigasi dan pengujian lokasi. Penyajian dan pengorganisasian data faktual, tentu saja, akan bergantung pada ukuran dan kompleksitas proyek serta jenis dan luas data bawah permukaan. Terlepas dari ukuran proyek atau luas eksplorasi, semua laporan harus mencakup rencana eksplorasi yang akurat yang mencakup penggambaran grafis yang tepat dari fitur permukaan dan elevasi permukaan tanah di area proyek.



Gambar 5.13 Log tipikal lembar pengeboran uji untuk proyek Caltrans.

Catatan pengeboran (Gambar 5.13) adalah salah satu komponen paling mendasar dari dokumentasi data. Meskipun banyak gaya penyajian yang digunakan, ada beberapa elemen dasar yang umumnya harus disertakan dalam catatan pengeboran. Komponen-komponen tipikal tersebut meliputi:

- Dokumentasi lokasi dan elevasi permukaan tanah;
- Dokumentasi kedalaman, jenis, dan panjang pengambilan sampel dan pengeboran inti — misalnya, jenis sampel, jumlah pukulan (untuk sampel yang didorong), dan panjang sampel untuk sampel tanah; jarak pengeboran inti, perolehan, dan RQD untuk inti batuan — serta kedalaman dan panjang pengujian in situ;
- Kedalaman dan elevasi air tanah dan/atau rembesan yang ditemukan;
- Representasi grafis litologi tanah dan batuan;
- Deskripsi jenis tanah dan batuan, karakteristik, konsistensi/kepadatan, atau kekerasan;
- Representasi tabular atau grafis dari data pengujian.

Selain catatan pengeboran yang membosankan, data faktual harus mencakup ringkasan dalam bentuk tabel mengenai jenis pengujian, kedalaman, dan hasil, beserta keluaran grafis yang sesuai dari pengujian yang dilakukan.

Deskripsi Kondisi Bawah Permukaan dan Stratigrafi

Interpretasi geologi yang tepat dari data eksplorasi dan pengujian diperlukan untuk setiap proyek dalam menilai kondisi bawah permukaan. Deskripsi kondisi bawah permukaan harus memberikan pemahaman kepada pengguna laporan tentang kondisi tersebut, kemungkinan variabilitasnya, dan signifikansi kondisi tersebut relatif terhadap proyek. Informasi tersebut harus disajikan dalam format dan terminologi yang bermanfaat dan sesuai untuk pengguna, yang biasanya mencakup insinyur desain dan kontraktor yang bukan profesional ilmu kebumian.

Untuk mencapai tujuan tersebut, laporan karakterisasi lokasi harus mencakup deskripsi tentang:

1. Topografi dan/atau batimetri lokasi,
2. Geologi lokasi,
3. Stratigrafi bawah permukaan dan hubungan stratigrafi,
4. Kontinuitas atau kurangnya kontinuitas berbagai lapisan bawah permukaan,
5. Kedalaman dan kondisi air tanah, dan
6. Penilaian variabilitas kondisi bawah permukaan yang terdokumentasi dan mungkin tidak terdokumentasi.

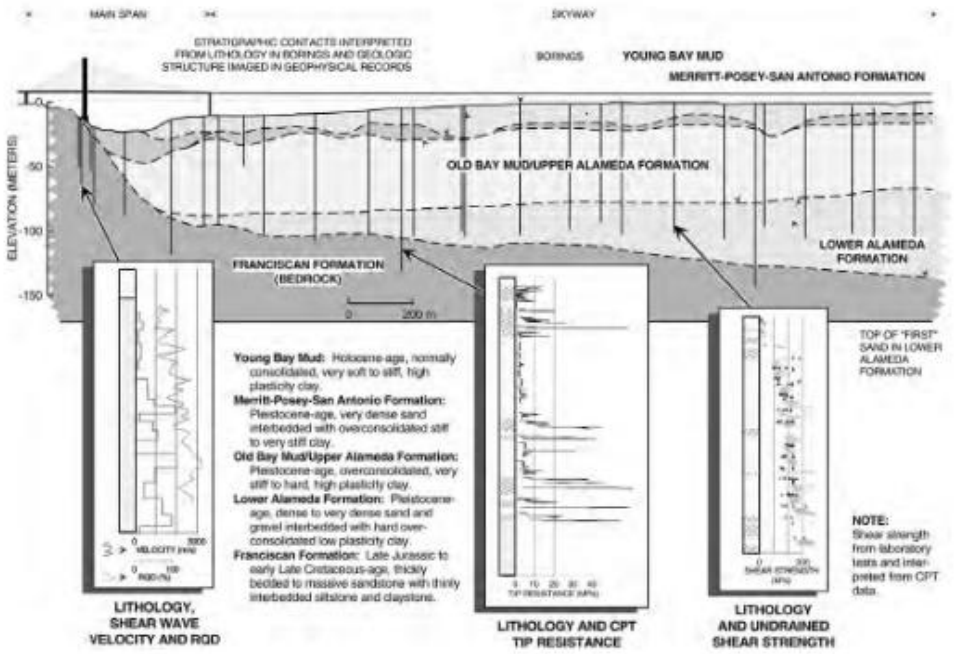
Informasi yang berkaitan dengan kondisi bawah permukaan biasanya diberikan dalam bentuk teks, penampang melintang, dan peta. Penampang melintang bawah permukaan, atau profil, umumnya digunakan untuk menggambarkan urutan stratigrafi, lapisan bawah permukaan dan hubungannya, struktur geologi, dan fitur bawah permukaan lainnya di suatu lokasi. Penampang melintang dapat berupa gambar garis sederhana hingga ilustrasi kompleks yang mencakup catatan pengeboran dan data uji yang diplot (Gambar 5.14).

Peta umumnya digunakan untuk menggambarkan dan mendefinisikan kondisi bawah permukaan di suatu lokasi. Peta-peta tersebut dapat mencakup peta kontur topografi dan batimetri, peta kontur struktural permukaan stratigrafi, peta kedalaman atau elevasi air tanah, peta ketebalan isopach dari stratum individu (atau urutan stratum), dan peta interpretasi fitur geologi (misalnya, patahan, singkapan batuan dasar, dll.). Lokasi eksplorasi umumnya harus disertakan pada peta interpretasi.

Laporan interpretasi juga harus menjelaskan data yang berkaitan dengan kedalaman dan elevasi air tanah dan/atau rembesan yang ditemukan di lapangan. Jenis permukaan air tanah potensial dan kemungkinan fluktuasi musiman air tanah harus dijelaskan. Deskripsi kondisi bawah permukaan juga harus membahas bagaimana kondisi air tanah dapat memengaruhi konstruksi.

Definisi Sifat Tanah

Sifat tanah umumnya harus diinterpretasikan dalam hal unit stratigrafi atau endapan geologi. Interpretasi sifat tanah representatif untuk desain harus mempertimbangkan variabilitas lateral dan vertikal dari berbagai endapan tanah. Sifat-sifat tanah representatif harus mempertimbangkan potensi variasi in situ yang mungkin terjadi dan belum diungkapkan oleh program eksplorasi dan pengujian laboratorium. Untuk lokasi yang besar atau bervariasi, perlu diakui bahwa rata-rata global dari sifat tanah tertentu mungkin tidak secara tepat mewakili nilai representatif di semua lokasi. Untuk kondisi tersebut, penggunaan sifat tanah rata-rata dapat menyebabkan desain yang tidak konservatif.



Gambar 5.14 Penampang melintang bawah permukaan untuk jalur bentang timur Jembatan San Francisco–Oakland Bay.

Sifat-sifat tanah dan rekomendasi desain biasanya disajikan dengan kombinasi teks naratif, grafik, dan data yang disajikan dalam format tabel dan/atau daftar berpoin. Seringkali mudah dan bermanfaat untuk merujuk pada profil bawah permukaan umum dan catatan pengeboran dalam diskusi tersebut. Deskripsi naratif harus mencakup faktor-faktor seperti rentang kedalaman, konsistensi atau kepadatan umum, plastisitas atau ukuran butir, keberadaan air tanah, keberadaan lapisan atau retakan, tingkat pelapukan, dan struktur. Untuk setiap unit stratigrafi, rentang data lapangan dan laboratorium terukur yang umum (misalnya, kekuatan, parameter indeks, dan jumlah pukulan) harus dijelaskan.

Rekomendasi Geoteknik

Laporan karakterisasi lokasi harus memberikan solusi untuk masalah geoteknik dan berisi rekomendasi geoteknik yang lengkap, ringkas, dan definitif. Pondasi dan sistem geoteknik yang direkomendasikan harus hemat biaya, terbukti kinerjanya, dan dapat dibangun. Jika sesuai, jenis pondasi alternatif harus dibahas dan dievaluasi. Jika masalah konstruksi diantisipasi, solusi untuk masalah ini harus dijelaskan.

Selain pertimbangan standar kapasitas pondasi aksial dan lateral, karakteristik beban-defleksi, penurunan, stabilitas lereng, dan tekanan tanah, ada sejumlah kondisi bawah permukaan yang dapat memengaruhi desain dan kinerja pondasi:

- Kerentanan likuifaksi tanah granular yang gembur;
- Tanah yang mengembang atau mudah runtuh;
- Tanah kaya mika dan karbonat;
- Tanah korosif;
- Tanah beku atau tanah permafrost;
- Air tanah gantung atau artesis.

Jika salah satu kondisi tersebut ada, kondisi tersebut harus dijelaskan dan dievaluasi.

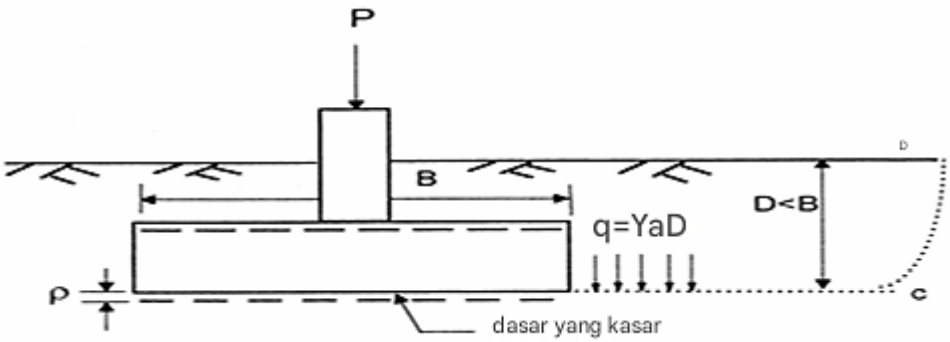
Penerapan Basis Data Terkomputerisasi

Basis data terkomputerisasi memberikan kesempatan untuk mengumpulkan, mengatur, mengintegrasikan, dan menganalisis data geoteknik secara efisien. Semua data yang dikumpulkan disimpan, dalam format standar, di lokasi pusat yang mudah diakses. Penggunaan basis data terkomputerisasi memiliki sejumlah keuntungan. Penggunaan rutinitas interaktif otomatis memungkinkan produksi log pengeboran, penampang melintang, peta, dan plot parameter secara efisien. Volume data yang besar dari berbagai sumber dapat diintegrasikan dan dikueri untuk mengevaluasi atau menunjukkan tren dan variabilitas. Data baru dari fase studi selanjutnya dapat dengan mudah dan cepat dimasukkan ke dalam basis data yang ada untuk memperbarui dan merevisi model geologi situs tersebut.

BAB 6
FONDASI DANGKAL

6.1 PENDAHULUAN

Pondasi dangkal dapat didefinisikan sebagai pondasi yang kedalamannya (D) kurang dari atau sama dengan lebar terkecilnya (B), seperti yang diilustrasikan pada Gambar 6.1. Jenis pondasi dangkal yang umum digunakan meliputi pondasi penyebar, pondasi tali, pondasi gabungan, dan pondasi matras atau rakit. Pondasi dangkal atau pondasi alas memberikan dukungan sepenuhnya dari dasarnya, sedangkan pondasi dalam memperoleh kapasitas dari dua bagian, gesekan kulit dan dukungan dasar, atau salah satu dari keduanya. Bab ini terutama ditujukan untuk pembahasan daya dukung dan penurunan pondasi dangkal, meskipun pertimbangan struktural untuk desain pondasi dibahas secara singkat. Pondasi dalam untuk jembatan dibahas dalam Bab 7.



Gambar 6.1 Sketsa definisi untuk pondasi dangkal.

Tabel 6.1 Nilai Khas Faktor Keamanan yang Digunakan dalam Desain Pondasi (setelah Barker dkk.)

Jenis Kegagalan	Mode Kegagalan	Faktor Keamanan	Komentar
Pemotongan	Kegagalan daya dukung	2.0-3.0	Nilai yang lebih rendah digunakan ketika ketidakpastian dalam desain kecil dan konsekuensi kegagalan kecil; nilai yang lebih tinggi digunakan ketika ketidakpastian dalam desain besar dan konsekuensi kegagalan besar
	Terguling	2.0-2.5	
	Stabilitas keseluruhan	1.5-2.0	
	Geser	1.5-2.0	
Remesan	Terangkat	1.5-2.0	
	Mengangkat tanah	1.5-2.0	
	Menggelembung	2.0-3.0	

Sumber: Terzaghi, K. dan Peck, R.B., Mekanika Tanah dalam Praktik Rekayasa, edisi ke-2, John Wiley & Sons, New York, 1967. Dengan izin.

6.2 PERSYARATAN DESAIN

Secara umum, setiap desain pondasi harus memenuhi tiga persyaratan penting: (1) memberikan keamanan yang memadai terhadap kegagalan struktural pondasi; (2)

menawarkan daya dukung tanah yang memadai di bawah pondasi dengan keamanan tertentu terhadap kegagalan akhir; dan (3) mencapai penurunan total atau diferensial yang dapat diterima di bawah beban kerja. Selain itu, stabilitas keseluruhan lereng di sekitar pondasi harus dianggap sebagai bagian dari desain pondasi. Untuk setiap proyek, biasanya perlu untuk menyelidiki daya dukung dan penurunan pondasi.

Apakah desain pondasi dikendalikan oleh daya dukung atau batas penurunan bergantung pada sejumlah faktor seperti kondisi tanah, jenis jembatan, dimensi pondasi, dan beban. Gambar 6.2 mengilustrasikan hubungan beban-penurunan untuk pondasi persegi yang dikenai beban vertikal P. Seperti yang ditunjukkan pada kurva, penurunan p meningkat seiring dengan peningkatan beban P. Beban ultimate P_u didefinisikan sebagai beban puncak (kurva 1 dan 2) atau beban di mana laju penurunan konstan (kurva 3) tercapai seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.2.

Di sisi lain, beban ultimate adalah beban maksimum yang dapat ditopang oleh pondasi tanpa kegagalan geser dan dalam batas penurunan yang dapat diterima. Dalam praktiknya, semua pondasi harus dirancang dan dibangun untuk memastikan keamanan tertentu terhadap kegagalan daya dukung atau penurunan yang berlebihan. Faktor keamanan (SF) dapat didefinisikan sebagai rasio beban ultimate P_u dan beban yang diizinkan P_u. Nilai tipikal faktor keamanan yang umum digunakan dalam desain pondasi dangkal diberikan pada Tabel 6.1.

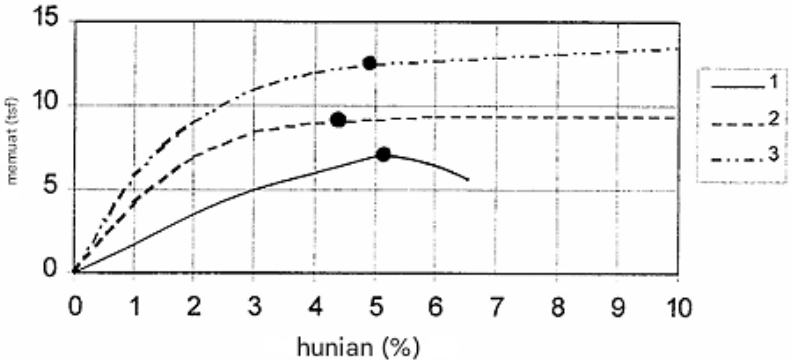
6.3 MODUS KEGAGALAN PONDASI DANGKAL

Kegagalan daya dukung biasanya terjadi dalam salah satu dari tiga modus yang dijelaskan sebagai kegagalan geser umum, geser lokal, atau geser tusukan. Secara umum, modus kegagalan yang terjadi pada pondasi dangkal bergantung pada kompresibilitas relatif tanah, kedalaman penanaman pondasi, kondisi pembebanan, dan kondisi drainase. Kegagalan geser umum memiliki pola keruntuhan yang jelas yang terdiri dari tiga zona, I, II, dan III, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.3a. Kegagalan geser lokal umumnya terdiri dari permukaan keruntuhan yang jelas di bawah pondasi (zona I dan II).

Namun, pola kegagalan di sisi pondasi (zona III) tidak jelas. Kegagalan geser tusukan memiliki pola keruntuhan yang kurang jelas yang terkonsentrasi di dalam zona I; biasanya dikaitkan dengan penurunan yang besar dan tidak memobilisasi tegangan geser di zona II dan III seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.3b dan c. Ismael dan Vesic menyimpulkan bahwa, dengan meningkatnya tekanan beban berlebih (dalam kasus pondasi dalam), mode kegagalan berubah dari geser umum menjadi geser lokal atau geser tusuk, terlepas dari kompresibilitas tanah. Pemeriksaan lebih lanjut dari uji beban pada pondasi oleh Vesic dan De Beer menunjukkan bahwa beban ultimate terjadi pada titik patah kurva beban-penurunan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.2.

Menganalisis mode kegagalan menunjukkan bahwa (1) dimungkinkan untuk merumuskan persamaan kapasitas daya dukung umum untuk pondasi yang dibebani yang gagal dalam mode geser umum, (2) sangat sulit untuk menggeneralisasi dua mode kegagalan lainnya untuk pondasi dangkal karena permukaan patahnya yang kurang jelas, dan (3) penting untuk mengetahui besarnya penurunan pondasi yang diperlukan untuk memobilisasi beban

ultimate. Pada bagian selanjutnya, metode teoritis dan empiris untuk mengevaluasi kapasitas daya dukung dan penurunan untuk pondasi dangkal akan dibahas.



Gambar 6.2 Hubungan beban-penurunan pondasi dangkal.

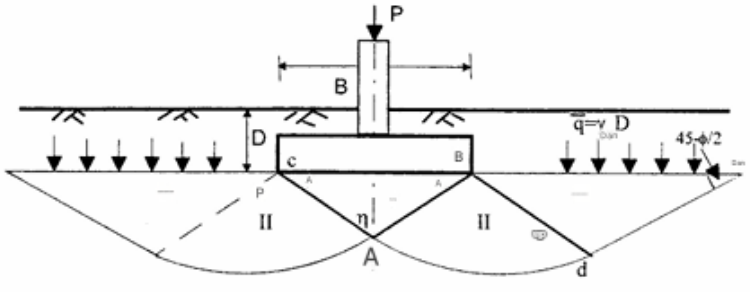
6.4 KAPASITAS DUKUNG UNTUK PONDASI DANGKAL

Persamaan Kapasitas Dukung

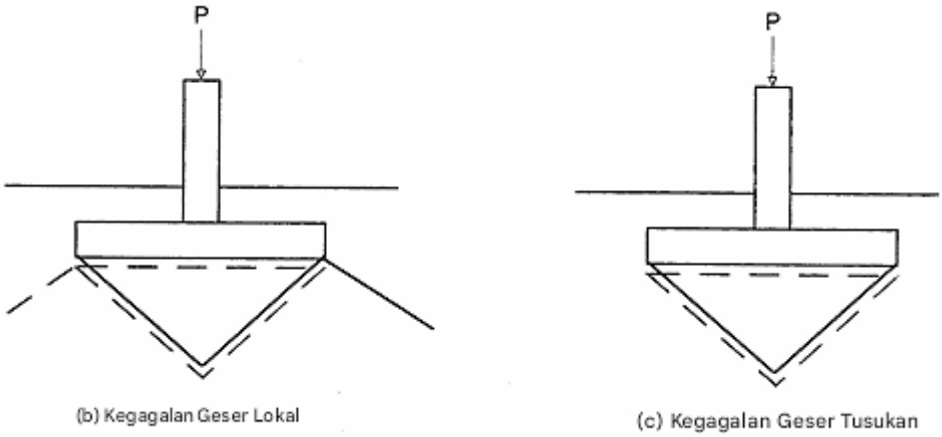
Perhitungan kapasitas dukung ultimate untuk pondasi dangkal pada tanah dapat dianggap sebagai solusi untuk masalah keseimbangan elastis-plastik. Namun, yang menghalangi kita untuk menemukan solusi analitis tertutup terletak pada kesulitan dalam pemilihan model matematika dari hubungan konstitutif tanah. Teori kapasitas dukung masih terbatas pada solusi yang ditetapkan untuk benda padat kaku-plastik dari teori plastisitas klasik. Akibatnya, hanya metode perkiraan yang saat ini tersedia untuk masalah yang diajukan. Salah satunya adalah persamaan kapasitas dukung Terzaghi yang terkenal, yang dapat dinyatakan sebagai

$$q_{\text{ult}} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \tag{6.1}$$

di mana q_{ult} adalah daya dukung ultimat, $\bar{q}$ adalah kohesi tanah, adalah tekanan beban efektif di dasar pondasi $(= \gamma_1 D)$, γ adalah berat satuan efektif tanah atau batuan, dan B adalah dimensi rencana minimum pondasi. N_c, N_q, dan N_γ adalah faktor daya dukung yang didefinisikan sebagai fungsi sudut gesekan tanah dan nilainya tercantum dalam Tabel 6.2. s_c dan s_γ adalah faktor bentuk seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.3.



(a) Kegagalan Geser Umum



Gambar 6.3 Tiga mode kegagalan daya dukung.

Ketiga faktor N ini digunakan untuk mewakili pengaruh kohesi (N_c), berat satuan (N_γ), dan tekanan beban berlebih (N_q) tanah terhadap daya dukung. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.1 dan 6.3(a), asumsi yang digunakan untuk Persamaan (6.1) meliputi:

1. Dasar pondasi kasar dan tanah di bawah dasar tidak dapat dikompresi, yang berarti bahwa baji abc (zona I) bukan lagi zona Rankine aktif tetapi berada dalam keadaan elastis. Akibatnya, zona I harus bergerak bersama dengan dasar pondasi.
2. Zona II adalah zona langsung yang terletak pada busur spiral log ad.

Tabel 6.2 Faktor Daya Dukung untuk Persamaan Terzaghi

$\phi(^\circ)$	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	-
35	57.8	16.4	17.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	116.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	-
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

a N_c = 1,5π + 1 (Terzaghi, hal. 127); nilai N_γ untuk ϕ sebesar 0, 34, dan 48° adalah nilai asli Terzaghi dan digunakan untuk menghitung balik $K_{p\gamma}$.

Setelah Bowles, J.E., Foundation Analysis and Design, edisi ke-5, McGraw-Hill, New York, 1996. Dengan izin.

Tabel 6.3 Faktor Bentuk untuk Persamaan Terzaghi

	Strip	Bulat	Persegi
s_c	1.0	1.3	1.3

s_γ	1.0	0.6	0.8

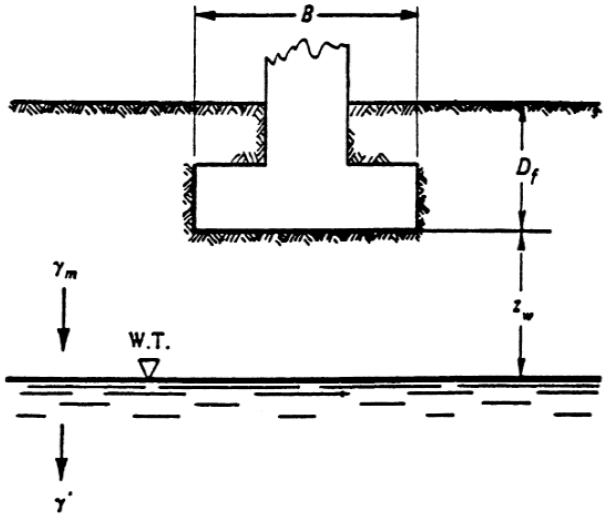
Setelah Terzaghi.

3. Zona III adalah zona Rankine pasif dalam keadaan plastis yang dibatasi oleh garis lurus ed.
4. Ketahanan geser sepanjang bd diabaikan karena persamaan tersebut dimaksudkan untuk pondasi di mana $D < B$.

Jelas bahwa Persamaan (6.1) hanya berlaku untuk kasus kegagalan geser umum karena tidak ada kompresi tanah yang diizinkan sebelum kegagalan terjadi. Meyerhof, Hansen, dan Vesic lebih lanjut memperluas persamaan daya dukung Terzaghi untuk memperhitungkan bentuk pondasi (s_i), kedalaman penanaman pondasi d_i, kemiringan atau eksentrisitas beban (i_i), tanah miring (g_i), dan dasar miring (b_i). Chen mengevaluasi kembali faktor N dalam persamaan Terzaghi menggunakan metode analisis batas. Upaya-upaya ini menghasilkan perluasan yang signifikan dari persamaan daya dukung Terzaghi. Bentuk umum persamaan daya dukung dapat dinyatakan sebagai

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \tag{6.2}$$

ketika $\phi = 0$,



Gambar 6.4 Pengaruh muka air tanah terhadap daya dukung. (Setelah AASHTO, 1997.)

$$q_{ult} = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \tag{6.3}$$

di mana s_u adalah kekuatan geser tak terdrainase dari tanah tak kohesif. Nilai faktor daya dukung N_c, N_q, dan N_y dapat ditemukan pada Tabel 6.4. Nilai faktor lainnya ditunjukkan pada Tabel 6.5. Seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.4, N_c dan N_q sama dengan yang diusulkan oleh Meyerhof, Hansen, Vesic , atau Chen. Meskipun demikian, terdapat rentang nilai yang luas untuk N_y seperti yang disarankan oleh penulis yang berbeda. Meyerhof dan Hansen menggunakan nilai regangan bidang ϕ, yang mungkin hingga 10% lebih tinggi daripada yang

diperoleh dari uji triaksial konvensional. Vesic berpendapat bahwa kegagalan geser pada tanah di bawah pondasi adalah proses pecah progresif pada tingkat tegangan yang bervariasi dan tegangan normal rata-rata harus digunakan untuk perhitungan daya dukung.

Tabel 6.4 Faktor Kapasitas Dukung untuk Persamaan (6.2) dan (6.3)

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	$N_{\gamma(C)}$	N_q/N_c	tan ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	0.00
1	5.38	1.09	0.00	0.00	0.07	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15	0.16	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.02	0.02	0.24	0.25	0.22	0.05
4	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34	0.35	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.07	0.07	0.45	0.47	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57	0.60	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.15	0.16	0.71	0.74	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86	0.91	0.27	0.14
9	7.92	2.25	0.28	0.30	1.03	1.10	0.28	0.16
10	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22	1.31	0.30	0.18
11	8.80	2.71	0.47	0.50	1.44	1.56	0.31	0.19
12	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69	1.84	0.32	0.21
13	9.81	3.26	0.74	0.78	1.97	2.16	0.33	0.23
14	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29	2.52	0.35	0.25
15	10.98	3.94	1.13	1.18	2.65	2.94	0.36	0.27
16	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06	3.42	0.37	0.29
17	12.34	4.77	1.66	1.73	3.53	3.98	0.39	0.31
18	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07	4.61	0.40	0.32
19	13.93	5.80	2.40	2.48	4.68	5.35	0.42	0.34
20	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39	6.20	0.43	0.36
21	15.81	7.07	3.42	3.50	6.20	7.18	0.45	0.38
22	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13	8.32	0.46	0.40
23	18.05	8.66	4.82	4.88	8.20	9.64	0.48	0.42
24	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44	11.17	0.50	0.45
25	20.72	10.66	6.77	6.76	10.88	12.96	0.51	0.47
26	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54	15.05	0.53	0.49
27	23.94	13.20	9.46	9.32	14.47	17.49	0.55	0.51
28	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72	20.35	0.57	0.53
29	27.86	16.44	13.24	12.84	19.34	23.71	0.59	0.55
30	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40	27.66	0.61	0.58
31	32.67	20.63	18.56	17.69	25.99	32.33	0.63	0.60
32	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21	37.85	0.65	0.62
33	38.64	26.09	26.17	24.44	35.19	44.40	0.68	0.65
34	42.16	29.44	31.15	28.77	41.06	52.18	0.70	0.67
35	46.12	33.30	37.15	33.92	48.03	61.47	0.72	0.70
36	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31	72.59	0.75	0.73
37	55.63	42.92	53.27	47.38	66.19	85.95	0.77	0.75
38	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02	102.05	0.80	0.78
39	67.87	55.96	77.33	66.75	92.25	121.53	0.82	0.81
40	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41	145.19	0.85	0.84
41	83.86	73.90	113.98	95.05	130.21	174.06	0.88	0.87
42	93.71	85.37	139.32	113.95	155.54	209.43	0.91	0.90
43	105.11	99.01	171.14	137.10	186.53	253.00	0.94	0.93
44	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63	306.92	0.97	0.97
45	133.87	134.97	262.74	200.81	271.74	374.02	1.01	1.00
46	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33	458.02	1.04	1.04
47	173.64	187.20	414.32	299.52	403.65	563.81	1.08	1.07
48	199.26	222.30	526.44	368.66	495.99	697.93	1.12	1.11
49	229.92	265.49	674.91	456.40	613.13	869.17	1.15	1.15
50	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85	1089.46	1.20	1.19

Catatan: N_c dan N_q sama untuk keempat metode; subskrip mengidentifikasi penulis untuk N_y : M = Meyerhof; H = Hansen; V = Vesic; C = Chen.

Alasan lain yang menyebabkan nilai N_y tidak pasti adalah bagaimana mengevaluasi dampak kompresibilitas tanah pada perhitungan daya dukung. Nilai N_y masih tetap kontroversial karena solusi teoritis yang ketat belum tersedia. Selain itu, perbandingan solusi prediksi dengan hasil uji model pondasi tidak meyakinkan.

Kepadatan Tanah

Persamaan daya dukung ditetapkan berdasarkan mode kegagalan geser umum. Untuk menggunakan persamaan daya dukung untuk mempertimbangkan dua mode kegagalan lainnya, Terzaghi mengusulkan metode untuk mengurangi karakteristik kekuatan c dan ϕ sebagai berikut:

$$c^* = 0.67c \ (untuk\ tanah\ liat\ lunak\ hingga\ keras) \tag{6.4}$$

Tabel 6.5 Faktor Bentuk, Kedalaman, Kemiringan, Tanah, dan Alas untuk Persamaan (6.3)

Faktor Bentuk	Faktor Kedalaman
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$ $s_c = 1.0 \quad (untuk\ pijakan\ strip)$ $s_q = 1.0 + \frac{B}{L}\tan\phi \quad$ (untuk semua ϕ) $s_\gamma = 1.0 - 0.4\frac{B}{L} \geq 0.6$	$d_c = 1.0 + 0.4k \begin{cases} k = \frac{D_f}{B} & \text{for} \quad \frac{D_f}{B} \leq 1 \\ k = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) & \text{for} \quad \frac{D_f}{B} > 1 \end{cases}$ $d_q = 1 + 2\tan^2\phi(1 - \sin\phi)\,k$ $(k\ didefinisikan\ di\ atas)$ $d_\gamma = 1.00 \quad$ (untuk semua ϕ)
Faktor Kemiringan	**Faktor Tanah (berdasarkan kemiringan)**
$i_c = 1 - \frac{mHi}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$ $i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^m$ $i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{m+1}$ $m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad$ atau $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$g_c' = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta$ dalam radius $\quad (\phi = 0)$ $g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14\tan\phi} \quad (\phi > 0)$ $g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan\beta)^2 \quad$ (untuk semua ϕ)
	Faktor Basis (basis miring)
	$b_c' = g_c' \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14\tan\phi} \quad (\phi > 0)$ $b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta\tan\phi)^2 \quad$ (untuk semua ϕ)

Catatan:

1. Ketika γ = 0 (dan β ' ≠ 0) gunakan N_γ = 2 sin(±β) dalam suku N_γ
2. Hitung $m = m_B$ ketika $H_i = H_B$ (H sejajar dengan B) dan $m = m_L$ ketika $H_i = H_L$ (H sejajar dengan L); untuk H_B dan H_L gunakan

$m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$

$0 \leq i_q, i_\gamma \leq 1$

$\beta + \eta \leq 90°; \beta \leq$

di mana

A_f= dimensi pondasi efektif seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.6

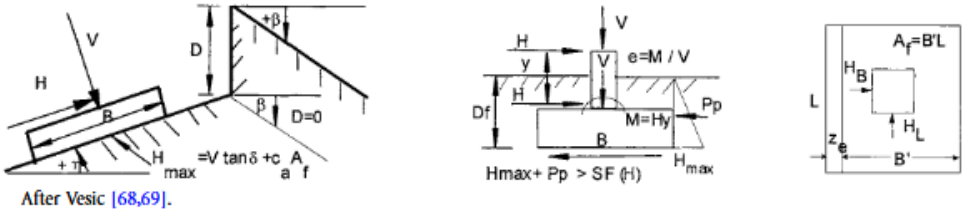
D_f= kedalaman dari permukaan tanah ke dasar pondasi

V = beban vertikal pada pondasi

H_i= komponen horizontal beban pada pondasi dengan $H_{max} \leq V \tan\delta + c_a A_f$

c_a= adhesi ke dasar $(0.6c \leq c_a \leq 1.0c)$

δ= sudut gesekan antara dasar dan tanah $(0.5\phi \leq \delta \leq \phi)$
β= kemiringan tanah menjauh dari dasar dengan (+) ke bawah
η= sudut kemiringan dasar dari horizontal dengan (+) ke atas



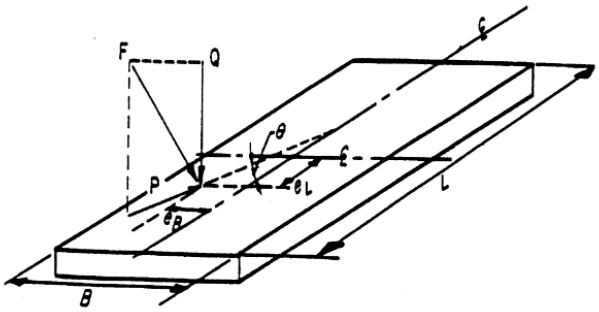
$$\phi^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi) \quad \text{(untuk pasir lepas dengan } \phi < 28^\circ) \tag{6.5}$$

Vesic menyarankan bahwa pengurangan ϕ secara datar mungkin terlalu konservatif dalam kasus kegagalan geser lokal dan geser tusukan. Dia mengusulkan persamaan berikut untuk faktor pengurangan yang bervariasi dengan kepadatan relatif D_r:

$$\phi^* = \tan^{-1}\left((0.67 + D_r - 0.75D_r^2) \tan \phi\right) \quad (\text{untuk } 0 < D_r < 0.67) \tag{6.6}$$

Permukaan Air Tanah

Kapasitas daya dukung ultimate harus selalu diperkirakan dengan mengasumsikan permukaan air tanah tertinggi yang diantisipasi. Berat satuan efektif γ_e harus digunakan dalam istilah qN_q dan $0.5\gamma B$. Seperti yang diilustrasikan pada Gambar 6.5, berat satuan rata-rata tertimbang untuk istilah $0.5\gamma B$ dapat ditentukan sebagai berikut:



Gambar 6.5 Sketsa definisi pembebanan dan dimensi untuk pondasi yang dikenai beban eksentrik atau miring. (Setelah AASHTO, 1997.)

$$\gamma = \begin{cases} \gamma_{avg} & untuk\ d_w \geq B \\ \gamma' + (d_w/B)(\gamma_{avg} - \gamma') & untuk 0 < d_w < B \\ \gamma' & untuk\ d \leq 0 \end{cases} \tag{6.7}$$

Beban Eksentrik

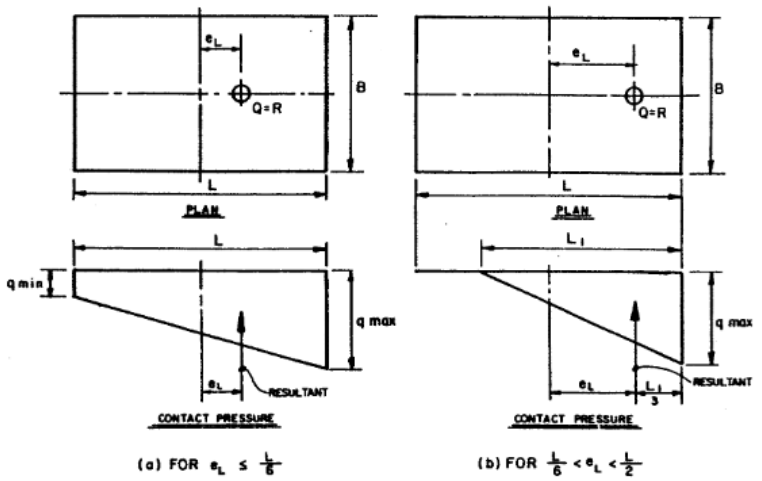
Untuk pondasi dengan eksentrisitas, dimensi pondasi efektif dapat ditentukan sebagai berikut:

$$A_f = B'L' \tag{6.8}$$

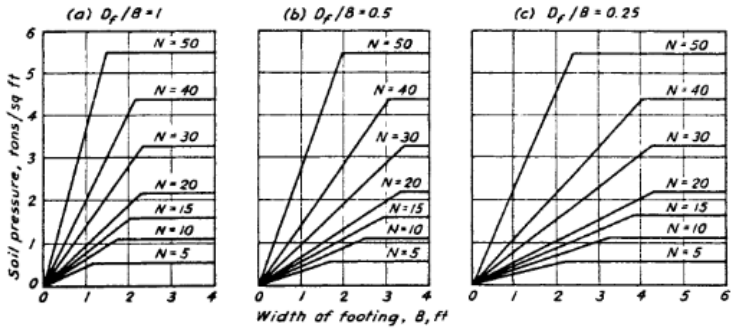
di mana $L = L - 2e_L$ dan $B = B - 2e_B$. Lihat Gambar 6.5 untuk definisi pembebanan dan dimensi pondasi. Misalnya, distribusi tekanan kontak aktual untuk pondasi kaku dengan pembebanan eksentrik pada arah L (Gambar 6.6) dapat diperoleh sebagai berikut:

$$q_{min}^{max} = P[1 \pm 6e_L/L]/\text{BL} \quad (\text{untuk } e_L < L/6) \tag{6.9}$$

$$q_{min}^{max} = \begin{cases} 2P/[3B(L/2 - e_L)] \\ 0 \end{cases} \quad (untuk\ L/6 < e_L < L/2) \tag{6.10}$$



Gambar 6.6 Tekanan kontak untuk pondasi yang diberi beban eksentrik terhadap satu sumbu. (Setelah AASHTO 1997.)



Gambar 6.7 Bagan desain untuk proporsi pondasi dangkal di atas pasir. (a) Alas persegi panjang; (b) alas bulat. (Setelah Peck et al.)

Tekanan kontak untuk pondasi dengan pembebanan eksentrik pada arah B dapat ditentukan menggunakan persamaan di atas dengan mengganti suku L dengan B dan suku B dengan L. Untuk eksentrisitas di kedua arah, referensi tersedia di AASHTO.

Kapasitas Dukung pada Pasir dari Uji Penetrasi Standar (SPT)

Terzaghi dan Peck mengusulkan metode menggunakan jumlah pukulan SPT untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimate untuk pondasi pada pasir. Dimodifikasi oleh Peck dkk, metode ini disajikan dalam bentuk grafik yang ditunjukkan pada Gambar 6.7. Untuk kombinasi lebar pondasi dan jumlah pukulan SPT tertentu, grafik dapat digunakan untuk menentukan tekanan dukung ultimate yang terkait dengan penurunan 25,4 mm (1.0 in.). Grafik desain berlaku untuk pondasi dangkal $(D_f \leq B)$ yang berada di atas pasir dengan muka air tanah pada kedalaman yang besar. Demikian pula, Meyerhof menerbitkan rumus berikut untuk memperkirakan kapasitas daya dukung ultimate menggunakan jumlah pukulan SPT:

$$q_{ult} = N'_{avg} \frac{B}{10}\left(C_{w1} + C_{w2}\frac{D_f}{B}\right) R_I \tag{6.11}$$

Tabel 6.6 Faktor Kemiringan Beban (R1)

Untuk Pondasi Persegi						
Faktor Kemiringan Beban (R_I)						
H/V	$D_f/B = 0$		$D_f/B = 1$			$D_f/B = 3$
0.10	0.75		0.80			0.85
0.15	0.65		0.75			0.80
0.20	0.55		0.65			0.70
0.25	0.50		0.55			0.65
0.30	0.40		0.50			0.55
0.35	0.35		0.45			0.50
0.40	0.30		0.35			0.45
0.45	0.25		0.30			0.40
0.50	0.20		0.25			0.30
0.55	0.15		0.20			0.25
0.60	0.10		0.15			0.20
Untuk Pondasi Persegi Panjang						
Faktor Kemiringan Beban (R_I)						
H/H	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0.10	0.70	0.75	0.80	0.80	0.85	0.90
0.15	0.60	0.65	0.70	0.70	0.80	0.85
0.20	0.50	0.60	0.65	0.65	0.70	0.75
0.25	0.40	0.50	0.55	0.55	0.65	0.70
0.30	0.35	0.40	0.50	0.50	0.60	0.65
0.35	0.30	0.35	0.40	0.40	0.55	0.60
0.40	0.25	0.30	0.35	0.35	0.50	0.55
0.45	0.20	0.25	0.30	0.30	0.45	0.50
0.50	0.15	0.20	0.25	0.25	0.35	0.45
0.55	0.10	0.15	0.20	0.20	0.30	0.40
0.60	0.05	0.10	0.15	0.15	0.25	0.35

Setelah Barker dkk.

$$\begin{cases} C_{w1} = C_{w2} = 0.5 & untuk\ D_w = 0 \\ C_{w1} = C_{w2} = 1.0 & untuk\ D_w \geq D_f = 1.5B \\ C_{w1} = 0.5 \text{ and } C_{w2} = 1.0 & untuk\ D_w = D_f \end{cases} \tag{6.12}$$

N'_{avg} adalah nilai rata-rata jumlah pukulan SPT, yang ditentukan dalam rentang kedalaman dari dasar pondasi hingga $1.5B$ di bawah pondasi. Pada pasir jenuh yang sangat halus atau berlempung, jumlah pukulan SPT yang diukur (N) dikoreksi untuk efek perendaman sebagai berikut:

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \text{ untuk } N > 15 \tag{6.13}$$

Kapasitas Dukung dari Uji Penetrasi Kerucut (CPT)

Meyerhof mengusulkan hubungan antara kapasitas dukung maksimum dan resistensi penetrasi kerucut pada pasir:

$$q_{ult} = q_c \frac{B}{40}\left(C_{w1} + C_{w2}\frac{D_f}{B}\right) R_I \tag{6.14}$$

di mana q_c adalah nilai rata-rata resistensi penetrasi kerucut yang diukur pada kedalaman dari dasar pondasi hingga 1,5B di bawah dasar pondasi. C_{w1}, C_{w2}, dan R_I sama dengan yang didefinisikan dalam Persamaan (6.11).

Schmertmann merekomendasikan korelasi nilai kapasitas daya dukung ultimat dengan resistensi penetrasi kerucut pada tanah liat seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.7.

Tabel 6.7 Korelasi antara Kapasitas Daya Dukung Ultimat (q_{ult}) dan Resistensi Penetrasi Kerucut (q_c)

q_c (kg/cm^2 atau ton $/ft^2$)	qult (ton/ft^2)	
	Pondasi Jalur	Pondasi Persegi
10	5	9
20	8	12
30	11	16
40	13	19
50	15	22

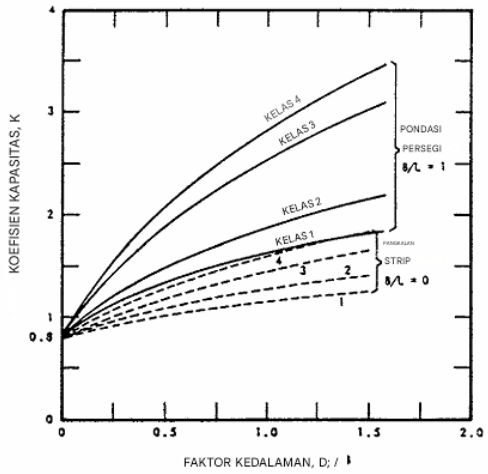
Setelah Schmertmann dan Awkati, 1970.

Kapasitas Dukung dari Uji Pengukur Tekanan (PMT)

Menard, Baguelin et al., dan Briaud mengusulkan penggunaan tekanan batas yang diukur dalam PMT untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimate:

$$q_{ult} = \mathrm{r}_0 + \kappa(p_1 - p_0) \tag{6.15}$$

di mana r_0 adalah tekanan vertikal total awal pada level pondasi, κ adalah koefisien daya dukung tak berdimensi dari Gambar 6.8, p_1 adalah tekanan batas yang diukur dalam PMT pada kedalaman dari 1.5B di atas hingga 1.5B di bawah level pondasi, dan p_0 adalah tekanan horizontal total pada kedalaman tempat PMT dilakukan.



Tanah Jenis	Konsistensi atau Kepadatan	$(p_1 - p_0)\ (tsf)$	Kelas
tanah liat	lunak hingga sangat keras dan kaku	<12 8 – 40	1 2
pasir dan kerikil	longgar sedang hingga padat sangat padat	4 – 8 10 – 20 30 – 60	2 3 4
lanau	longgar hingga padat sedang	<7 12 – 30	1 2
batu	kekuatan yang sangat rendah kekuatan rendah sedang hingga tinggi kekuatan	10 – 30 30 – 60 60 – 100	2 3 4

Gambar 6.8 Nilai koefisien kapasitas empiris, κ. (Setelah Canadian Geotechnical Society.)

Kapasitas Dukung Menurut Kode Bangunan

Rekomendasi untuk kapasitas dukung pondasi dangkal tersedia di sebagian besar kode bangunan. Nilai perkiraan kapasitas dukung yang diizinkan untuk pondasi telapak dimaksudkan untuk desain awal ketika investigasi spesifik lokasi tidak dibenarkan. Kapasitas dukung perkiraan biasanya tidak mencerminkan ukuran, bentuk, dan kedalaman pondasi, muka air tanah setempat, atau potensi penurunan.

Oleh karena itu, desain pondasi menggunakan prosedur tersebut dapat terlalu konservatif dalam beberapa kasus atau tidak aman dalam kasus lain. Praktik yang direkomendasikan adalah menggunakan kapasitas dukung perkiraan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6.8 untuk desain pondasi awal dan untuk menyelesaikan desain menggunakan metode yang andal dalam pembahasan sebelumnya.

Kapasitas Dukung Prediksi vs. Hasil Uji Beban

Jelas, metode yang paling andal untuk mendapatkan kapasitas dukung ultimate adalah dengan melakukan uji beban pondasi skala penuh di lokasi proyek. Detail prosedur pengujian telah distandarisasi sebagai ASTM D1194. Uji beban biasanya tidak dilakukan karena sangat mahal dan tidak praktis untuk desain rutin. Namun, menggunakan hasil uji beban untuk dibandingkan dengan kapasitas dukung prediksi merupakan alat penting untuk memverifikasi

keakuratan dan keandalan berbagai prosedur prediksi. Perbandingan antara kapasitas dukung prediksi dan hasil delapan uji beban yang dilakukan oleh Milovic dirangkum dalam Tabel 6.9.

Baru-baru ini, pengujian beban lima pondasi persegi skala besar (1 hingga 3 m) di atas pasir dilakukan di Situs Eksperimental Geoteknik Nasional Universitas Texas A&M. Salah satu tujuan utama pengujian ini adalah untuk mengevaluasi berbagai prosedur yang digunakan untuk memperkirakan kapasitas dukung dan penurunan pondasi dangkal. Sebuah acara prediksi internasional diselenggarakan oleh Divisi Teknik Geoteknik ASCE, yang menerima total 31 prediksi (16 dari akademisi dan 15 dari konsultan) dari Israel, Australia, Jepang, Kanada, Amerika Serikat, Hong Kong, Brasil, Prancis, dan Italia. Perbandingan nilai prediksi dan nilai terukur daya dukung menggunakan berbagai prosedur dirangkum dalam Tabel 6.10 hingga 6.12.

Dari perbandingan tersebut, dapat disimpulkan bahwa metode prediksi penurunan yang paling akurat adalah Schmertmann-DMT (1986) dan Peck dan Bazarra (1967) meskipun keduanya cenderung tidak konservatif. Metode yang paling konservatif adalah Briaud dan Burland dan Burbidge. Metode prediksi daya dukung yang paling akurat adalah metode $0.2q_c$ (CPT).

Tabel 6.8 Nilai Perkiraan Daya Dukung yang Diizinkan untuk Pondasi Sebar

Jenis Bahan Bantalan	Konsistensi di Tempat	qult (ton/ft^2)	
		Jangkauan	Nilai yang Direkomendasikan untuk Penggunaan
Batuan beku dan metamorf kristal masif: granit, diorit, basal, gneiss, konglomerat yang disemen secara sempurna (kondisi baik memungkinkan retakan kecil)	Musik rock dengan suara keras	60 – 100	80
Batuan metamorf berfoliasi: batu tulis, sekis (kondisi baik memungkinkan adanya retakan kecil)	Batuan dengan suara sedang-keras	30 – 40	35
Batuan sedimen: serpihan keras yang disemen, batuan lanau, batupasir, batu kapur tanpa rongga.	Batuan dengan suara sedang-keras	15 – 25	20
Batuan dasar yang lapuk atau pecah dari jenis apa pun kecuali batuan yang sangat lempung (serpih); RQD kurang dari 25	Batu lunak	8 – 12	10
Batuan serpih padat atau batuan lempung lainnya yang sangat kaya lempung dalam kondisi baik	Batu lunak	8 – 12	10
Campuran tanah berbutir halus dan kasar yang tergradasi dengan baik tanah: endapan glasial, lapisan keras, lempung berbatu (GW, GC, GC, SC)	Sangat ringkas	8 – 12	10
Kerikil, campuran kerikil-pasir, campuran kerikil batu besar (SW, SP)	Sangat ringkas	6 – 10	7
	Sedang hingga kompak	4 – 7	5
	Longgar	2 – 5	3

Pasir kasar hingga sedang, pasir dengan sedikit kerikil (SW, SP)	Sangat ringkas	4 – 6	4
	Sedang hingga kompak	2 – 4	3
	Longgar	1 – 3	1.5
Pasir halus hingga sedang, pasir berlempung atau lempung sedang pasir kasar (SW, SM, SC)	Sangat ringkas	3 – 5	3
	Sedang hingga kompak	2 – 4	2.5
	Longgar	1 – 2	1.5
Tanah liat anorganik homogen, tanah liat berpasir atau lempung berlumpur (CL, CH)	Sangat kaku hingga keras	3 – 6	4
	Sedang hingga kaku	1 – 3	2
	Lembut	0.5 – 1	0.5
Lumpur anorganik, lumpur berpasir atau lempung, lumpur berlapis pasir lempung halus	Sangat kaku hingga keras	2 – 4	3
	Sedang hingga kaku	1 – 3	1.5
	Lembut	0.5 – 1	0.5

Catatan:

1. Variasi tekanan dukung yang diizinkan untuk ukuran, kedalaman, dan susunan pondasi diberikan pada Tabel 2 NAFVAC.
2. Timbunan yang dipadatkan, ditempatkan dengan kontrol kelembaban, kepadatan, dan ketebalan lapisan, memiliki tekanan dukung yang diizinkan setara dengan tanah alami.
3. Tekanan dukung yang diizinkan pada tanah berbutir halus yang mudah terkompresi umumnya dibatasi oleh pertimbangan penurunan keseluruhan struktur.
4. Tekanan dukung yang diizinkan pada tanah organik atau timbunan yang tidak dipadatkan ditentukan dengan investigasi kasus individual.
5. Jika nilai rekomendasi yang tercantum untuk batuan melebihi kekuatan tekan tak terkekang dari spesimen utuh, tekanan yang diizinkan sama dengan kekuatan tekan tak terkekang.

Setelah NAVFAC.

Tabel 6.9 Perbandingan Kapasitas Dukung Teoritis yang Dihitung dan Nilai Eksperimental Milovic dan Muh

Metode Kapasitas Dukung	Tes							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	D = 0.0 m	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.0	0.3
	B = 0.5 m	0.5	0.5	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	L = 2.0 m	2.0	2.0	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
	γ =15.69 kN/m^2	16.38	17.06	17.06	17.65	17.65	17.06	17.06
	Φ = 37°(38.5°)	35.5 (36.25)	38.5 (15.75)	38.5	22	25	20	20
	c = 6.37 kPa	3.92	7.8	7.8	12.75	14.7	9.8	9.8
Milovic (tes)					q_{ult} (kg/cm^2) 4.1	5.5	2.2	2.6
Muhs (tes)	q_{ult} (kg/cm^2) 10.8	12.2	24.2	33.0				
Pihak ketiga	9.4	9.2	22.9	19.7	4.3	6.5	2.5	2.9
Meyerhof	8.2	10.3	26.4	28.4	4.8	7.6	2.3	3.0
Hansen	7.2	9.8	23.7	23.4	5.0	8.0	2.2	3.1
Vesik	8.1	10.4	25.1	24.7	5.1	8.2	2.3	3.2
Balla	14.0	15.3	35.8	33.0	6.0	9.2	2.6	3.8

a Setelah Milovic (1965) tetapi semua metode dihitung ulang oleh penulis dan Vesic ditambahkan.
Catatan:
1. Φ = nilai triaksial Φ_{tr}; (nilai regangan bidang) = 1,5 Φ_{tr} - 17.
2. * = terbaik: Terzaghi = 4; Hansen = 2; Vesic = 1; dan Balla = 1.
Sumber: Bowles, J.E., Foundation Analysis and Design, edisi ke-5, McGraw-Hill, New York, 1996. Dengan izin.

6.5 DISTRIBUSI TEGANGAN AKIBAT TEKANAN PONDASI

Teori elastis sering digunakan untuk memperkirakan distribusi tegangan dan penurunan. Meskipun tanah umumnya diperlakukan sebagai material elastis-plastik, penggunaan teori elastis untuk menyelesaikan masalah terutama disebabkan oleh kesesuaian yang wajar antara kondisi batas untuk sebagian besar pondasi dan solusi elastis. Alasan lain adalah kurangnya ketersediaan alternatif yang dapat diterima. Pengamatan dan pengalaman menunjukkan bahwa praktik ini memberikan solusi yang memuaskan.

TABEL 6.10 Perbandingan Beban Terukur vs. Beban Prediksi Menggunakan Metode Prediksi Penurunan

Metode Prediksi	Beban yang Diprediksi (MN) @ s = 25 mm				
	Pondasi 1.0 m	Pondasi 1.5 m	Pondasi 2.5 m	Pondasi 3.0 m(n)	Pondasi 3.0 m(s)
Briaud	0.904	1.314	2.413	2.817	2.817
Burland dan Burbidge	0.699	1.044	1.850	2.367	2.367
De Beer	1.140	0.803	0.617	0.597	0.597
Menard and Rousseau	0.247	0.394	0.644	1.017	1.017
Meyerhof CPT	0.288	0.446	0.738	0.918	0.918
Meyerhof — SPT	0.195	0.416	1.000	1.413	1.413
Peck and Bazarra	1.042	1.899	4.144	5.679	5.679
Peck, Hansen & Thornburn	0.319	0.718	1.981	2.952	2.952
Schmertmann CPT	0.455	0.734	1.475	1.953	1.953
Schmertmann DMT	1.300	2.165	4.144	5.256	5.256
Schultze and Sherif	1.465	2.615	4.750	5.850	5.850
Terzaghi and Peck	0.287	0.529	1.244	1.476	1.476
Beban Terukur @ s = 25mm	0.850	1.500	3.600	4.500	4.500

Sumber: FHWA, Publikasi No. FHWA-RD-97-068, 1997.

Tabel 6.11 Perbandingan Beban Terukur vs. Beban Prediksi Menggunakan Metode Prediksi Kapasitas Dukung

Metode Prediksi	Kapasitas Dukung yang Diprediksi (MN)				
	Pondasi 1.1 m	Pondasi 1.5 m	Pondasi 2.6 m	Pondasi 3.0 m(n)	Pondasi 3.0 m(s)
Briaud — CPT	1.394	1.287	1.389	1.513	1.513
Briaud — PMT	0.872	0.779	0.781	0.783	0.783
Hansen	0.772	0.814	0.769	0.730	0.730
Meyerhof	0.832	0.991	1.058	1.034	1.034
Terzaghi	0.619	0.740	0.829	0.826	0.826
Vesic	0.825	0.896	0.885	0.855	0.855
Beban Terukur @ s = 150 mm					

Sumber: FHWA, Publikasi No. FHWA-RD-97-068, 1997.

Pondasi Semi-tak-tak, Elastis

Persamaan Bossinesq berdasarkan teori elastis adalah metode yang paling umum digunakan untuk memperoleh tegangan bawah permukaan yang dihasilkan oleh beban permukaan pada pondasi semi-tak-tak, elastis, isotropik, homogen, dan tanpa berat. Rumus dan plot persamaan Bossinesq untuk masalah desain umum tersedia di NAVFAC. Gambar 6.9 menunjukkan isobar bola tekanan untuk pondasi persegi dan menerus. Untuk geometri lainnya, lihat Poulos dan Davis.

Sistem Berlapis

Westergaard, Burmister, Sowers dan Vesic, Poulos dan Davis, dan Perloff membahas solusi untuk distribusi tegangan untuk lapisan tanah berlapis. Realitas geser antar lapisan sangat rumit karena nonlinieritas in situ dan ketidakseragaman material. Geser antar lapisan diasumsikan nol (tanpa gesekan) atau dengan kekakuan sempurna untuk mendapatkan solusi yang memungkinkan. Metode Westergaard mengasumsikan bahwa tanah yang dibebani dibatasi oleh lapisan horizontal yang berjarak rapat yang mencegah perpindahan horizontal. Gambar 6.10 hingga 6.12 dengan metode Westergaard dapat digunakan untuk menghitung tegangan vertikal pada tanah yang terdiri dari lapisan material lunak (longgar) dan kaku (padat) secara bergantian.

Tabel 6.12 Penentuan Metode Prediksi Terbaik

		Beban Prediksi Rata-rata/ Beban Terukur Rata-rata
	Metode Prediksi Pemukiman	
1	Briaud	0.66
2	Burland & Burbidge	0.62
3	De Beer	0.24
4	Menard and Rousseau	0.21
5	Meyerhof CPT	0.21
6	Meyerhof SPT	0.28
7	Peck and Bazarra	1.19
8	Peck, et al.	0.57
9	Schmertmann — CPT	0.42
10	Schmertmann — DMT	1.16
11	Shultze and Sherif	1.31
12	Terzaghi and Peck	0.32
	Metode Prediksi Kapasitas Dukung	
1	Briaud — CPT	1.08
2	Briaud — PMT	0.61
3	Hansen	0.58
4	Meyerhof	0.76
5	Terzaghi	0.59
6	Vesic	0.66

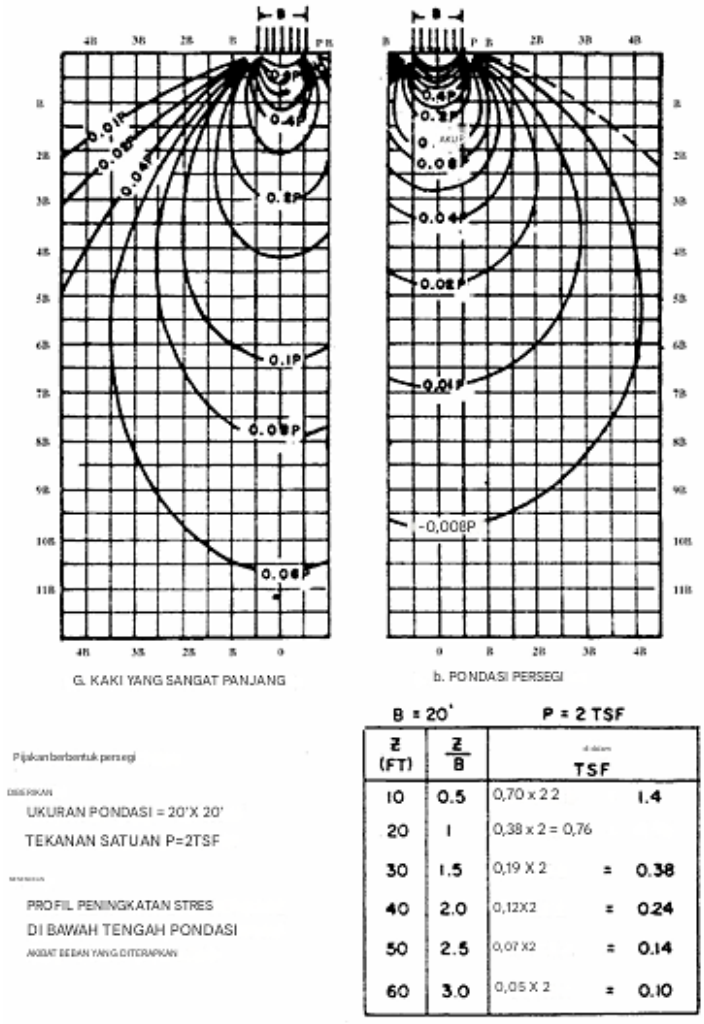
Sumber: FHWA, Publikasi No. FHWA-RD-97-068, 1997.

Metode Sederhana (Metode 2:1)

Dengan asumsi area yang dibebani meningkat secara sistematis dengan kedalaman, pendekatan yang umum digunakan untuk menghitung distribusi tegangan di bawah pondasi persegi atau persegi panjang adalah dengan menggunakan metode kemiringan 2:1 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.13. Terkadang sudut distribusi 60° (kemiringan 1.73 banding 1) dapat diasumsikan. Peningkatan tekanan Δq pada kedalaman z di bawah area yang dibebani karena beban dasar P adalah

$$\Delta q = \begin{cases} P/[(B+z)(L+z)] & (untuk\ pijakan\ persegi\ panjang) \\ P/(B+z)^2 & (untuk\ pijakan\ persegi) \end{cases} \tag{6.16}$$

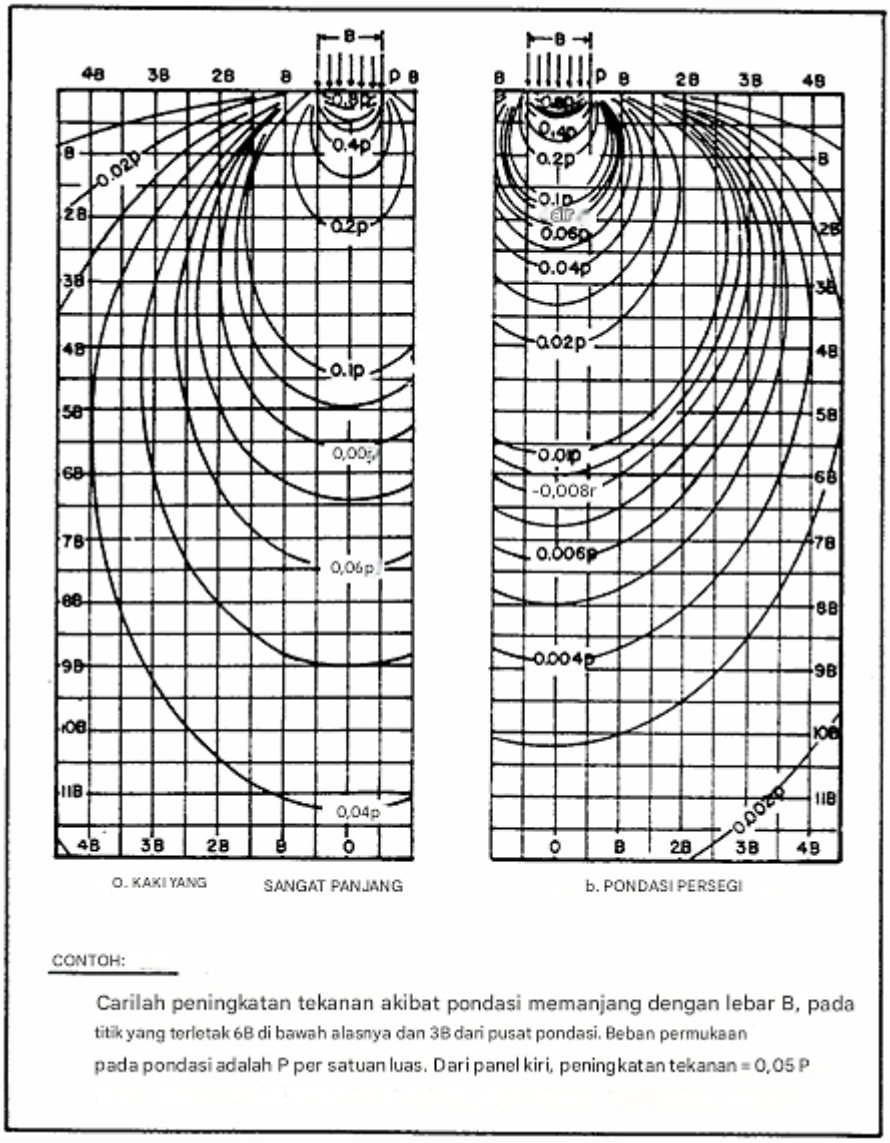
di mana simbol mengacu pada Gambar 6.14. Solusi dengan metode ini sangat sesuai dengan persamaan teoritis dari kedalaman z dari B hingga sekitar $4B$ tetapi tidak boleh digunakan untuk kedalaman z dari 0 hingga B. Perbandingan antara distribusi tegangan perkiraan yang dihitung dengan metode teoritis dan metode 2:1 diilustrasikan pada Gambar 6.15.



B = 20' P = 2 TSF

Z (FT)	Z/B	TSF	
10	0.5	0,70 x 2 2	1.4
20	1	0,38 x 2 = 0,76	
30	1.5	0,19 X 2	= 0.38
40	2.0	0,12X2	= 0.24
50	2.5	0,07 X2	= 0.14
60	3.0	0,05 X 2	= 0.10

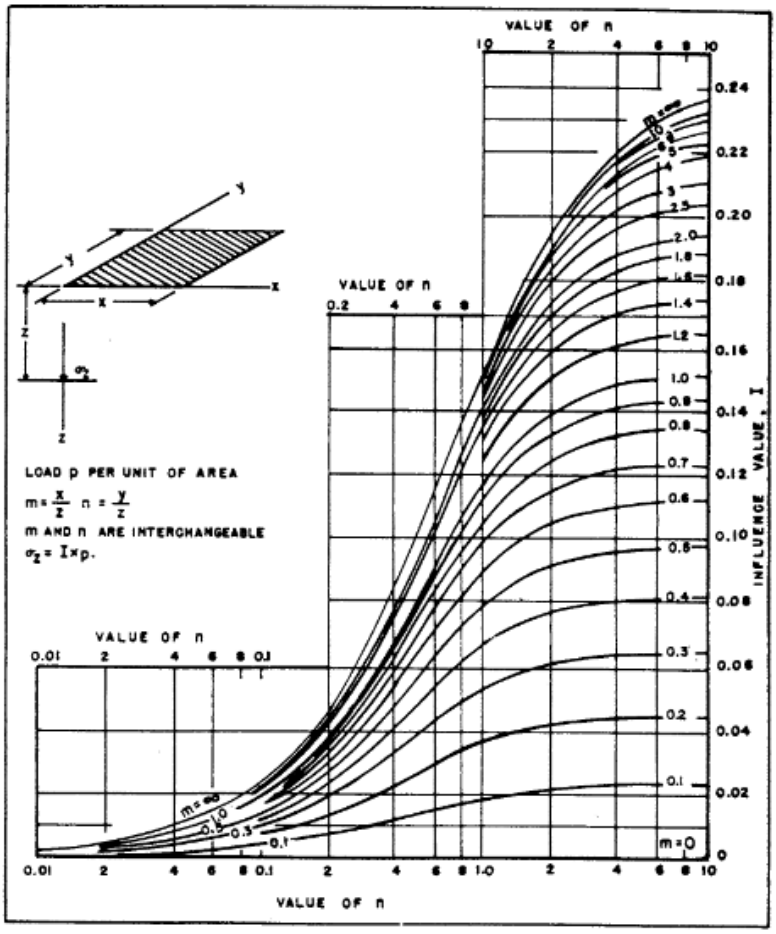
Gambar 6.9 Bola tekanan berdasarkan persamaan Bossinesq untuk pondasi persegi dan memanjang. (Setelah NAVFAC 7.01, 1986].)



Gambar 6.10 Kontur tegangan vertikal untuk pondasi persegi dan memanjang [Kasus Westerqaard]. (Setelah NAVFAC 7.01, 1986.)

6.6 PENURUNAN PONDASI DANGKAL

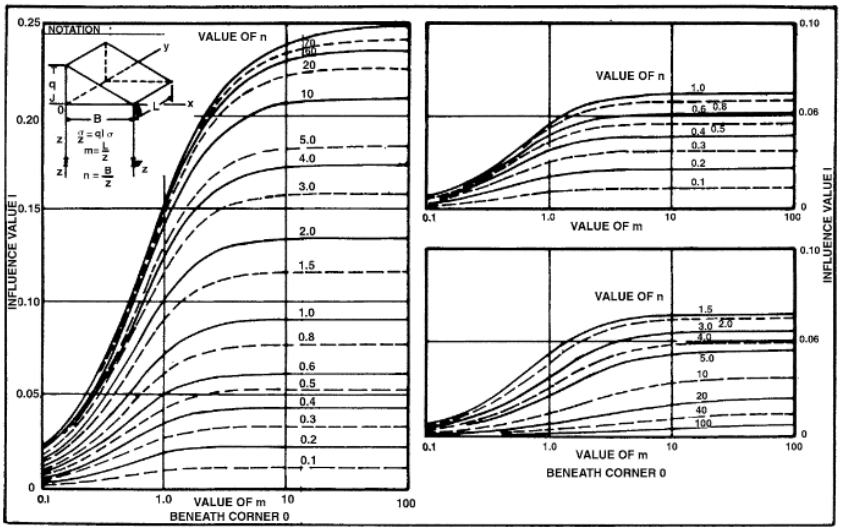
Beban yang diterapkan pada pondasi mengubah keadaan tegangan tanah di bawah pondasi. Perubahan tegangan ini dapat menghasilkan akumulasi kompresi elastis, distorsi, atau konsolidasi tanah di bawah pondasi yang bergantung pada waktu. Hal ini sering disebut sebagai penurunan pondasi. Deformasi elastis sebenarnya terdiri dari sebagian kecil penurunan, sedangkan komponen utama penurunan disebabkan oleh perubahan rasio rongga, penataan ulang partikel, atau penghancuran.



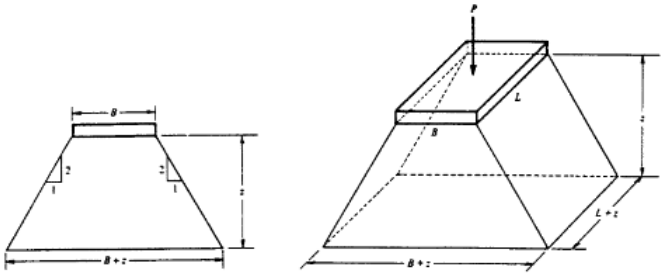
Gambar 6.11 Nilai pengaruh untuk tegangan vertikal di bawah sudut area persegi panjang yang dibebani secara seragam (Kasus Westerqaard). (Setelah NAVFAC.)

Oleh karena itu, sangat sedikit penurunan yang akan pulih meskipun beban yang diterapkan dihilangkan. Deformasi tanah yang tidak dapat dipulihkan mencerminkan hubungan tegangan-regangan elastis-plastik yang melekat. Keandalan estimasi penurunan dipengaruhi terutama oleh sifat tanah, pelapisan, riwayat tegangan, dan profil tegangan aktual di bawah beban yang diterapkan. Total penurunan dapat dinyatakan sebagai

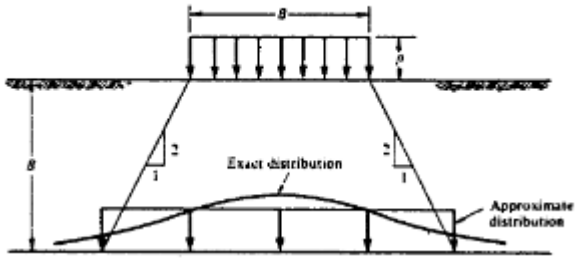
$$s = s_i + s_c + s_s \tag{6.17}$$



Gambar 6.12 Nilai pengaruh tegangan vertikal di bawah beban segitiga (Kasus Westerqaard). (Setelah NAVFAC.)



Gambar 6.14 Distribusi perkiraan tegangan vertikal akibat beban permukaan. (Setelah Perloff.)



Gambar 6.15 Hubungan antara tegangan vertikal di bawah area persegi yang dibebani secara seragam sebagaimana ditentukan oleh metode perkiraan dan eksak. (Setelah Perloff.)

di mana s adalah total penurunan, s_i adalah penurunan langsung atau distorsi, s_c adalah penurunan konsolidasi primer, dan s_s adalah penurunan sekunder. Riwayat waktu-penurunan pondasi dangkal diilustrasikan pada Gambar 6.15. Secara umum, penurunan langsung tidak elastis. Namun, sering disebut sebagai penurunan elastis karena teori elastis biasanya digunakan untuk perhitungan. Komponen penurunan langsung mengendalikan tanah tak

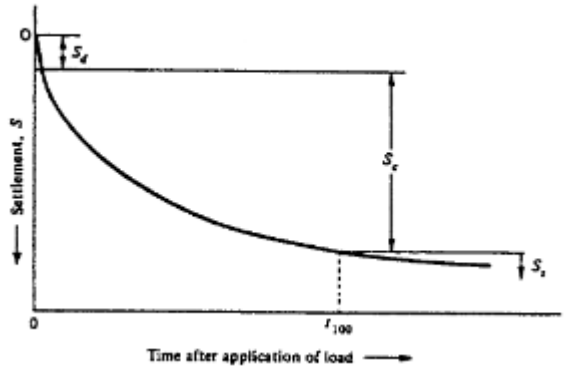
kohesif dan tanah kohesif tak jenuh, sedangkan kompresi konsolidasi menentukan pada tanah kohesif dengan derajat kejenuhan di atas 80%.

Penurunan Langsung dengan Metode Elastis

Berdasarkan teori elastis, Steinbrenner menyarankan bahwa penurunan langsung pondasi pada pasir dan lempung dapat diperkirakan berdasarkan modulus Young E tanah. Prosedur modifikasi yang dikembangkan oleh Bowles dapat digunakan untuk menghitung penurunan pondasi dengan dasar fleksibel pada setengah ruang. Persamaan penurunan dapat dinyatakan sebagai berikut

$$s_i = q_0 B'(1-\mu^2) m I_s I_F / E_s \tag{6.18}$$

$$I_s = n\big(I_1 + (1-2\mu) I_2/(1-\mu)\big) \tag{6.19}$$



Gambar 6.15 Skema sejarah waktu-penurunan pada titik tipikal di pondasi. (Setelah Perloff.)

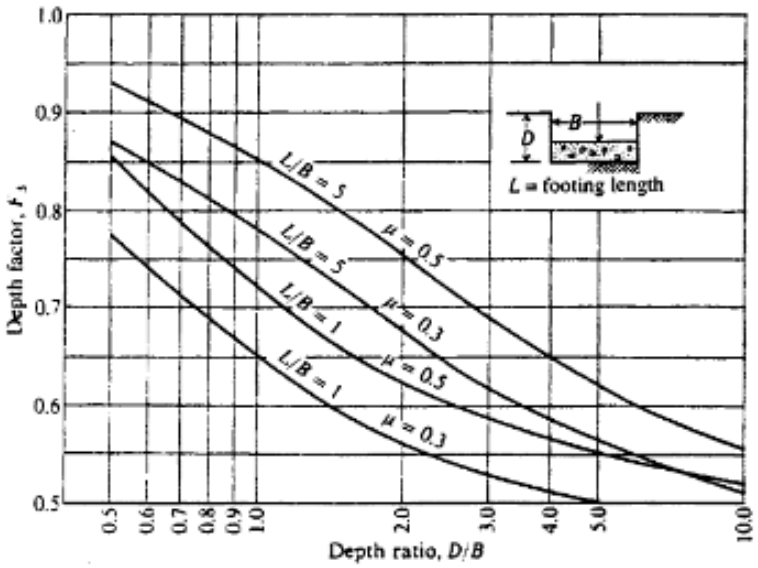
di mana q_0 adalah tekanan kontak, μ dan E_s adalah nilai rata-rata tertimbang dari rasio Poisson dan modulus Young untuk lapisan tekan, B adalah dimensi lateral terkecil dari area dasar kontribusi (konversi dasar bundar ke dasar persegi yang setara; $B = 0.5B$ untuk tengah dan $B = B$ untuk sudut I_i; $L' = 0.5L$ untuk tengah dan $L' = L$ untuk sudut I_i), I_i adalah faktor pengaruh yang bergantung pada dimensi pondasi, kedalaman penanaman dasar, ketebalan lapisan tanah, dan rasio Poisson (I_1 dan I_2 diberikan dalam Tabel 6.13 dan I_F diberikan dalam Gambar 6.16; $M = L'/B'$ dan $N = H/B'$), H adalah kedalaman lapisan yang menyebabkan penurunan (lihat pembahasan di bawah), m adalah jumlah sudut yang berkontribusi terhadap penurunan ($m = 4$ di tengah pondasi; $m = 2$ di sisi; dan $m = 1$ di sudut), dan n sama dengan 1.0 untuk pondasi fleksibel dan 0.93 untuk pondasi kaku.

Persamaan ini berlaku untuk lapisan tanah yang terdiri dari tanah tak kohesif dengan kadar air berapa pun atau tanah kohesif tak jenuh, yang dapat berupa organik atau anorganik. Tanah yang sangat organik (baik E_s maupun μ mengalami perubahan signifikan akibat kandungan organik yang tinggi) akan ditentukan oleh kompresi sekunder atau creep daripada penurunan langsung; oleh karena itu, penerapan persamaan di atas terbatas.

Saran dibuat oleh Bowles untuk menggunakan persamaan tersebut dengan tepat sebagai berikut: 1. Buat perkiraan terbaik tekanan kontak dasar $q0;2$. Identifikasi titik

penurunan yang akan dihitung dan bagi dasar (seperti yang digunakan dalam metode tegangan Newmark) sehingga titik tersebut berada di sudut atau sudut umum dari satu atau hingga empat area yang berkontribusi; 3. Tentukan kedalaman lapisan yang menyebabkan penurunan yang tidak mendekati tak terhingga melainkan pada kedalaman $z = 5B$ atau kedalaman di mana lapisan keras ditemukan (di mana F_s di lapisan keras sekitar $10E_s$ dari lapisan atas yang berdekatan); dan 4. Hitung rata-rata tertimbang E_s sebagai berikut:

$$E_{s,\text{avg}} = \sum_{n}^{1} H_l E_{sl} \,/\, \sum_{n}^{1} H_l \tag{6.20}$$



Gambar 6.16 Faktor pengaruh I_F untuk pondasi pada kedalaman D (gunakan dimensi lebar dan kedalaman pondasi sebenarnya untuk rasio D/B ini). (Setelah Bowles.)

Penurunan Pondasi Dangkal di Atas Pasir

Metode SPT

D'Appolonio et al. mengembangkan persamaan berikut untuk memperkirakan penurunan pondasi di atas pasir menggunakan data SPT:

$$s = \mu_0 \mu_1 pB/M \tag{6.21}$$

di mana μ_0 dan μ_1 adalah faktor pengaruh penurunan yang bergantung pada geometri pondasi, kedalaman penanaman, dan kedalaman lapisan yang relatif tidak dapat dikompresi (Gambar 6.17), p adalah tekanan rata-rata yang diterapkan di bawah beban layanan dan M adalah modulus kompresibilitas. Korelasi antara M dan jumlah pukulan SPT rata-rata diberikan pada Gambar 6.18.

Tabel 6.13 Nilai I2 dan I2 untuk Menghitung Faktor Pengaruh seperti yang Digunakan dalam Persamaan (6.21)

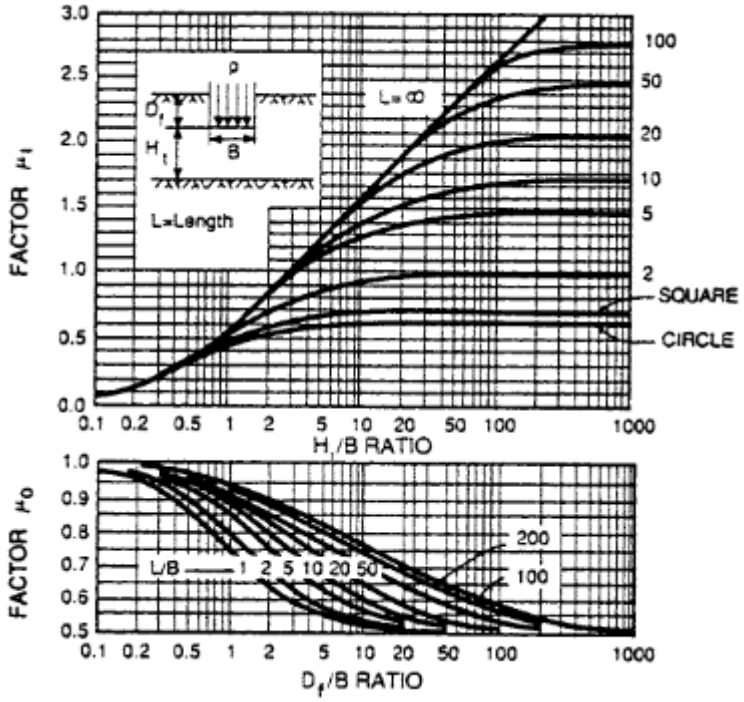
N	M – 1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	I_1 – 0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
	I_2 – 0.041	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
0.4	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
	0.066	0.068	0.069	0.070	0.070	0.071	0.071	0.072	0.072	0.073	0.073
0.6	0.066	0.064	0.063	0.061	0.060	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
	0.079	0.081	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089	0.090	0.091	0.091	0.092
0.8	0.104	0.102	0.100	0.098	0.096	0.095	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089
	0.083	0.087	0.090	0.093	0.095	0.097	0.098	0.100	0.101	0.102	0.103
1.0	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.100	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109
1.5	0.224	0.224	0.224	0.223	0.222	0.220	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213
	0.075	0.080	0.084	0.089	0.093	0.096	0.099	0.102	0.105	0.108	0.110
2.0	0.285	0.288	0.290	0.292	0.292	0.292	0.292	0.292	0.291	0.290	0.289
	0.064	0.069	0.074	0.078	0.083	0.086	0.090	0.094	0.097	0.100	0.102
3.0	0.363	0.372	0.379	0.384	0.389	0.393	0.396	0.398	0.400	0.401	0.402
	0.048	0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084
4.0	0.408	0.421	0.431	0.440	0.448	0.455	0.460	0.465	0.469	0.473	0.476
	0.037	0.041	0.044	0.048	0.051	0.054	0.057	0.060	0.063	0.066	0.069
5.0	0.437	0.452	0.465	0.477	0.487	0.496	0.503	0.510	0.516	0.522	0.526
	0.031	0.034	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.050	0.053	0.055	0.058
6.0	0.457	0.474	0.489	0.502	0.514	0.524	0.534	0.542	0.550	0.557	0.563
	0.026	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.040	0.043	0.045	0.047	0.050
7.0	0.471	0.490	0.506	0.520	0.533	0.545	0.556	0.566	0.575	0.583	0.590
	0.022	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043
8.0	0.482	0.502	0.519	0.534	0.549	0.561	0.573	0.584	0.594	0.602	0.611
	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.036	0.038
9.0	0.491	0.511	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.598	0.609	0.618	0.627
	0.017	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028	0.029	0.031	0.033	0.034
10.0	0.498	0.519	0.537	0.554	0.570	0.584	0.597	0.610	0.621	0.631	0.641
	0.016	0.017	0.019	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031
20.0	0.529	0.553	0.575	0.595	0.614	0.631	0.647	0.662	0.677	0.690	0.702
	0.008	0.009	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014	0.015	0.016
500	0.560	0.587	0.612	0.635	0.656	0.677	0.696	0.714	0.731	0.748	0.763
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
0.2	I_1 – 0.007	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
	I_2 – 0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
0.4	0.026	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024	0.024
	0.074	0.075	0.075	0.075	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.053	0.051	0.050	0.050	0.050	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
	0.094	0.097	0.097	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098
0.8	0.086	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079
	0.107	0.111	0.112	0.113	0.113	0.113	0.113	0.114	0.114	0.014	0.014
1.0	0.121	0.115	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
	0.114	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.5	0.207	0.197	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
	0.118	0.130	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
2.0	0.284	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
	0.114	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
3.0	0.402	0.392	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
	0.097	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
4.0	0.484	0.484	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
	0.082	0.110	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5.0	0.553	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
	0.070	0.098	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
6.0	0.585	0.609	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
	0.060	0.087	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157

Tabel 6.13 (lanjutan) Nilai I2 dan I2 untuk Menghitung Faktor Pengaruh seperti yang Digunakan dalam Persamaan (6.21)

N	M = 1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
7.0	0.618	0.653	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
	0.053	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8.0	0.643	0.688	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
	0.047	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9.0	0.663	0.716	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
	0.042	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10.0	0.679	0.740	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
	0.038	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.122	0.147	0.156	0.158
20.0	0.756	0.856	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
	0.020	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
500.0	0.832	0.977	1.046	1.102	1.150	1.191	1.227	1.259	2.532	1.721	1.879
	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.008	0.016	0.031

Sumber: Bowles, J.E., Foundation Analysis and Design, edisi ke-5, McGraw-Hill, New York, 1996. Dengan izin.

Barker dkk. membahas prosedur yang umum digunakan untuk memperkirakan penurunan pondasi di atas pasir menggunakan jumlah pukulan SPT yang dikembangkan oleh Terzaghi dan Peck dan Bazaraa.



Gambar 6.17 Faktor pengaruh penurunan μ_0 dan μ_1 untuk prosedur D'Appolonia et al. (Setelah D'Appolonia et al.)

Metode CPT

Schmertmann mengembangkan prosedur untuk memperkirakan penurunan pondasi di atas pasir menggunakan data CPT. Metode CPT ini menggunakan resistensi penetrasi kerucut, q_c, sebagai ukuran kekakuan (kompresibilitas) tanah di tempat. Metode Schmertmann dinyatakan sebagai berikut

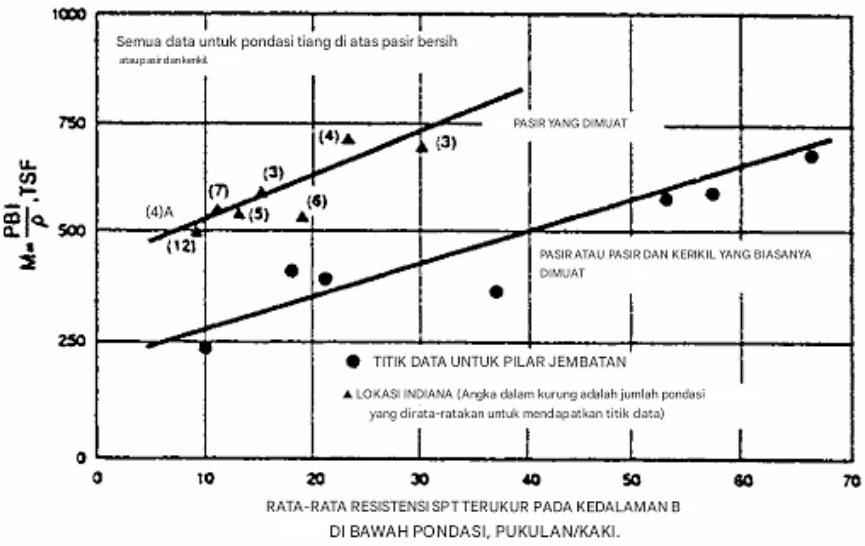
$$s = C_1 C_2 \Delta p \sum (I_z/E_s)_i \Delta z_i \tag{6.22}$$

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\Delta p}\right) \geq 0.5 \tag{6.23}$$

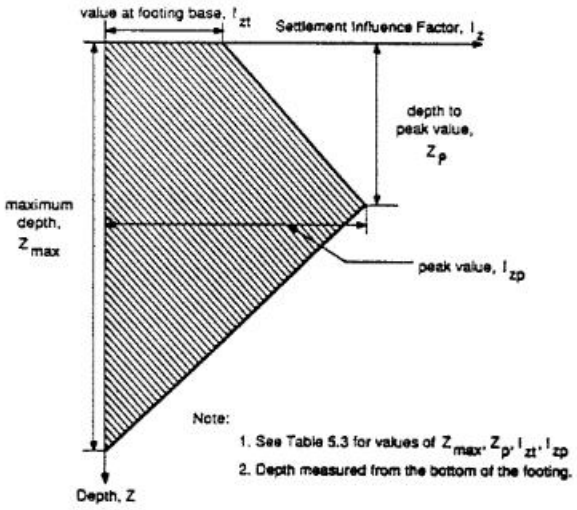
$$C_2 = 1 + 0.2\log\left(t_{yr}/0.1\right) \tag{6.24}$$

$$E_s \begin{cases} 2.5q_c & untuk\ pondasi\ persegi\ (kondisi\ aksisimetris) \\ 3.5q_c & untuk\ pondasi\ menerus\ dengan\ L/B \geq 10\ (kondisi\ regangan\ bidang) \\ [2.5 + (L/B - 1)/9]q_c & untuk\ pondasi\ dengan\ 1 \geq L/B \geq 10 \end{cases} \tag{6.25}$$

di mana $\Delta p = \sigma'_{vf} - \sigma'_{v0}$ adalah tekanan beban bersih pada tingkat pondasi, σ'_{v0} adalah tegangan beban in situ efektif awal di bagian bawah pondasi, σ'_{vf} adalah tegangan beban in situ efektif akhir di bagian bawah pondasi, I_z adalah faktor pengaruh regangan seperti yang didefinisikan pada Gambar 6.19 dan Tabel 6.14, Es adalah modulus Young yang sesuai di tengah lapisan ke-i dengan ketebalan Δz_i, C_1 adalah faktor koreksi tekanan, C_2 adalah faktor laju waktu (sama dengan 1 untuk perhitungan penurunan langsung atau jika tekanan lateral kurang dari tekanan rambatan yang ditentukan dari uji pengukur tekanan), q_c adalah resistensi penetrasi kerucut, dalam satuan tekanan, dan Δz adalah ketebalan lapisan.



Gambar 6.18 Korelasi antara modulus kompresibilitas dan nilai rata-rata jumlah pukulan SPT. (Setelah D'Appolonia et al.)



Gambar 6.19 Variasi faktor pengaruh penurunan yang ditingkatkan oleh Schmertmann dengan kedalaman. (Setelah Schmertmann dkk.)

Studi terbaru oleh Tan dan Duncan telah membandingkan penurunan terukur dengan penurunan yang diprediksi menggunakan berbagai prosedur untuk pondasi di atas pasir. Studi ini menyimpulkan bahwa metode yang memprediksi penurunan yang mendekati rata-rata penurunan terukur cenderung meremehkan penurunan setengah dari waktu dan melebih-lebihkannya setengah dari waktu.

Metode konservatif (terutama Terzaghi dan Peck) cenderung melebih-lebihkan penurunan lebih dari setengah waktu dan meremehkannya lebih jarang. Di sisi lain, ada pertukaran antara akurasi dan keandalan. Metode yang relatif akurat seperti metode D'Appolonia dkk. menghitung penurunan yang hampir sama dengan nilai rata-rata penurunan aktual, tetapi meremehkan penurunan setengah dari waktu (keandalan 50%).

Tabel 6.14 Koefisien untuk Mendefinisikan Dimensi Diagram Faktor Pengaruh Penurunan yang Ditingkatkan Schmertmann pada Gambar 6.20

L/B	Kedalaman Pengaruh Maksimum z_{max}/B	Kedalaman hingga Nilai Puncak z_p/B	Nilai dari I_z di Top I_{zt}	Nilai Puncak Faktor Pengaruh Stres I_{zp}			
				$\frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}} = 1$	$\frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}} = 2$	$\frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}} = 4$	$\frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}} = 10$
1	2.00	0.50	0.10	0.60	0.64	0.70	0.82
2	2.20	0.55	0.11	0.60	0.64	0.70	0.82
4	2.65	0.65	0.13	0.60	0.64	0.70	0.82
8	3.55	0.90	0.18	0.60	0.64	0.70	0.82
≥10	4.00	1.00	0.20	0.60	0.64	0.70	0.82

Untuk memastikan bahwa penurunan yang dihitung sama atau melebihi penurunan yang diukur sekitar 90% dari waktu (keandalan 90%), faktor penyesuaian dua harus diterapkan pada penurunan yang diprediksi oleh metode D'Appolonia dkk. Tabel 6.15 menunjukkan nilai faktor penyesuaian untuk keandalan 50% dan 90% dalam penurunan yang diprediksi menggunakan metode Terzaghi dan Peck, D'Appolonia dkk., dan Schmertmann.

Tabel 6.15 Nilai Faktor Penyesuaian untuk Keandalan 50% dan 90% dalam Estimasi Perpindahan

Metode	Jenis Tanah	Faktor Penyesuaian	
		Untuk Keandalan 50%	Untuk Keandalan 90%
Terzaghi and Peck	Pasir	0.45	1.05
Schmertmann	Pasir	0.60	1.25
D'Appolonia et al.	Pasir	1.00	2.00

Tabel 6.16 Beberapa Persamaan Empiris untuk C_c dan C_α

Indeks Kompresi	Sumber	Komentar
$C_c = 0.009(LL - 10)$	Terzaghi and Peck	$S_t \leq 5, LL < 100$
$C_c = 0.2343e_0$	Nagaraj and Murthy	
$C_c = 0.5G_s(PI/100)$	Worth and Wood	Model tanah liat cam yang dimodifikasi
$C_c = PI/74$	EPRI	
$C_c = 0.37(e_0 + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	Azzouz et al.	Analisis statistik
Indeks Rekompresi	Sumber	
$C_r = 0.0463w_L G_s$	Nagaraj and Murthy	

Penurunan Pondasi Dangkal di Tanah Lempung

Penurunan Langsung

Penurunan langsung pondasi dangkal di tanah lempung dapat diperkirakan.

Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi bergantung pada waktu dan dapat diperkirakan menggunakan teori konsolidasi satu dimensi. Penurunan konsolidasi dapat dihitung sebagai berikut

$$S_c \begin{cases} \dfrac{H_c}{1+e_0}\left[C_r \log\left(\dfrac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \log\left(\dfrac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}\right)\right] & (untuk\ tanah\ OC, yaitu, \sigma'_p > \sigma'_{v0}) \\ \dfrac{H_c}{1+e_0} C_c \log\left(\dfrac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}\right) & (untuk\ tanah\ NC, yaitu, \sigma'_p > \sigma'_{v0}) \end{cases} \quad (6.26)$$

di mana H_c adalah tinggi lapisan kompresibel, e_0 adalah rasio rongga pada tegangan efektif vertikal awal, C_γ adalah indeks rekompresi (lihat Tabel 6.16), C_c adalah indeks kompresi (lihat Tabel 6.16), σ'_p adalah tegangan efektif vertikal maksimum yang telah lewat, σ'_{v0} adalah tegangan efektif vertikal awal, σ'_{vf} adalah tegangan efektif vertikal akhir.

Tanah kohesif yang sangat kompresibel jarang dipilih untuk menempatkan pondasi jembatan di mana jumlah penurunan yang dapat ditoleransi relatif kecil. Pra-pembebanan atau pembebanan tambahan untuk menghasilkan konsolidasi yang lebih cepat telah banyak digunakan untuk pondasi pada tanah kompresibel. Sistem pondasi alternatif akan sesuai jika diperkirakan akan terjadi penurunan konsolidasi yang besar.

Tabel 6.17 Indeks Kompresi Sekunder

C_α/C_c	Bahan
0.02 ± 0.01	Tanah berbutir termasuk timbunan batuan
0.03 ± 0.01	Serpihan dan batulumpur
0.04 ± 0.01	Tanah liat dan lanau anorganik
0.05 ± 0.01	Tanah liat dan lanau organik
0.06 ± 0.01	Gambut dan rawa gambut

Sumber: Terzaghi, I. dkk., Mekanika Tanah dalam Praktik Rekayasa, edisi ke-3, John Wiley & Sons, New York, 1996. Dengan izin.

Penurunan Sekunder

Penurunan pondasi pada tanah kohesif yang berlanjut setelah konsolidasi primer disebut penurunan sekunder. Penurunan sekunder berkembang dengan laju yang lambat dan terus menurun, dan dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$s_s = C_\alpha H_t \log \frac{t_{sc}}{t_p} \tag{6.28}$$

di mana C_α adalah koefisien penurunan sekunder (Tabel 6.17), H_t adalah ketebalan total lapisan yang mengalami penurunan sekunder, t_{sc} adalah waktu yang dibutuhkan untuk menghitung penurunan sekunder (dalam tahun), dan t_p adalah waktu untuk penurunan primer (>1 tahun).

Pergerakan yang Dapat Ditoleransi

Kriteria pergerakan yang dapat ditoleransi untuk pergerakan pondasi harus ditetapkan sesuai dengan fungsi dan jenis struktur, masa pakai yang diharapkan, dan konsekuensi pergerakan yang tidak dapat diterima terhadap kinerja struktur sebagaimana diuraikan oleh AASHTO. Kriteria yang diadopsi oleh AASHTO dengan mempertimbangkan distorsi sudut (δ/l) antara pondasi yang berdekatan adalah sebagai berikut:

$$\frac{\delta}{l} \leq \begin{cases} 0.008 & untuk\ jembatan\ bentang\ sederhana \\ 0.004 & untuk\ jembatan\ bentang\ kontinu \end{cases} \tag{6.28}$$

di mana δ adalah penurunan diferensial dari pondasi yang berdekatan dan l adalah jarak pusat-pusat antara pondasi yang berdekatan. Batasan (δ/l) ini tidak berlaku untuk struktur rangka kaku, yang harus dirancang untuk mengantisipasi penurunan diferensial menggunakan analisis khusus.

6.7 PONDASI DANGKAL DI BATUAN

Wyllie menguraikan pemeriksaan berikut yang diperlukan untuk mendesain pondasi dangkal di batuan:

1. Daya dukung batuan untuk memastikan bahwa tidak akan ada penghancuran atau rayapan material di dalam zona yang dibebani;

2. Penurunan pondasi yang akan dihasilkan dari regangan elastis batuan, dan kemungkinan kompresi inelastis dari lapisan lemah di dalam volume batuan yang dikompresi oleh beban yang diterapkan;
3. Geser dan kegagalan geser blok batuan yang terbentuk oleh retakan yang saling berpotongan di dalam pondasi.

Kondisi ini biasanya terjadi di mana pondasi terletak di lereng yang curam dan orientasi retakan sedemikian rupa sehingga blok dapat bergeser keluar dari permukaan bebas.

Kapasitas Dukung Menurut Kode Bangunan

Umumnya digunakan kapasitas dukung yang diizinkan untuk berbagai jenis batuan yang tercantum dalam kode bangunan untuk desain pondasi. Seperti yang tercantum dalam Tabel 6.18, kapasitas dukung telah dikembangkan berdasarkan kekuatan batuan dari studi kasus dan mencakup faktor keamanan yang substansial untuk meminimalkan penurunan.

Kapasitas Dukung Batuan Retak

Berbagai prosedur empiris untuk memperkirakan kapasitas dukung yang diizinkan dari pondasi pada batuan retak tersedia dalam literatur. Peck dkk. menyarankan prosedur empiris untuk memperkirakan tekanan dukung yang diizinkan dari pondasi pada batuan retak berdasarkan indeks RQD.

Kapasitas dukung yang diprediksi dengan metode ini harus digunakan dengan asumsi bahwa penurunan pondasi tidak melebihi 12.7 mm (0.5 in.). Carter dan Kulhawy mengusulkan pendekatan empiris untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimate batuan retak. Metode mereka didasarkan pada kekuatan tekan tak terbatas dari sampel inti batuan utuh dan kualitas massa batuan.

Wyllie merinci prosedur analitis untuk menghitung daya dukung massa batuan retak menggunakan kriteria kekuatan Hoek–Brown. Rincian metode rasional untuk topik ini juga dapat ditemukan di Kulhawy dan Goodman dan Goodman.

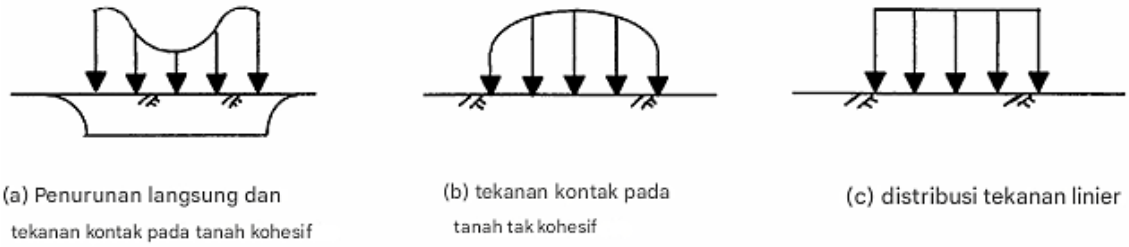
Tabel 6.18 Tekanan Dukung Presumtif (tsf) untuk Pondasi di atas Batuan menurut Putnam, 1981

Kode	Tahun[1]	Batuan dasar[2]	Suara Batu Berdaun	Suara Batu Sedimen	Batu Lunak[3]	Batu Serpih Lunak	Pecah Serpihan
Baltimore	1962	100	35		10		
BOCA	1970	100	40	25	10	4	(4)
Boston	1970	100	50	10	10		1.5
Chicago	1970	100	100				(4)
Cleveland	1951/1969			25			
Dallas	1968	$0.2q_u$	$0.2q$	0.2qu	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$
Detroit	1956	100	100	9600	12	12	
Indiana	1967	$0.2q_u$	$0.2q$	0.2qu	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$
Kansas	1961/1969	$0.2q_u$	$0.2q$	0.2qu	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$
Los Angeles	1970	10	4	3	1	1	1
New York City	1970	60	60	60	8		
New York State		100	40	15			
Ohio	1970	100	40	15	10	4	

Philadelphia	1969	50	15	10-15	8		
Pittsburgh	1959/1969	25	25	25	8	8	
Richmond	1968	100	40	25	10	4	1.5
St. Louis	1960/1970	100	40	25	10	1.5	1.5
San Francisco	1969	3-5	3-5	3-5			
UBC	1970	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$	$0.2q_u$
NBC Canada	1970			100			
New South	1974		33	13	4.5		
Wales, Australia							

Catatan:

1. Tahun kode atau tahun asli dan tanggal revisi.
2. Batuan dasar kristal masif.
3. Batuan lunak dan pecah, tidak termasuk serpihan batuan.
4. Tekanan daya dukung yang diizinkan akan ditentukan oleh pejabat kota yang berwenang.
5. q_u = kekuatan tekan tak terkekang.



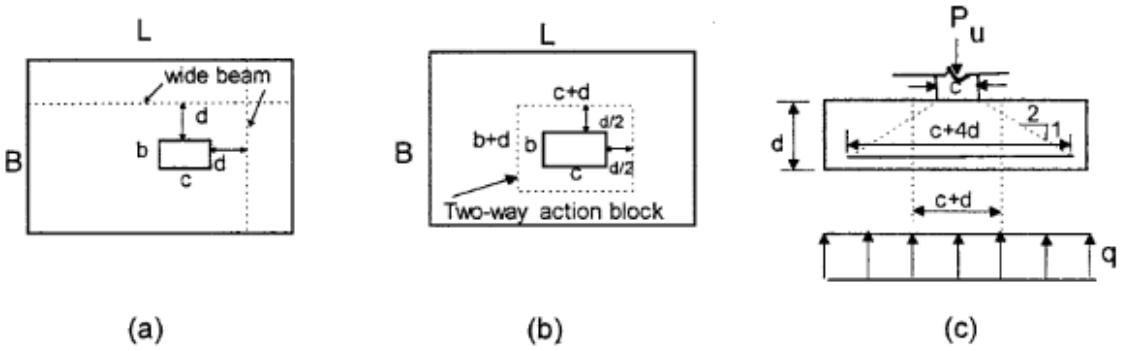
Gambar 6.20 Distribusi tekanan kontak untuk pondasi kaku. (a) Pada tanah tak kohesif; (b) pada tanah kohesif; (c) distribusi linier yang diasumsikan biasa.

Penurunan Pondasi pada Batuan

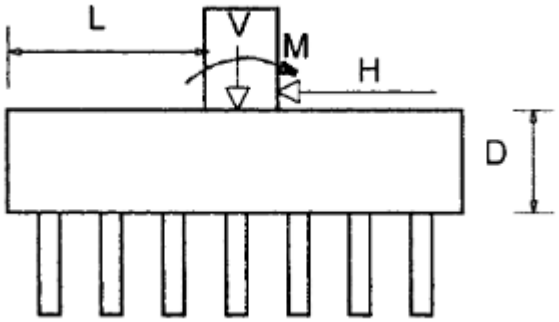
Wyllie merangkum penurunan pondasi pada batuan sebagai tiga jenis berbeda berikut: 1. Penurunan elastis dihasilkan dari kombinasi regangan batuan utuh, penutupan sedikit dan pergerakan retakan, serta kompresi lapisan lempung kecil (kurang dari beberapa milimeter). Teori elastis dapat digunakan untuk menghitung jenis penurunan ini. Informasi detail dapat ditemukan di Wyllie, Kulhawy, dan AASHTO. 2. Penurunan dihasilkan dari pergerakan blok batuan akibat geseran permukaan retakan. Hal ini terjadi ketika pondasi berada di puncak lereng curam dan blok batuan yang tidak stabil terbentuk di permukaannya. Stabilitas pondasi pada batuan dipengaruhi oleh karakterisasi geologi blok batuan. Informasi yang dibutuhkan mengenai geologi struktural terdiri dari orientasi, panjang dan jarak retakan, serta permukaan dan material pengisinya. Prosedur telah dikembangkan untuk mengidentifikasi dan menganalisis stabilitas blok geser, stabilitas blok baji, stabilitas blok terguling, atau stabilitas tiga dimensi blok batuan. 3.

Penurunan yang bergantung pada waktu terjadi ketika pondasi ditemukan pada massa batuan yang terdiri dari lapisan tanah liat atau material kompresibel lainnya yang substansial. Jenis penurunan ini dapat diperkirakan menggunakan prosedur. Penurunan yang bergantung pada waktu juga dapat terjadi jika pondasi ditemukan pada batuan ulet, seperti garam di mana

regangan berkembang terus menerus pada tingkat tegangan apa pun, atau pada batuan rapuh ketika tegangan yang diterapkan melebihi tegangan luluh.



Gambar 6.21 (a) Penampang untuk geser balok lebar; (b) penampang untuk geser tarik diagonal; (c) metode penghitungan luas untuk tegangan dukung kolom yang diizinkan.



Gambar 6.22 Ilustrasi rasio panjang terhadap ketebalan kantilever pondasi atau kepala tiang pancang.

6.8 DESAIN STRUKTUR PONDASI SEBAR

Dimensi rencana (B dan L) pondasi sebar dikendalikan oleh tekanan tanah yang diizinkan di bawah pondasi. Distribusi tekanan di bawah pondasi dipengaruhi oleh interaksi kekakuan pondasi dengan jenis tanah, keadaan tegangan, dan respons waktu terhadap tegangan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.20 (a) (b). Namun, praktik umum adalah menggunakan distribusi tekanan linier di bawah pondasi kaku seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.20 (c). Kedalaman (D) untuk pondasi sebar biasanya dikendalikan oleh tegangan geser. Geser aksi dua arah selalu mengendalikan kedalaman untuk pondasi persegi yang diberi beban di tengah. Namun, geser balok lebar dapat mengontrol kedalaman untuk pondasi persegi panjang ketika rasio L/B lebih besar dari sekitar 1.2 dan dapat mengontrol rasio L/B lainnya ketika terjadi guling atau pembebanan eksentrik (Gambar 6.21a).

Selain itu, kedalaman pondasi harus dirancang untuk memenuhi persyaratan geser diagonal (geser tusuk) (Gambar 6.21b). Studi terbaru oleh Duan dan McBride menunjukkan bahwa ketika rasio panjang terhadap ketebalan kantilever (L/D seperti yang didefinisikan dalam Gambar 6.22) dari pondasi (atau kepala tiang pancang) lebih besar dari 2.2, distribusi

reaksi nonlinier harus digunakan untuk desain pondasi atau kepala tiang pancang. Spesifikasi dan prosedur untuk desain pondasi dapat ditemukan di AASHTO, ACI, atau Bowles.

BAB 7
FONDASI DALAM

7.1 PENDAHULUAN

Pondasi jembatan adalah bagian dari substruktur jembatan yang menghubungkan jembatan ke tanah. Pondasi terdiri dari elemen struktural buatan manusia yang dibangun di atas atau di dalam material geologi yang ada. Fungsi pondasi adalah untuk memberikan dukungan bagi jembatan dan untuk mentransfer beban atau energi antara struktur jembatan dan tanah.

Pondasi dalam adalah jenis pondasi di mana kedalaman penanamannya lebih besar daripada dimensi bidang maksimumnya. Fondasi dirancang untuk ditopang oleh material geologi yang lebih dalam karena tanah atau batuan di dekat permukaan tanah tidak cukup kuat untuk menahan beban desain atau lebih ekonomis untuk melakukannya.

Keunggulan pondasi dalam dibandingkan pondasi dangkal sangat banyak. Dengan melibatkan material geologi yang lebih dalam, pondasi dalam menempati area permukaan tanah yang relatif lebih kecil. Pondasi dalam biasanya dapat menahan beban yang lebih besar daripada pondasi dangkal yang menempati area permukaan tanah yang sama. Pondasi dalam dapat mencapai lapisan tanah atau batuan penahan beban yang lebih dalam, sedangkan pondasi dangkal tidak dapat. Pondasi dalam juga dapat menahan beban angkat dan lateral yang besar, sedangkan pondasi dangkal biasanya tidak dapat.

Tujuan bab ini adalah untuk memberikan tinjauan singkat namun komprehensif tentang prosedur desain pondasi dalam bagi insinyur struktur dan insinyur desain jembatan lainnya. Pertimbangan pemilihan jenis pondasi dan berbagai masalah desain dibahas terlebih dahulu. Kemudian disajikan prosedur tipikal untuk menghitung kapasitas aksial dan lateral dari tiang pancang individual. Prosedur tipikal untuk menganalisis kelompok tiang pancang juga dibahas. Pembahasan singkat mengenai desain seismik juga disajikan karena keunikan dan kepentingannya dalam desain pondasi.

7.2 KLASIFIKASI DAN SELEKSI

Pondasi Khas

Pondasi khas ditunjukkan pada Gambar 7.1 dan tercantum sebagai berikut:

Tiang pancang biasanya mewakili elemen struktural ramping yang ditancapkan ke dalam tanah. Namun, tiang pancang sering digunakan sebagai istilah umum untuk mewakili semua jenis pondasi dalam, termasuk tiang pancang (yang ditancapkan), poros (yang dibor), caisson, atau jangkar. Kelompok tiang pancang digunakan untuk mewakili berbagai pondasi dalam yang dikelompokkan.

Poros adalah jenis pondasi yang dibangun dengan beton cor di tempat setelah lubang pertama kali dibor atau digali. Soket batuan adalah pondasi poros yang dipasang di batuan. Pondasi poros juga disebut pondasi dermaga yang dibor.

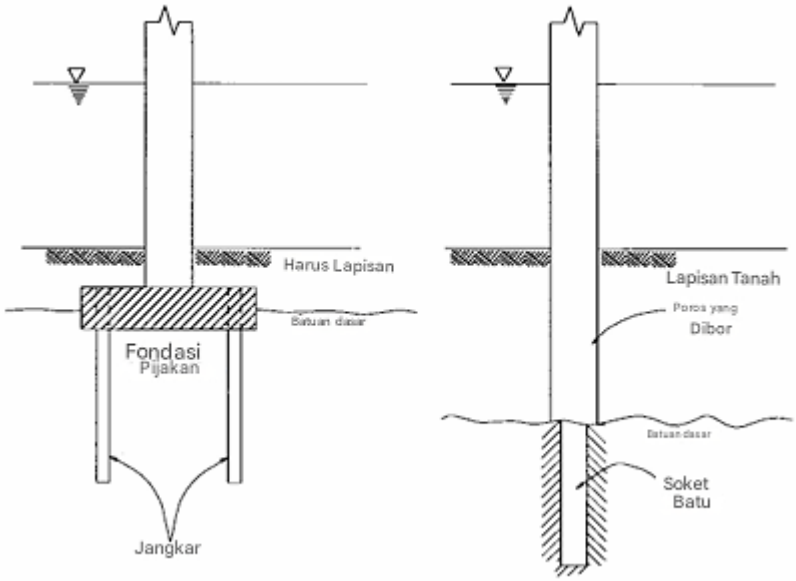
Caisson adalah jenis pondasi besar yang dibangun dengan menurunkan elemen pondasi yang telah dibangun sebelumnya melalui penggalian tanah atau batuan di bagian bawah pondasi. Bagian bawah caisson biasanya disegel dengan beton setelah konstruksi selesai.

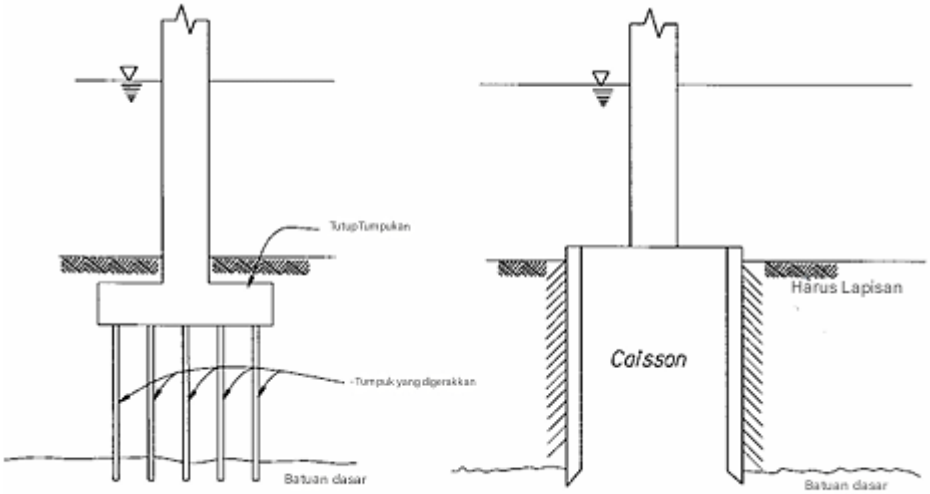
Jangkar adalah jenis pondasi yang dirancang untuk menahan beban tarik. Jangkar adalah elemen ramping berdiameter kecil yang terdiri dari batang tulangan yang dipasang di lubang bor dengan beton grout. Kabel berkekuatan tinggi multi-regangan sering digunakan sebagai tulangan untuk jangkar berkapasitas besar. Namun, jangkar untuk jembatan gantung adalah fondasi yang menahan beban tarik yang terletak di ujung jembatan; fondasi tersebut dapat berupa jangkar mati (deadman), terowongan masif, atau sistem fondasi komposit yang mencakup jangkar normal, tiang pancang, dan tiang bor.

Fondasi telapak lebar (spread footing) adalah jenis fondasi yang kedalaman penanamannya biasanya kurang dari lebar terkecilnya. Fondasi telapak lebar normal dibahas secara detail di Bab 6.

Fondasi Jembatan Khas

Fondasi jembatan dapat berupa fondasi individual, berkelompok, atau kombinasi. Fondasi jembatan individual biasanya mencakup pondasi individual, tiang bor berdiameter besar, caisson, soket batuan, dan fondasi jangkar mati (deadman). Fondasi berkelompok mencakup kelompok caisson, tiang pancang, tiang bor, dan soket batuan. Pondasi kombinasi meliputi caisson dengan tiang pancang, caisson dengan poros bor, tiang pipa berdiameter besar dengan soket batuan, pondasi sebar dengan jangkar, deadman dengan tiang dan jangkar, dll.





Gambar 7.1 Pondasi Khas.

Untuk jembatan kecil, pondasi skala kecil seperti pondasi individu atau pondasi poros bor, atau sekelompok kecil tiang pancang mungkin sudah cukup. Untuk jembatan yang lebih besar, pondasi poros berdiameter besar, pondasi berkelompok, caisson, atau pondasi kombinasi mungkin diperlukan. Caisson, pondasi tiang pipa baja berdiameter besar, atau jenis pondasi lain yang dibangun dengan menggunakan metode coferdam mungkin diperlukan untuk pondasi yang dibangun di atas air.

Pondasi jembatan sering dibangun di kondisi tanah yang sulit seperti daerah longsor, tanah yang mudah mencair, tanah yang mudah runtuh, tanah lunak dan sangat mudah terkompresi, tanah yang mengembang, endapan karang, dan gua bawah tanah. Jenis dan desain pondasi khusus mungkin diperlukan dalam keadaan ini.

Klasifikasi

Pondasi dalam terdiri dari berbagai jenis dan diklasifikasikan menurut berbagai aspek pondasi seperti yang tercantum di bawah ini:

Kondisi Geologi — Material geologi di sekitar pondasi dapat berupa tanah dan batuan. Tanah dapat berupa butiran halus atau butiran kasar; dari lunak hingga kaku dan keras untuk tanah berbutiran halus, atau dari gembur hingga padat dan sangat padat untuk tanah berbutiran kasar. Batuan dapat berupa sedimen, batuan beku, atau batuan metamorf; dan dari sangat lunak hingga sedang kuat dan keras. Massa tanah dan batuan mungkin memiliki kelemahan dan diskontinuitas yang telah ditentukan sebelumnya, seperti retakan batuan, perlapisan, bidang geser, dan patahan. Kondisi air dapat berbeda-beda, termasuk di atas sungai, danau, teluk, laut, atau daratan dengan air tanah. Aksi es atau gelombang mungkin menjadi perhatian di beberapa wilayah.

Metode pemasangan — Metode pemasangan dapat berupa tiang pancang (dipancangkan, dicor di tempat, digetarkan, dikencangkan, dan didongkrak); poros (digali, dibor, dan dicor di lubang bor); jangkar (dibor); caisson (Chicago, ditopang, benoto, terbuka, pneumatik, mengambang, kotak tertutup, Potomac, dll.); bendungan sementara (tiang

lembaran, pulau pasir atau kerikil, dinding lumpur, dinding pencampuran dalam, dll.); atau kombinasi.

Bahan struktural — Bahan untuk fondasi dapat berupa kayu, beton pracetak, beton cor di tempat, beton kering yang dipadatkan, beton yang diinjeksi, baja prategang, baja balok H, pipa baja, komposit, dll.

Efek tanah — Tergantung pada gangguan terhadap tanah di sekitarnya, tiang pancang dapat berupa tiang pancang perpindahan, perpindahan rendah, atau tiang pancang tanpa perpindahan. Tiang pancang beton pracetak yang dipancangkan dan pipa baja dengan sumbat ujung adalah tiang pancang perpindahan; balok H dan pipa baja tanpa sumbat adalah tiang pancang perpindahan rendah; dan tiang bor adalah tiang pancang non-perpindahan.

Fungsi — Tergantung pada bagian beban yang ditanggung oleh sisi, ujung, atau kombinasi sisi dan ujung, tiang pancang diklasifikasikan sebagai tiang pancang gesekan, tiang pancang tumpuan ujung, dan tiang pancang kombinasi.

Kedalaman dan kekakuan relatif — Tiang pancang dapat dibagi menjadi tiang pancang panjang dan tiang pancang pendek. Tiang pancang panjang, yang disebut tiang pancang, ditanam cukup dalam sehingga kekakuan di bagian bawahnya terbentuk, dan tiang pancang diperlakukan sebagai elemen yang ramping dan fleksibel. Tiang pancang pendek adalah elemen yang relatif kaku sehingga bagian bawah tiang pancang bergerak secara signifikan. Caisson seringkali merupakan tiang pancang pendek karena penampang melintangnya yang besar dan kekakuannya. Kasus ekstrem untuk tiang pancang pendek adalah pondasi tapak lebar.

Penampang melintang — Penampang melintang tiang pancang dapat berupa persegi, persegi panjang, lingkaran, heksagonal, oktagonal, penampang H; berongga atau padat. Tutup tiang pancang biasanya berbentuk persegi, persegi panjang, lingkaran, atau lonceng. Tiang pancang dapat memiliki penampang yang berbeda pada kedalaman yang berbeda, seperti seragam, tirus seragam, tirus bertingkat, atau ujung yang diperbesar (baik yang diisi dengan semen atau digali).

Ukuran — Tergantung pada diameter tiang pancang, tiang pancang diklasifikasikan sebagai tiang pancang pin dan jangkar (100 hingga 300 mm), tiang pancang dan poros ukuran normal (250 hingga 600 mm), tiang pancang dan poros berdiameter besar (600 hingga 3000 mm), caisson (600 mm hingga 3000 mm atau lebih besar), dan cofferdam atau metode konstruksi penyangga lainnya (sangat besar).

Beban — Beban yang diterapkan pada fondasi adalah beban tekan, tarik, momen, dan lateral. Tergantung pada karakteristik waktu, beban selanjutnya diklasifikasikan sebagai beban statis, siklik, dan transien. Besaran dan jenis beban juga merupakan faktor utama dalam menentukan ukuran dan jenis fondasi (Tabel 7.1).

Isolasi — Tiang pancang dapat diisolasi pada kedalaman tertentu untuk menghindari pembebanan saluran utilitas atau konstruksi lain, atau untuk menghindari pembebanan olehnya.

Kemiringan — Tiang pancang dapat vertikal atau miring. Tiang pancang miring sering disebut tiang pancang miring atau miring miring.

Tiang Pancang Ganda — Pondasi dapat berupa tiang pancang tunggal, atau kelompok tiang pancang. Dalam kelompok tiang pancang, tiang pancang dapat berukuran dan jenis yang seragam atau berbeda. Sambungan antara tiang pancang dan kepala tiang pancang dapat berupa tetap, berengsel, atau ditahan.

Tabel 7.1 Rentang Kapasitas Maksimum Pondasi Dalam Tunggal

Jenis Yayasan	Ukuran Penampang	Kapasitas Kerja Kompresi Maksimum
Tiang pancang beton	Hingga 45 cm	100 hingga 250 ton (900 hingga 2200 kN)
Tiang pancang pipa baja	Hingga 45 cm	50 hingga 250 ton (450 hingga 2200 kN)
Tiang pancang baja H yang dipasang dengan cara dipukul	Hingga 45 cm	50 hingga 250 ton (450 hingga 2200 kN)
Lubang bor	Hingga 60 cm	Hingga 400 ton (3500 kN)
Tiang pancang pipa baja besar, diisi beton; sumur bor berdiameter besar; roket batu	0.6 hingga 3 m	300 hingga 5.000 ton atau lebih (2700 hingga 45000 kN)

Keuntungan/Kerugian Berbagai Jenis Pondasi

Berbagai jenis pondasi memiliki fitur uniknya masing-masing dan lebih cocok untuk kondisi tertentu daripada yang lain. Keuntungan dan kerugian untuk berbagai jenis pondasi tercantum sebagai berikut.

Pondasi Tiang Beton Pracetak yang Dipancangkan

Pondasi tiang beton yang dipancangkan dapat diterapkan pada sebagian besar kondisi tanah. Tiang beton biasanya murah dibandingkan dengan jenis pondasi dalam lainnya. Prosedur pemasangan tiang cukup mudah; tiang dapat diproduksi secara massal baik di lokasi atau di pabrik, dan biaya material biasanya jauh lebih rendah daripada tiang baja. Lapisan pelindung dapat diterapkan untuk mengurangi gesekan kulit negatif di sepanjang tiang. Pemancangan tiang dapat memadatkan pasir lepas dan mengurangi potensi likuifaksi dalam kisaran hingga tiga diameter di sekitar tiang. Namun, tiang beton yang dipancangkan tidak cocok jika terdapat bongkahan batu di bawah permukaan tanah di mana tiang dapat mudah patah dan penetrasi tiang dapat terhenti sebelum waktunya. Tiang di pasir padat, kerikil padat, atau batuan dasar biasanya memiliki penetrasi terbatas; Akibatnya, kapasitas daya angkat tiang pancang jenis ini sangat kecil.

Pemasangan tiang pancang menghasilkan polusi suara dan menyebabkan gangguan pada struktur di sekitarnya. Pemasangan tiang pancang beton juga membutuhkan ruang di atas kepala yang besar. Tiang pancang dapat patah selama pemasangan dan menimbulkan bahaya keselamatan. Tiang pancang yang patah di bawah tanah tidak dapat menahan beban desainnya, dan akan menyebabkan kerusakan pada struktur jika tiang pancang yang patah tidak terdeteksi dan diganti. Tiang pancang seringkali dapat dipasang di luar keselarasan dan kemiringan desainnya dan, sebagai akibatnya, tiang pancang tambahan mungkin diperlukan. Sepatu baja keras khusus seringkali diperlukan untuk mencegah ujung tiang pancang hancur

ketika bertemu dengan batuan keras. Kapasitas daya dukung ujung tiang pancang tidak dapat diandalkan jika ujung tiang pancang hancur.

Tiang pancang yang dipasang mungkin bukan pilihan yang baik ketika kondisi bawah permukaan tidak jelas atau sangat bervariasi di seluruh lokasi. Penyambungan dan pemotongan tiang pancang diperlukan ketika panjang yang diperkirakan berbeda dari panjang yang diproduksi. Penyambungan biasanya sulit dan memakan waktu untuk tiang pancang beton. Pemotongan tiang pancang akan mengubah pola tulangan di sepanjang tiang pancang, terutama di mana tulangan tambahan diperlukan di bagian atas tiang pancang untuk kapasitas lateral.

Program percontohan biasanya diperlukan untuk menentukan panjang dan kapasitas sebelum produksi massal dan pemasangan tiang pancang produksi. Panjang tiang pancang maksimum biasanya hingga 36 hingga 38 m karena pembatasan selama transportasi di jalan raya. Meskipun tiang pancang yang lebih panjang dapat diproduksi di lokasi, tiang pancang yang ramping dan panjang dapat mudah bengkok selama penanganan dan pemancangan. Tiang pancang beton pracetak dengan diameter lebih besar dari 45 cm jarang digunakan.

Tiang Pancang Baja yang Dipancangkan

Tiang pancang baja yang dipancangkan, seperti pipa baja dan tiang pancang balok H, banyak digunakan sebagai fondasi jembatan, terutama dalam proyek perbaikan seismik. Dengan kelebihan dan kekurangan tiang pancang yang dipancangkan seperti yang dibahas di atas, tiang pancang baja yang dipancangkan memiliki keunikannya sendiri.

Tiang pancang baja biasanya lebih mahal daripada tiang pancang beton. Tiang pancang baja lebih ulet dan fleksibel serta dapat disambung dengan lebih mudah. Biaya overhead yang dibutuhkan jauh lebih kecil dibandingkan dengan tiang pancang beton yang dipancangkan. Tiang pancang pipa dengan ujung terbuka dapat menembus lapisan pasir padat. Jika perlu, tanah di dalam pipa dapat dikeluarkan sebelum pemancangan lebih lanjut; batu-batu kecil juga dapat dihancurkan dan dikeluarkan. Tiang pancang H dengan ujung runcing biasanya dapat menembus batuan dasar lunak dan menghasilkan daya dukung ujung yang cukup.

Tiang Pipa Baja Berdiameter Besar yang Dipancangkan, Digetarkan, atau Diberi Torsi

Tiang pipa berdiameter besar banyak digunakan sebagai fondasi untuk jembatan besar. Keuntungan dari jenis fondasi ini sangat banyak. Tiang pipa berdiameter besar dapat dibangun di atas air dari tongkang, jembatan layang, atau pulau sementara. Tiang ini dapat digunakan di hampir semua kondisi tanah dan menembus hingga kedalaman yang besar untuk mencapai batuan dasar. Panjang tiang dapat disesuaikan dengan pengelasan.

Tiang pipa berdiameter besar juga dapat digunakan sebagai selubung untuk menopang tanah di atas batuan dasar agar tidak runtuh; soket batuan atau jangkar batuan kemudian dapat dibangun di bawah ujung pipa. Beton atau beton bertulang dapat ditempatkan di dalam pipa setelah dibersihkan. Keuntungan lainnya adalah tidak diperlukan pekerja untuk bekerja di bawah air atau permukaan tanah. Konstruksi ini biasanya lebih aman dan lebih cepat daripada jenis fondasi lainnya, seperti fondasi caisson atau fondasi cofferdam.

Tiang pancang pipa berdiameter besar dapat dipasang dengan metode pemancangan, getaran, atau torsi. Tiang pancang yang dipancangkan biasanya memiliki kapasitas lebih tinggi

daripada tiang pancang yang dipasang melalui getaran atau torsi. Namun, tiang pancang yang dipancangkan sulit dikendalikan dalam hal lokasi dan kemiringan tiang. Selain itu, begitu tiang pancang bergeser dari lokasi atau dipasang dengan kemiringan yang tidak diinginkan, tidak ada tindakan korektif yang dapat diterapkan. Tiang pancang yang dipasang dengan getaran atau torsi, di sisi lain, dapat dikendalikan dengan lebih mudah. Jika tiang pancang bergeser dari posisi atau kemiringannya, tiang pancang tersebut bahkan dapat diangkat dan dipasang kembali.

Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor adalah jenis pondasi yang paling serbaguna. Panjang dan ukuran pondasi dapat disesuaikan dengan mudah. Gangguan terhadap struktur di sekitarnya kecil dibandingkan dengan jenis pondasi dalam lainnya. Tiang bor dapat dibangun sangat dekat dengan struktur yang ada dan dapat dibangun dalam kondisi ketinggian rendah. Oleh karena itu, tiang bor sering digunakan dalam banyak proyek perbaikan seismik. Namun, tiang bor mungkin sulit dipasang dalam kondisi tanah tertentu seperti tanah lunak, pasir lepas, pasir di bawah air, dan tanah dengan bebatuan. Tiang bor akan menghasilkan banyak serpihan tanah dan cairan dan dapat menimbulkan kekacauan. Pembuangan serpihan biasanya menjadi perhatian untuk lokasi dengan tanah yang terkontaminasi.

Pondasi tiang bor biasanya sebanding atau lebih mahal daripada tiang pancang. Untuk pondasi jembatan besar, biayanya sama dengan pondasi caisson dan pondasi spread footing yang dikombinasikan dengan konstruksi cofferdam. Pondasi tiang bor dapat dibangun dengan sangat cepat dalam kondisi normal dibandingkan dengan konstruksi caisson dan cofferdam.

Jangkar

Jangkar adalah elemen pondasi khusus yang dirancang untuk menahan beban angkat. Jangkar dapat ditambahkan jika pondasi yang ada kurang memiliki kapasitas angkat, dan lapisan tanah atau batuan yang kompeten dangkal dan mudah dijangkau. Namun, jangkar tidak dapat menahan beban lateral dan dapat patah jika kapasitas lateral gabungan pondasi tidak mencukupi.

Dalam banyak kasus, jangkar diberi prategangan untuk membatasi deformasi yang diperlukan untuk mengaktifkan jangkar. Oleh karena itu, sistem jangkar sangat kaku. Kegagalan struktural akibat patahnya jangkar sering terjadi dengan sangat cepat dan dahsyat. Prategangan juga dapat hilang seiring waktu karena rayapan pada beberapa jenis batuan dan tanah. Jangkar harus diuji dengan cermat untuk kapasitas desain dan kinerja rayapannya.

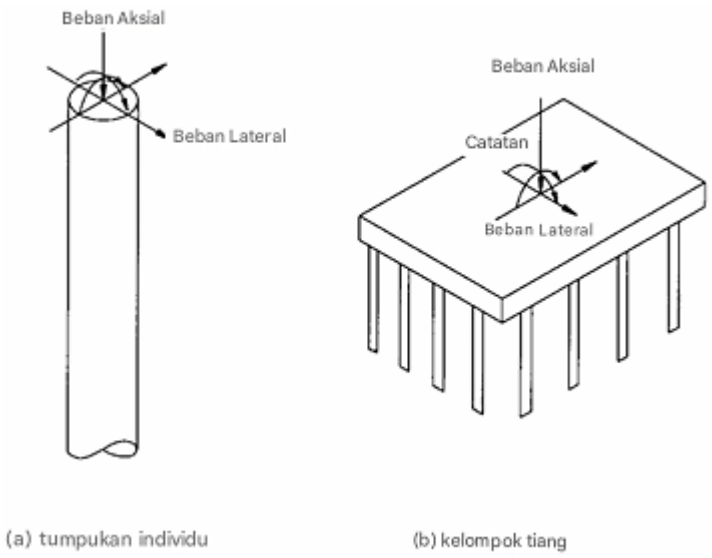
Caisson

Caisson adalah struktur besar yang terutama digunakan untuk konstruksi pondasi jembatan besar. Pondasi caisson dapat menahan beban tekan dan lateral yang besar. Pondasi ini terutama digunakan untuk konstruksi di atas air dan terkadang digunakan dalam kondisi tanah lunak atau gembur, dengan tujuan untuk menenggelamkan atau menggali hingga kedalaman di mana batuan dasar atau tanah yang kokoh dapat dicapai. Selama konstruksi, batu-batu besar dapat disingkirkan.

Konstruksi caisson membutuhkan teknik dan pengalaman khusus. Pondasi caisson biasanya sangat mahal, dan sebanding dengan biaya konstruksi cofferdam. Oleh karena itu, caisson biasanya bukan pilihan pertama kecuali jenis pondasi lain tidak disukai.

Cofferdam dan Penopang

Cofferdam atau jenis sistem penopang lainnya adalah metode konstruksi pondasi untuk menahan air dan tanah. Dasar kering yang dalam di dalam air atau tanah dapat dibuat sebagai platform kerja. Pondasi dari semua jenis yang dibahas di atas dapat dibangun dari platform di atas tanah atau batuan yang kokoh pada kedalaman yang besar, yang jika tidak hanya dapat dicapai oleh pondasi yang dalam.



Gambar 7.2 Beban yang bekerja di atas tiang pancang atau kelompok tiang pancang. (a) Tiang pancang tunggal; (b) kelompok tiang pancang.

Pondasi tipe telapak lebar dapat dibangun dari platform. Pondasi tiang pancang juga dapat dibangun dari platform, dan panjang tiang pancang dapat dikurangi secara substansial. Tanpa bendungan sementara atau penyangga, pondasi mungkin tidak memungkinkan jika dibangun dari permukaan air atau tanah, atau mungkin terlalu mahal.

Konstruksi bendungan sementara seringkali sangat mahal dan hanya boleh dipilih jika menguntungkan dibandingkan dengan pilihan pondasi lainnya dalam hal biaya dan kondisi konstruksi.

Karakteristik Berbagai Jenis Pondasi

Pada bagian ini, mekanisme resistensi pondasi tunggal dan kelompok tiang pancang dibahas. Fungsi berbagai jenis pondasi juga dibahas.

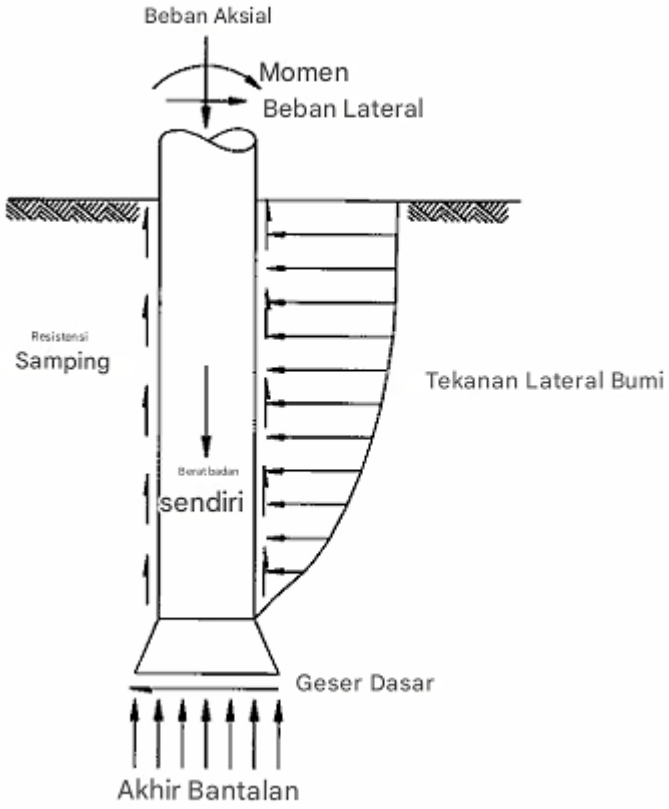
Beban kompleks di atas pondasi dari struktur jembatan di atas dapat disederhanakan menjadi gaya dan momen dalam arah memanjang, melintang, dan vertikal, masing-masing (Gambar 7.2). Beban memanjang dan melintang juga disebut beban horizontal; Momen longitudinal dan transversal disebut momen guling, sedangkan momen terhadap sumbu

vertikal disebut momen torsi. Ketahanan yang diberikan oleh pondasi individu dikategorikan sebagai berikut (lihat juga Gambar 7.3):

- *Tekanan ujung:* Ketahanan tekan vertikal di dasar pondasi; tekanan ujung yang terdistribusi dapat memberikan ketahanan terhadap momen guling;
- *Tekanan geser dasar:* Ketahanan horizontal dari gesekan dan kohesi di dasar pondasi;
- *Ketahanan samping:* Ketahanan geser dari gesekan dan kohesi di sepanjang sisi pondasi;
- *Tekanan tanah:* Terutama ketahanan horizontal dari tekanan tanah lateral yang tegak lurus terhadap sisi pondasi;
- *Berat sendiri:* Berat efektif pondasi.

Baik tekanan geser dasar maupun tekanan tanah lateral memberikan ketahanan lateral pondasi, dan kontribusi tekanan tanah lateral berkurang seiring dengan peningkatan kedalaman penanaman tiang pancang. Untuk tiang pancang panjang, tekanan tanah lateral adalah sumber utama ketahanan lateral. Untuk tiang pancang pendek, tekanan geser dasar dan tekanan ujung juga dapat berkontribusi sebagian pada ketahanan lateral. Tabel 7.2 mencantumkan berbagai jenis resistensi dari tiang pancang individual.

Untuk kelompok tiang pancang, melalui aksi kepala tiang pancang, resistensi tekan aksial dan angkat gabungan dari tiang pancang individual memberikan sebagian besar resistensi terhadap beban momen guling. Resistensi horizontal (atau lateral) dapat sekaligus memberikan resistensi momen torsi.



Gambar 7.3 Hambatan Pondasi Individual.

Tabel 7.2 Hambatan Pondasi Individual

Jenis Yayasan	Jenis Resistensi				
	Beban Tekan Vertikal (Aksial)	Beban Angkat Vertikal (Aksial)	Beban Horizontal (Lateral)	Momen Pembalikan (Lateral)	Momen Torsi (Torsi)
Pondasi lebar (lihat juga Bab 31)	Bantalan ujung	-	Gaya geser dasar, tekanan tanah lateral	Daya dukung ujung, tekanan tanah lateral	Gaya geser dasar, tekanan tanah lateral
Pondasi tiang pendek individual	Bantalan ujung; sisi gesekan	Gesekan samping	Tekanan tanah lateral, geser dasar	Tekanan tanah lateral, bantalan ujung	Gesekan samping, tekanan tanah lateral, geser dasar
Pondasi tiang pancang panjang dengan tumpuan ujung individual	Bantalan ujung	-	Tekanan tanah lateral	Tekanan tanah lateral	-
Gesekan individual pondasi tiang panjang	Gesekan samping	Gesekan samping	Tekanan tanah lateral	Tekanan tanah lateral	Gesekan samping
Pondasi tiang pancang panjang individual	Bantalan ujung; sisi gesekan	Gesekan samping	Tekanan tanah lateral	Tekanan tanah lateral	Gesekan samping
Jangkar	-	Gesekan samping	-	-	-

Tabel 7.3 Fungsi Tambahan Pondasi Kelompok Tiang Pancang

Jenis Yayasan	Jenis Resistensi	
	Momen pembalikan (Lateral)	Momen torsi (Torsi)
Pondasi tapak berkelompok	Resistensi tekan vertikal	Hambatan horizontal
Pancang, fondasi berkelompok	Resistensi tekan dan angkat vertikal	Hambatan horizontal
Angkur berkelompok	Resistensi angkat vertikal	-

Kelompok tiang pancang lebih efisien dalam menahan momen guling dan torsi daripada pondasi individual. Tabel 7.3 merangkum fungsi kelompok tiang pancang selain fungsi tiang pancang individual.

Pemilihan Pondasi

Dua faktor utama dalam menentukan jenis pondasi adalah jenis jembatan dan kondisi tanah. Jenis jembatan, termasuk dimensi, jenis jembatan, dan bahan konstruksi, menentukan besaran beban desain dan perpindahan yang diizinkan serta kriteria kinerja lainnya untuk pondasi, dan oleh karena itu menentukan dimensi dan jenis pondasinya. Misalnya, jembatan gantung membutuhkan kapasitas lateral yang besar untuk jangkar ujungnya yang dapat berupa jangkar mati yang besar, sistem jangkar tanah atau batuan berkapasitas tinggi, sekelompok tiang pancang yang dipancangkan, atau sekelompok tiang bor berdiameter besar.

Pondasi menara jembatan di atas air membutuhkan kapasitas tekan, angkat, lateral, dan momen guling yang besar. Pondasi yang mungkin digunakan adalah pondasi dalam dan

berukuran besar menggunakan konstruksi bendungan sementara (cofferdam), caisson, kelompok tiang bor berdiameter besar, atau kelompok sejumlah besar tiang baja.

Kondisi geologi dan geoteknik permukaan dan bawah permukaan merupakan faktor utama lain dalam menentukan jenis pondasi jembatan. Kondisi bawah permukaan, terutama kedalaman lapisan tanah penahan beban atau batuan dasar, adalah faktor yang paling penting. Aktivitas seismik di wilayah tersebut biasanya menentukan tingkat beban seismik desain, yang seringkali merupakan kondisi pembebanan kritis dan dominan. Jembatan yang melintasi lembah atau sungai yang dalam tentu menentukan bentang minimum yang dibutuhkan. Jembatan di atas air memiliki pilihan terbatas dalam hal jenis pondasi.

Pilihan akhir jenis pondasi biasanya bergantung pada biaya setelah mempertimbangkan beberapa faktor lain, seperti kondisi konstruksi, kondisi ruang dan ketinggian, praktik lokal, kondisi lingkungan, kendala jadwal, dll. Dalam proses pemilihan, beberapa jenis pondasi akan dievaluasi sebagai kandidat setelah jenis jembatan dan kondisi tanah awal diketahui. Jenis pondasi tertentu dikecualikan pada tahap awal studi. Misalnya, dari sudut pandang geoteknik, pondasi dangkal bukanlah pilihan yang dapat diterima jika lapisan tebal tanah liat lunak atau pasir yang mudah mencair berada di dekat permukaan tanah. Pondasi dalam digunakan dalam kasus di mana pondasi dangkal akan terlalu besar dan mahal. Dari sudut pandang konstruksi, pondasi tiang pancang tidak cocok jika terdapat batuan besar pada kedalaman di atas lapisan tanah/batuan penahan beban yang dimaksudkan.

Untuk jembatan kecil seperti jalan layang, misalnya, pondasi dengan tiang pancang beton atau baja, tiang bor, atau pondasi tapak dangkal mungkin merupakan pilihan yang tepat. Untuk pondasi jembatan besar di atas air, tiang pipa berdiameter besar tunggal atau berkelompok, soket batuan berdiameter besar, tiang bor berdiameter besar, caisson, atau pondasi yang dibangun dengan bendungan sementara adalah pilihan yang paling mungkin. Konstruksi caisson atau bendungan sementara dengan sejumlah besar kelompok tiang pancang banyak digunakan di masa lalu. Tiang pancang pipa berdiameter besar atau tiang bor, dikombinasikan dengan soket batuan, telah lebih disukai untuk fondasi jembatan akhir-akhir ini.

Kompatibilitas deformasi fondasi dan struktur jembatan merupakan pertimbangan penting. Berbagai jenis fondasi dapat berperilaku berbeda; oleh karena itu, jenis fondasi yang sama harus digunakan untuk satu bagian struktur jembatan. Diameter tiang pancang dan tiang pancang miring adalah dua faktor penting yang perlu dipertimbangkan dalam hal kompatibilitas deformasi dan dibahas berikut ini.

Tiang pancang berdiameter kecil lebih "rapuh" dalam arti bahwa penurunan akhir dan defleksi lateral relatif kecil dibandingkan dengan tiang pancang berdiameter besar. Misalnya, 20 tiang pancang kecil dapat memiliki kapasitas beban akhir yang sama dengan dua tiang pancang berdiameter besar. Namun, tiang pancang kecil mencapai keadaan akhir pada defleksi lateral 50 mm, sedangkan tiang pancang besar pada 150 mm. Tiang pancang yang lebih kecil akan gagal sebelum tiang pancang yang lebih besar diaktifkan hingga tingkat yang substansial. Dengan kata lain, tiang pancang yang lebih besar akan lebih fleksibel dan ulet daripada tiang pancang yang lebih kecil sebelum mencapai keadaan akhir. Karena daktilitas biasanya

memberikan keamanan seismik yang lebih baik, tiang pancang dengan diameter lebih besar lebih disukai dari sudut pandang desain seismik.

Tiang miring atau miring tidak boleh digunakan bersamaan dengan tiang vertikal kecuali jika tiang miring tersebut saja memiliki kapasitas lateral yang cukup. Tiang miring memberikan resistensi lateral parsial dari kapasitas aksialnya, dan, karena kekakuan dalam arah aksial tiang jauh lebih besar daripada dalam arah tegak lurus, tiang miring cenderung menarik sebagian besar beban seismik lateral. Tiang miring akan gagal atau mencapai kapasitas aksial maksimumnya sebelum tiang vertikal diaktifkan untuk menahan beban lateral yang substansial.

7.3 PERTIMBANGAN DESAIN

Konsep Desain

Praktik desain pondasi saat ini terutama menggunakan dua jenis konsep desain, yaitu pendekatan tegangan yang diizinkan dan pendekatan keadaan batas.

Dengan menggunakan pendekatan tegangan yang diizinkan, baik tegangan yang dibutuhkan dari pembebanan maupun kapasitas tegangan maksimum pondasi dievaluasi. Pondasi dianggap aman selama tegangan yang dibutuhkan kurang dari kapasitas tegangan maksimum pondasi. Faktor keamanan 2 hingga 3 biasanya diterapkan pada kapasitas maksimum untuk mendapatkan berbagai tingkat beban yang diizinkan guna membatasi perpindahan pondasi. Analisis perpindahan terpisah biasanya dilakukan untuk menentukan perpindahan yang diizinkan untuk pondasi, dan untuk struktur jembatan. Desain berdasarkan konsep yang diizinkan masih merupakan praktik paling populer dalam desain pondasi.

Mulai diadopsi dalam desain jembatan kritis besar, pendekatan keadaan batas mensyaratkan bahwa pondasi dan jembatan yang ditopangnya tidak boleh gagal memenuhi persyaratan kinerja ketika melampaui berbagai keadaan batas. Keruntuhan jembatan adalah keadaan batas utama, dan desain bertujuan untuk menerapkan berbagai faktor pada pembebanan dan resistensi untuk memastikan bahwa keadaan ini sangat tidak mungkin terjadi. Desain perlu memastikan integritas struktural pondasi kritis sebelum mencapai keadaan batas utama, sehingga jembatan dapat diperbaiki dalam waktu yang relatif singkat setelah insiden pembebanan besar tanpa rekonstruksi pondasi yang memakan waktu.

Prosedur Desain

Dalam kondisi normal, prosedur desain pondasi jembatan harus mencakup langkah-langkah berikut:

1. Mengevaluasi kondisi geologi dan geoteknik lokasi dan bawah permukaan, melakukan pengeboran atau program eksplorasi lapangan lainnya, dan melakukan uji lapangan dan laboratorium untuk mendapatkan parameter desain untuk material bawah permukaan;
2. Meninjau persyaratan pondasi termasuk beban desain dan perpindahan yang diizinkan, ketentuan peraturan, ruang, atau kendala lainnya;
3. Mengevaluasi kondisi dan prosedur konstruksi yang diantisipasi;
4. Memilih jenis pondasi yang sesuai;

5. Menentukan kapasitas desain pondasi aksial dan lateral yang diizinkan dan maksimum, hubungan beban vs. defleksi, dan hubungan beban vs. penurunan;
6. Merancang berbagai elemen struktur pondasi; dan
7. Menentukan persyaratan untuk inspeksi konstruksi dan/atau prosedur uji beban, dan memasukkan persyaratan tersebut ke dalam spesifikasi konstruksi.

Kapasitas Desain

Kapasitas dalam Kondisi Jangka Panjang dan Jangka Pendek

Tergantung pada jenis pembebanan, fondasi dirancang untuk dua kondisi tegangan yang berbeda. Kapasitas dalam tegangan total digunakan di mana pembebanan relatif cepat dan sesuai dengan kondisi tanpa drainase. Kapasitas dalam tegangan efektif diadopsi di mana pembebanan lambat dan sesuai dengan kondisi drainase. Untuk banyak jenis tanah granular, seperti kerikil dan pasir bersih, kapasitas drainase sangat dekat dengan kapasitas tanpa drainase di bawah sebagian besar kondisi pembebanan. Kapasitas tiang pancang di bawah pembebanan seismik biasanya diambil 30% lebih tinggi daripada kapasitas di bawah pembebanan statis.

Kapasitas Aksial, Lateral, dan Momen

Fondasi dalam dapat memberikan resistensi lateral terhadap momen guling dan beban lateral serta resistensi aksial terhadap beban aksial. Sebagian atau sebagian besar kapasitas momen dari kelompok tiang pancang disediakan oleh kapasitas aksial tiang pancang individual melalui aksi kepala tiang pancang. Kapasitas momen bergantung pada kapasitas aksial masing-masing tiang pancang, susunan geometri tiang pancang, kekakuan kepala tiang pancang, dan kekakuan sambungan antara tiang pancang dan kepala tiang pancang. Desain dan analisis seringkali terkonsentrasi pada kapasitas aksial dan lateral masing-masing tiang pancang.

Kapasitas Struktural

Fondasi dalam dapat gagal karena kegagalan struktural elemen fondasi. Elemen-elemen ini harus dirancang untuk menahan momen, geser, aksi kolom atau tekuk, korosi, kelelahan, dll. di bawah berbagai beban desain dan kondisi lingkungan.

Penentuan Kapasitas

Pada bagian sebelumnya, prosedur dan konsep umum untuk desain fondasi dalam telah dibahas. Desain rinci mencakup penentuan kapasitas aksial dan lateral masing-masing fondasi, dan kapasitas kelompok tiang pancang. Banyak metode tersedia untuk memperkirakan kapasitas ini, dan dapat dikategorikan menjadi tiga jenis metodologi seperti yang tercantum di bawah ini:

- Analisis teoritis yang menggunakan kekuatan tanah atau batuan;
- Metode empiris termasuk analisis empiris yang menggunakan uji lapangan standar, persyaratan kode, dan pengalaman lokal; dan
- Uji beban, termasuk uji beban skala penuh, dan analisis resistensi penggerak dan benturan dinamis.

Pilihan metode bergantung pada ketersediaan data, ekonomi, dan kendala lainnya. Biasanya, beberapa metode digunakan; kapasitas pondasi kemudian diperoleh melalui evaluasi dan penilaian yang komprehensif.

Dalam menerapkan metode di atas, perancang perlu mengingat bahwa kapasitas pondasi adalah jumlah kapasitas semua elemen. Deformasi harus kompatibel pada elemen pondasi, pada tanah di sekitarnya, dan pada antarmuka tanah-pondasi. Penurunan atau pergerakan lain dari pondasi harus dibatasi dalam kisaran yang dapat diterima dan biasanya merupakan faktor pengendali untuk pondasi besar.

Ringkasan Metode Desain

Tabel 7.4 menyajikan daftar sebagian metode desain yang tersedia dalam literatur.

Tabel 7.4 Ringkasan Metode Desain untuk Pondasi Dalam

Tipe	Desain Untuk	Kondisi Tanah	Metode dan Penulis
Tiang pancang	Bantalan ujung	Tanah liat	Metode N_c
			Metode N_c
			Metode CPT
			CPT
		Pasir	Metode dengan konsep kedalaman kritis N_q
			Metode N_q
			Metode N_q
			N_q oleh orang lain
			Membatasi nilai N_q
			Nilai ϕ
			SEPERTI
			Metode CPT
			CPT
		Batu	
	Hambatan samping	Tanah liat	Metode α
			Metode α
			Metode β
			Metode λ
			Metode CPT
			CPT
			SPT
		Pasir	Metode α
			Metode β
			Metode β
			Metode CPT
			CPT
			SPT
	Sisi dan ujung	Semua	Uji beban: ASTM D 1143, uji tekan aksial statis
			Uji beban: ASTM D 3689, uji tarik aksial statis
			Rumus pemancangan tiang Sanders (1850)
			Rumus pemancangan tiang Denmark
			Rumus Engineering News (Wellington, 1988)

			Rumus dinamis — Analisis WEAP
			Analisis dinamika serangan dan serangan ulang
			Pengaruh antar lapisan
			Tidak ada kedalaman kritis.
	Beban-penurunan	Pasir	
		Semua	Teori elastisitas, solusi Mindlin
			Metode elemen
			Uji beban: ASTM D 1143, uji tekan aksial statis
			Uji beban: ASTM D 3689, uji tarik aksial statis
Poros bor	Bantalan ujung	Tanah liat	Metode N_c
			Pangkalan besar
			CPT
		Pasir	
		Batu	
		Batu	Pengukur tekanan
	Hambatan samping	Tanah liat	Metode α
			Metode α
			Metode α
			CPT
		Pasir	Metode β
			SPT
			CPT
		Batu	Coulombik
			Coulombik
			SPT
	Sisi dan ujung	Batu	FHWA
		Semua	Uji beban
	Beban-penurunan	Pasir	
		Tanah Liat	
		Semua	Uji beban
Semua	Resistensi lateral	Tanah Liat	Metode Broms
		Pasir	Metode Broms
		Semua	metode $p - y$
		Tanah Liat	respons $p - y$
		Tanah Liat (dengan air)	respons $p - y$
		Tanah Liat (tanpa air)	respons $p - y$
		Pasir	respons $p - y$
		Semua	respons $p - y$
			respons $p - y$ untuk tiang miring
			Respons $p - y$ pada tanah berlapis
			respons $p - y$
		Batu	respons $p - y$
	Beban-penurunan	Semua	Metode teori elastisitas
			Metode beda
			Metode elemen hingga umum (FEM)

		Dinamika FEM
	Bantalan ujung	Metode pengukur tekanan
	Resistensi lateral	Metode pengukur tekanan
		Uji beban: ASTM D 3966
Kelompok	Teori	Pendekatan elastisitas
		Pendekatan elastisitas
		Kelompok dua dimensi
		Kelompok tiga dimensi
	Faktor g-lateral	

Isu Desain Lainnya

Desain pondasi yang tepat harus mempertimbangkan banyak faktor terkait kondisi lingkungan, jenis kondisi pembebanan, kondisi tanah dan batuan, konstruksi, dan analisis teknik, termasuk:

- Berbagai pembebanan dan kombinasi pembebanan, termasuk beban benturan kapal atau kendaraan
- Guncangan gempa bumi
- Pencairan tanah
- Pecahnya patahan aktif dan zona geser
- Tanah longsor atau ketidakstabilan tanah
- Kondisi tanah yang sulit seperti tanah yang lemah dan mudah terkompresi di bawahnya
- Aliran puing
- Pengikisan dan erosi
- Korosi kimia pada material pondasi
- Pelapukan dan pengurangan kekuatan material pondasi
- Pembekuan
- Kondisi air termasuk banjir, perubahan muka air tanah, pengeringan
- Perubahan lingkungan akibat pembangunan jembatan
- Kondisi kontaminasi lokasi oleh bahan berbahaya
- Dampak aktivitas manusia atau hewan
- Pengaruh terhadap dan oleh struktur di dekatnya
- Persyaratan peraturan pemerintah dan masyarakat
- Praktik lokal

Ketidakpastian Desain Pondasi

Desain pondasi sama pentingnya dengan seni dan sains. Meskipun sebagian besar struktur pondasi dibuat oleh manusia, material geologi di sekitarnya diciptakan, diendapkan, dan diubah secara alami selama periode geologis. Komposisi dan sifat rekayasa material teknik seperti baja dan beton terkontrol dengan baik dalam variasi ketidakpastian antara 5 hingga 30%. Namun, ketidakpastian sifat rekayasa untuk material geologi alami dapat mencapai beberapa kali lipat, bahkan dalam lapisan dan formasi yang relatif seragam. Adanya patahan dan diskontinuitas lainnya membuat generalisasi sifat material menjadi sangat sulit, jika bukan tidak mungkin.

Informasi geologi dan geoteknik yang detail biasanya sulit dan mahal untuk diperoleh. Insinyur pondasi terus-menerus menghadapi tantangan untuk membuat penilaian rekayasa berdasarkan data kondisi tanah dan sifat rekayasa material geologi yang terbatas dan tidak memadai.

Dilaporkan bahwa dalam kondisi yang hampir identik, variasi kapasitas tiang pancang hingga 50% dapat diharapkan dalam jejak kepala tiang pancang dalam keadaan normal. Misalnya, tiang pancang dalam kelompok sembilan tiang pancang memiliki kapasitas benturan ulang yang berbeda yaitu 110, 89, 87, 96, 86, 102, 103, 74, dan 117 kips (1 kip = 4,45 kN) masing-masing. Namun, konservatisme dalam desain fondasi tidak selalu menjadi solusi. Di bawah beban seismik, fondasi yang lebih berat dan lebih kaku cenderung menarik lebih banyak energi seismik dan menghasilkan beban yang lebih besar; oleh karena itu, fondasi yang masif mungkin tidak menjamin kinerja jembatan yang aman.

Akan lebih menguntungkan jika tiang pancang, pipa baja, segmen caisson, atau batang baja tulangan disesuaikan dengan panjang yang tepat. Namun, variasi kedalaman dan panjang fondasi harus selalu diantisipasi. Program indikator, seperti tiang pancang indikator dan pengeboran eksplorasi percontohan, biasanya merupakan investasi yang baik.

7.4 KAPASITAS AKSIAL DAN PENURUNAN PONDASI INDIVIDUAL

Umum

Ketahanan aksial pondasi dalam meliputi ketahanan ujung (Q_{end}), ketahanan samping atau poros (Q_{side}), dan berat efektif pondasi (W_{pile}). Ketahanan ujung, juga disebut daya dukung ujung, adalah ketahanan tekan tanah di dekat atau di bawah ujung. Ketahanan samping terdiri dari gesekan, kohesi, dan daya dukung terkunci di sepanjang poros pondasi. Berat pondasi biasanya diabaikan dalam kondisi tekan karena hampir sama dengan berat tanah yang dipindahkan, tetapi biasanya diperhitungkan dalam kondisi pembebanan angkat.

Pada setiap kondisi pembebanan, ketahanan pondasi dalam (atau tiang pancang) individual dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$Q = Q_{end} + \Sigma Q_{side} \pm W_{pile} \tag{7.1}$$

Kontribusi setiap komponen dalam persamaan di atas bergantung pada perilaku tegangan-regangan dan kekakuan tiang pancang serta tanah dan batuan di sekitarnya. Kapasitas maksimum tiang pancang dapat dinyatakan sebagai

$$Q^c_{max} \leq Q^c_{end_max} + \Sigma Q^c_{side_max} - W_{pile} \qquad (dalam\ kompresi) \tag{7.2}$$

$$Q^t_{max} \leq Q^t_{end_max} + \Sigma Q^t_{side_max} + W_{pile} \qquad (dalam\ pengangkatan) \tag{7.3}$$

dan lebih kecil dari jumlah semua nilai maksimum resistensi. Kapasitas ultimate tiang pancang yang mengalami penurunan besar atau pergerakan ke atas dapat dinyatakan sebagai

$$Q^c_{ult} = Q^c_{end_ult} + \Sigma Q^c_{side_ult} - W_{pile} \leq Q^c_{max} \tag{7.4}$$

$$Q_{ult}^{t} = Q_{end_ult}^{t} + \Sigma Q_{side_ult}^{t} + W_{pile} \leq Q_{max}^{t} \quad (7.5)$$

Hambatan daya dukung samping dan ujung berkaitan dengan perpindahan tiang pancang. Kapasitas daya dukung ujung maksimum hanya dapat diaktifkan setelah pergerakan ke bawah tiang pancang yang substansial, sedangkan hambatan samping mencapai kapasitas maksimumnya pada pergerakan ke bawah yang relatif lebih kecil.

Oleh karena itu, komponen kapasitas maksimum (Q_{max}) yang ditunjukkan pada Persamaan (7.2) dan (7.3) mungkin tidak terwujud secara bersamaan di ujung dan sepanjang poros. Untuk poros yang dibor, daya dukung ujung biasanya diabaikan jika dasar lubang bor tidak dibersihkan dan diperiksa selama konstruksi. Rongga atau material yang mudah terkompresi mungkin ada di dasar setelah beton dicor; akibatnya, daya dukung ujung hanya akan diaktifkan setelah perpindahan yang substansial.

Perpindahan aksial sepanjang tiang pancang lebih besar di dekat bagian atas daripada di dekat ujung. Hambatan samping bergantung pada jumlah perpindahan dan biasanya tidak seragam sepanjang tiang pancang. Jika tiang pancang sangat panjang, hambatan samping maksimum mungkin tidak terjadi secara bersamaan di sepanjang seluruh panjang tiang pancang. Jenis material geoteknik tertentu, seperti sebagian besar batuan dan beberapa tanah liat kaku serta pasir padat, menunjukkan perilaku pelunakan regangan untuk resistensi sampingnya, di mana resistensi samping awalnya meningkat hingga mencapai maksimum, kemudian turun ke nilai sisa yang jauh lebih kecil dengan perpindahan lebih lanjut. Akibatnya, hanya panjang segmen tiang pancang yang tetap yang dapat mempertahankan nilai resistensi tinggi dan segmen ini bermigrasi ke bawah untuk berperilaku dalam pola kegagalan progresif. Oleh karena itu, kapasitas tiang pancang atau poros bor mungkin tidak meningkat tanpa batas dengan panjangnya.

Untuk desain menggunakan pendekatan tegangan yang diizinkan, kapasitas yang diizinkan dari tiang pancang adalah kapasitas desain di bawah beban layanan atau rutin. Kapasitas yang diizinkan (Q_{all}) diperoleh dengan membagi kapasitas ultimate (Q_{ult}) dengan faktor keamanan (FS) untuk membatasi tingkat penurunan tiang pancang dan untuk memperhitungkan ketidakpastian yang melibatkan material, pemasangan, perhitungan beban, dan aspek lainnya. Dalam banyak kasus, kapasitas ultimate (Q_{ult}) diasumsikan sebagai kapasitas maksimum (Q_{max}). Faktor keamanan biasanya antara 2 hingga 3 untuk fondasi dalam tergantung pada keandalan kapasitas ultimate yang diperkirakan. Dengan program uji pembebanan skala penuh di lapangan, faktor keamanannya biasanya 2.

Tabel 7.5 Nilai Khas Faktor Daya Dukung N_q

φ′ (derajat)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q' (perpindahan tiang pancang)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q^* (tiang bor)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

[a]Batasi □ hingga 28° jika penyemprotan digunakan.

[b]1. Jika alat pengambil air atau ember digunakan di bawah muka air tanah, hitung daya dukung ujung berdasarkan φ tidak melebihi 28°.
2. Untuk pilar dengan diameter lebih besar dari 24 inci, penurunan, bukan daya dukung, biasanya yang mengontrol desain. Untuk memperkirakan penurunan, ambil 50% dari penurunan untuk pondasi setara yang berada di permukaan tanah granular yang sebanding (Bab 5, DM-7.01).

Daya Dukung Ujung

Daya dukung ujung adalah bagian dari resistensi tekan aksial yang diberikan di bagian bawah tiang oleh tanah atau batuan di bawahnya. Resistensi bergantung pada jenis dan kekuatan tanah atau batuan dan pada kondisi tegangan di dekat ujung. Tiang yang sebagian besar kapasitasnya berasal dari daya dukung ujung disebut tiang daya dukung ujung.

Daya dukung ujung pada batuan dan jenis tanah tertentu seperti pasir padat dan kerikil biasanya cukup besar untuk menahan beban yang dirancang. Namun, jenis tanah atau batuan ini tidak mudah ditembus melalui pemancangan. Tidak ada atau hanya sedikit hambatan angkat yang diberikan dari ujung tiang; oleh karena itu, tiang pancang dengan daya dukung ujung memiliki hambatan yang rendah terhadap beban angkat.
Daya dukung ujung tiang pancang dapat dinyatakan sebagai:

$$Q_{end_max} = \begin{cases} cN_cA_{pile}\ untuk\ tanah\ liat \\ \sigma'_v N_q A_{pile}\ untuk\ pasir \\ \frac{U_c}{2} N_k A_{pile}\ untuk\ batu \end{cases} \quad (7.6)$$

dimana,

Q_{end_max} = daya dukung ujung maksimum sebuah tiang pancang
A_{pile} = area ujung atau dasar tumpukan
N_c, N_q, N_k = faktor daya dukung untuk tanah liat, pasir, dan batuan
C = kohesi tanah liat
σ'_v = tekanan beban efektif
U_c = kekuatan tekan tak terbatas batuan dan $\frac{U_c}{2} = S_u$, kekuatan geser setara batuan

Tanah liat

Faktor daya dukung N_c untuk tanah liat dapat dinyatakan sebagai

$$N_c = 6.0\left(1 + 0.2\frac{L}{D}\right) \leq 9 \quad (7.7)$$

di mana L adalah kedalaman penanaman ujung tiang pancang dan D adalah diameter tiang pancang.

Pasir

Faktor daya dukung N_q umumnya bergantung pada sudut gesekan φ pasir dan dapat diperkirakan dengan menggunakan Tabel 7.5 atau persamaan Meyerhof di bawah ini.

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7.8)$$

Kapasitas daya dukung ujung pada pasir mencapai batas maksimum setelah kedalaman penanaman kritis tertentu. Kedalaman kritis ini berkaitan dengan φ dan D dan untuk tujuan desain tercantum sebagai berikut:

$$L_c = 7D, \qquad \phi = 30^\circ \; untuk\ pasir\ lepas$$

$$L_c = 10D, \qquad \phi = 34^\circ \; untuk\ pasir\ dengan\ kepadatan\ sedang$$

$$L_c = 14D, \qquad \phi = 38^\circ \; untuk\ pasir\ padat$$

$$L_c = 22D, \qquad \phi = 45^\circ \; untuk\ pasir\ yang\ sangat\ padat$$

Validitas konsep kedalaman kritis telah dipertanyakan oleh beberapa orang; namun, praktik untuk membatasi kapasitas daya dukung ujung maksimum pada pasir akan menghasilkan desain yang konservatif dan sering direkomendasikan.

Batuan

Faktor daya dukung N_k bergantung pada kualitas massa batuan, sifat batuan utuh, sifat retakan atau sambungan, penanaman, dan faktor lainnya. Karena sifat kompleks massa batuan dan nilai daya dukung desain yang biasanya tinggi, perlu diperhatikan untuk memperkirakan N_k. Untuk batuan masif keras yang segar tanpa retakan terbuka atau terisi, N_k dapat mencapai setinggi 6. N_k menurun dengan meningkatnya keberadaan dan dominasi retakan atau sambungan dan dapat serendah 1.

Batuan harus diperlakukan sebagai tanah ketika batuan sangat retak dan lapuk atau material lemah pengisi mengendalikan perilaku massa batuan. Daya dukung pada batuan juga bergantung pada stabilitas massa batuan. Analisis stabilitas lereng batuan harus dilakukan di mana fondasi didasarkan pada lereng. Faktor keamanan yang lebih tinggi, 3 hingga setinggi 10 sampai 20, biasanya diterapkan dalam memperkirakan kapasitas daya dukung yang diizinkan untuk batuan menggunakan pendekatan N_k.

Parameter tanah atau batuan yang digunakan dalam desain harus diambil dari sifat rata-rata tanah atau batuan di bawah ujung tiang pancang dalam zona pengaruh. Zona pengaruh biasanya diambil sedalam tiga hingga lima diameter tiang pancang. Analisis terpisah harus dilakukan jika terdapat lapisan lemah di bawah ujung tiang pancang dan kemungkinan terjadi penurunan atau kegagalan tusukan yang berlebihan.

Metode Empiris

Metode empiris didasarkan pada informasi tentang jenis tanah/batuan dan uji lapangan atau sifat indeks. Uji penetrasi standar (SPT) untuk pasir dan uji penetrasi kerucut (CPT) untuk tanah sering digunakan.

Meyerhof merekomendasikan rumus sederhana untuk tiang pancang yang ditancapkan ke pasir. Tekanan daya dukung ujung tiang pancang dinyatakan sebagai

$$q_{\text{end_max}} \leq 4N_{\text{SPT}} \quad \text{in tsf (1 tsf} = 8.9 \text{ kN)} \tag{7.9}$$

di mana N_{SPT} adalah jumlah pukulan SPT tepat di bawah ujung tiang pancang dan $q_{\text{end_max}} = Q_{\text{end_max}}/A_{\text{pile}}$. Meskipun rumus ini dikembangkan untuk tiang pancang di pasir, rumus ini juga digunakan untuk tiang pancang di batuan lapuk untuk perkiraan awal kapasitas tiang pancang.

Schmertmann merekomendasikan metode untuk memperkirakan kapasitas tiang pancang dengan menggunakan uji CPT:

$$q_{\text{end_max}} = q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \tag{7.10}$$

di mana

q_{c1} = resistensi ujung kerucut rata-rata pada kedalaman 0,7 hingga 4 diameter tiang di bawah ujung tiang

q_{c2} = resistensi ujung kerucut rata-rata pada kedalaman 8 diameter tiang di atas ujung tiang

Bab 31 menyajikan tekanan dukung yang diizinkan yang direkomendasikan untuk berbagai jenis tanah dan batuan untuk pondasi telapak dan dapat digunakan sebagai perkiraan konservatif kapasitas dukung ujung untuk tiang dukung ujung.

Tabel 7.6 Nilai Khas α dan f_s

Rentang Kekuatan Geser Kekuatan S_u, ksf	Rumus untuk Estimasi α	Rentang α	Rentang f_s ksf	Keterangan
0 sampai 0.600	$\alpha = 1.0$	1	0-0.6	Tanah liat lunak
0.600 sampai 3	$\alpha = 0.375\left(1 + \frac{1}{S_u}\right)$	1-0.5	0.6-1.5	tanah liat dengan kekakuan sedang hingga sangat kaku
3 sampai 11	$\alpha = 0.375\left(1 + \frac{1}{S_u}\right)$	0.5-0.41	1.5-4.5	Tanah liat keras hingga batuan yang sangat lunak batuan
11 sampai 576 (76 psi sampai 4000 psi)	$\alpha = \frac{5}{\sqrt{2S_u}}, S_u$ dalam psi	0.41-0.056	4.5-32 (31-220 psi)	Batu lunak hingga batu keras

Catatan: 1 ksf = 1000 psf; 1 psi = 144 psf; 1 psf = 0,048 kPa; 1 psi = 6,9 kPa

[a]Untuk tiang pancang beton dan untuk pilar bor tanpa penumpukan lapisan lumpur di sepanjang poros. (Verifikasi apakah fs ≥ 3 ksf.)

Hambatan Samping

Hambatan samping biasanya terdiri dari gesekan dan kohesi antara tiang pancang dan tanah atau batuan di sekitarnya di sepanjang poros tiang pancang. Tiang pancang yang memperoleh hambatannya terutama dari hambatan samping disebut tiang pancang gesekan. Sebagian besar tiang pancang di tanah lempung adalah tiang pancang gesekan, yang dapat menahan beban angkat yang substansial.

Hambatan samping maksimum tiang pancang $Q_{\text{side_max}}$ dapat dinyatakan sebagai

$$Q_{\text{side_max}} = \sum f_s A_{\text{side}} \tag{7.11}$$

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta + c_a \tag{7.12}$$

$$c_a = \alpha S_u \tag{7.13}$$

dimana,

$\sum$ = jumlah total untuk semua lapisan tanah dan batuan di sepanjang tiang pancang
A_{side} = area sisi poros
f_s = hambatan gesekan maksimum pada sisi poros
K_s = faktor tekanan tanah lateral di sepanjang poros
σ'_v = tegangan vertikal efektif di sepanjang sisi poros
δ = Sudut gesekan antara tiang pancang dan tanah di sekitarnya; untuk tanah liat di bawah pembebanan cepat, δ sangat kecil dan biasanya diabaikan.
c_a = daya rekat antara tiang pancang dan tanah serta batuan di sekitarnya
α = faktor kekuatan, dan
S_u = kohesi tanah atau batuan

Tabel 7.7 Nilai Khas Kohesi dan Adhesi f_s

Jenis Tumpukan	Konsistensi Tanah	Kohesi, S_u psf	Adhesi, f_s psf
Kayu dan beton	Sangat lembut	0-250	0-250
	Lembut	250-500	250-480
	Sedang kaku	500-1000	480-750
	Kaku	1000-2000	750-950
	Sangat kaku	2000-4000	950-1300
Baja	Sangat lembut	0-250	0-250
	Lembut	250-500	250-460
	Sedang kaku	500-1000	480-700
	Kaku	1000-2000	700-720
	Sangat kaku	2000-4000	720-750

1 psf = 0,048 kPa.
Sumber: NAVFAC.

Tabel 7.8 Nilai Khas Tegangan Ikatan Jangkar Batuan untuk Batuan Pilihan

Jenis Batuan (Suara, Tidak Terurai)	Kekuatan Ikatan Maksimum antara Batu dan Jangkar Plus (δ_{skin}), psi
Granit dan basal	250-450
Batu kapur (kompeten)	300-400
Batu kapur dolomit	200-300
Batu kapur lunak	150-220
Batu tulis dan serpihan keras	120-200
Batuan serpih lunak	30-120
Batu pasir	120-150
Kapur (sifat variabel)	30-150
Marl (kaku, rapuh, retak)	25-36

Catatan: Secara umum tidak disarankan agar tegangan ikatan desain melebihi 200 psi bahkan pada batuan yang paling kuat sekalipun. 1 psi = 6,9 kPa.

Tabel 7.9 Nilai Khas Koefisien Tekanan Tanah Ks

Jenis Tumpukan	Koefisien Tekanan Tanah K_s		
	K_s (kompresi)	K_s (tensi)	K_s^b
Tiang pancang H tunggal yang dipasang	0.5-1.0	0.3-0.5	-
Tiang pancang perpindahan tunggal yang dipancangkan	1.0-1.5	0.6-1.0	0.7-3.0
Tiang pancang tirus perpindahan tunggal yang dipancangkan	1.5-2.0	1.0-1.3	-
Tiang pancang yang dipancangkan dengan jet	0.4-0.9	0.3-0.6	-
Tiang pancang bor (diameter kurang dari 24 inci)	0.7	0.4	-
Masukkan tumpukan	-	-	0.7 (kompresi)
			0.5 (tensi)
Dipasang dengan lubang yang sudah dibor sebelumnya	-	-	0.4-0.7
Dermaga yang dibor	-	-	0.1-0.4

a Dari NAVFAC.

b Dari Le Tirant (1979), Ks meningkat seiring dengan OCR atau DR.

Tabel 7.10 Nilai Khas Sudut Gesekan Tiang-Tanah δ

Jenis Tumpukan	δ_p°	Alternatif untuk δ
Konkret	-	$\delta = \frac{3}{4}\varphi$
Beton (kasar, cor di tempat)	33	$\delta = 0.85\varphi$
Beton (halus)	30	$\delta = 0.70\varphi$
Baja	20	-
Baja (bergelombang)	33	$\delta = \varphi$
Baja (halus)	-	$\delta = \varphi - 5^\circ$
Timber	-	$\delta = \frac{3}{4}\varphi$

a NAVFAC.

b Woodward et al.

c API dan de Ruiter dan Beringen

Nilai tipikal α, f_s, K_s, δ ditunjukkan pada Tabel 7.6 hingga 7.10. Untuk tujuan desain, hambatan samping f_s di pasir dibatasi pada nilai batas pada kedalaman kritis, yang sama dengan sekitar $10B$ untuk pasir lepas dan $20B$ untuk pasir padat.

Meyerhof merekomendasikan rumus sederhana untuk tiang pancang di pasir. Adhesi samping ultimate dinyatakan sebagai

$$f_s \leq \frac{N_{\text{SPT}}}{50} \quad \text{in tsf (1 tsf} = 8.9 \text{ kN)} \tag{7.14}$$

di mana N_{SPT} adalah jumlah pukulan rata-rata SPT di sepanjang tiang pancang.

Meyerhof juga merekomendasikan rumus untuk menghitung adhesi sisi ultimate berdasarkan hasil CPT seperti yang ditunjukkan berikut ini.

Untuk tiang pancang perpindahan penuh:

$$f_s = \frac{q_c}{200} \leq 1.0 \quad \text{di tsf} \tag{7.15}$$

Atau

$$f_s = 2f_c \leq 1.0 \tag{7.16}$$

Untuk tiang pancang tanpa perpindahan:

$$f_s = \frac{q_c}{400} \leq 0.5 \quad \text{di tsf} \tag{7.17}$$

Atau

$$f_s = f_c \leq 0.5 \tag{7.18}$$

di mana

q_c, f_c = hambatan ujung dan sisi kerucut yang diukur dari CPT; nilai rata-rata harus digunakan di sepanjang tiang pancang

Gaya Gesekan ke Bawah

Untuk tiang pancang di tanah lunak, masalah terkait deformasi lainnya perlu diperhatikan. Ketika tanah di sekitar tiang pancang mengalami penurunan relatif terhadap tiang pancang, gesekan samping, yang juga disebut gesekan kulit negatif, harus dipertimbangkan ketika terdapat lapisan tanah lempung yang mudah terkompresi dan lapisan pasir lepas yang mudah mencair. Gaya gesekan ke bawah juga dapat terjadi ketika tanah mengalami penurunan karena konstruksi caisson yang buruk di pasir. Di sisi lain, gaya gesekan ke atas juga harus dipertimbangkan dalam kasus di mana terjadi pengangkatan di sekitar tiang pancang untuk kondisi pembebanan ke atas, terutama selama pemasangan tiang pancang dan di tanah ekspansif.

Penurunan Tiang Pancang Individual, Kurva $t - z$, $Q - z$

Selain daya dukung, penurunan yang diizinkan adalah faktor pengendali lain dalam menentukan kapasitas yang diizinkan dari pondasi tiang pancang, terutama jika lapisan tanah yang sangat mudah terkompresi berada dekat atau di bawah ujung tiang pancang.

Penurunan pada tiang pancang kecil (diameter kurang dari 350 mm) biasanya dijaga dalam kisaran yang dapat diterima (biasanya kurang dari 10 mm) ketika faktor keamanan 2 hingga 3 diterapkan pada kapasitas ultimate untuk mendapatkan kapasitas yang diizinkan.

Namun, dalam desain tiang pancang atau caisson berdiameter besar, analisis penurunan terpisah harus selalu dilakukan.

Total penurunan di bagian atas tiang pancang terdiri dari penurunan langsung dan penurunan jangka panjang. Penurunan langsung terjadi selama atau sesaat setelah beban diterapkan, yang meliputi kompresi elastis tiang pancang dan deformasi tanah di sekitar tiang pancang dalam kondisi pembebanan tanpa drainase. Penurunan jangka panjang terjadi selama periode setelah beban diterapkan, yang meliputi deformasi creep dan deformasi konsolidasi tanah dalam kondisi pembebanan dengan drainase. Penurunan konsolidasi biasanya signifikan pada tanah lempung lunak hingga sedang kaku.

Penurunan creep terjadi paling signifikan pada tanah lempung overkonsolidasi (OC) di bawah beban besar yang berkelanjutan, dan dapat diperkirakan dengan menggunakan metode yang dikembangkan oleh Booker dan Poulos (1976). Pada prinsipnya, penurunan jangka panjang dapat dimasukkan dalam perhitungan penurunan akhir jika parameter desain tanah yang digunakan dalam perhitungan mencerminkan perilaku jangka panjang. Berikut ini disajikan tiga metode yang sering digunakan:

- Metode penyelesaian penurunan akhir dengan menggunakan solusi khusus dari teori elastisitas. Penurunan diperkirakan berdasarkan elastisitas ekivalen di mana semua deformasi tanah diasumsikan elastis linier.
- Metode empiris.
- Metode menggunakan pegas lokal, atau yang disebut metode t–z dan Q–z.

Metode dari Solusi Elastisitas

Penurunan elastis total S dapat dipisahkan menjadi tiga komponen:

$$S = S_b + S_s + S_{sh} \tag{7.19}$$

di mana S_b adalah bagian dari penurunan di ujung atau dasar tiang pancang yang disebabkan oleh kompresi lapisan tanah di bawah tiang pancang akibat beban titik di ujung tiang pancang, dan dinyatakan sebagai

$$S_b = \frac{p_b D_b I_{bb}}{E_s} \tag{7.20}$$

S_s adalah bagian dari penurunan di ujung tiang pancang yang disebabkan oleh kompresi lapisan tanah di bawah tiang pancang akibat beban gesekan samping terdistribusi di sepanjang poros tiang pancang, dan dapat dinyatakan sebagai

$$S_s = \sum_i \frac{(f_{si} l_i \Delta z_i) I_{bs}}{E_s} \tag{7.21}$$

dan S_{sh} adalah pemendekan dari tumpukan itu sendiri, dan dapat dinyatakan sebagai

$$S_{sh} = \sum_i \frac{(f_{si} l_i \Delta z_i) + p_b A_b (\Delta z_i)}{E_c (A_i)} \tag{7.22}$$

di mana

p_b = tekanan beban rata-rata di ujung tiang pancang
A_b = luas penampang tiang pancang di ujung tiang pancang; Ab pb adalah beban total di ujung tiang pancang
D_b = diameter tiang pancang di ujung tiang pancang
i = indeks untuk segmen ke-i tiang pancang
l = keliling segmen tiang pancang
Δz = panjang aksial segmen tiang pancang; $L = \sum_i \Delta z_i$ adalah panjang total tiang pancang.
f_s = gesekan satuan di sepanjang sisi poros; $f_{si} l_i \Delta z_i$ adalah gaya gesekan samping untuk segmen i dari tiang pancang
E_s = modulus Young tanah seragam dan isotropik
E_c = modulus Young tiang pancang
I_{bb} = faktor pengaruh penurunan dasar, dari beban di ujung tiang pancang (Gambar 7.4)
I_{bs} = faktor pengaruh penurunan dasar, dari beban di sepanjang poros tiang pancang (Gambar 7.4)

Karena asumsi elastisitas linier, keseragaman, dan isotropi untuk tanah, metode ini biasanya digunakan untuk tujuan estimasi awal.

Metode oleh Vesic

Penurunan S di bagian atas tiang pancang dapat dipecah menjadi tiga komponen, yaitu,

$$S = S_b + S_s + S_{sh} \tag{7.23}$$

Penurunan tanah akibat pemendekan tiang pancang adalah

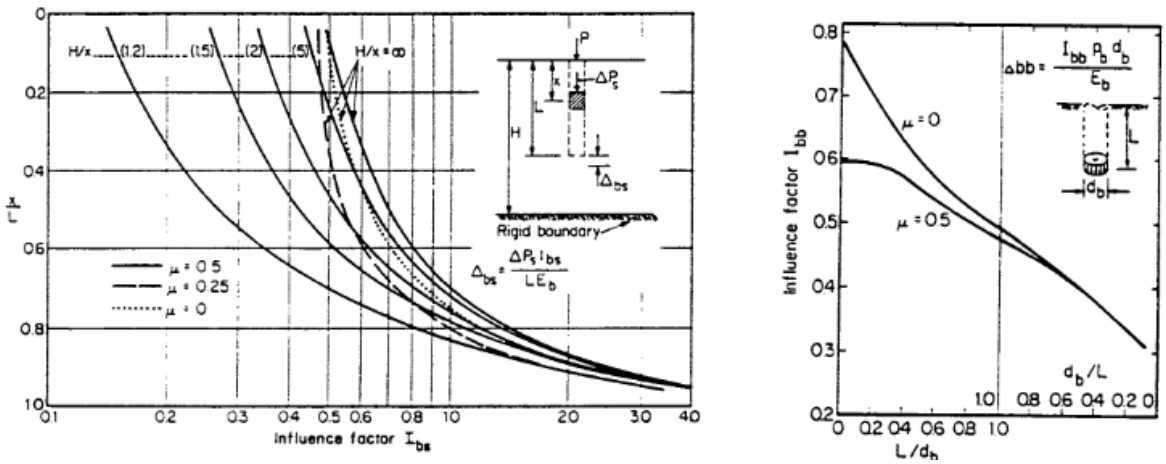
$$S_{sh} = (Q_p + \alpha_s Q_s) \frac{L}{A E_c} \tag{7.24}$$

di mana

Q_p = beban titik yang ditransmisikan ke ujung tiang pancang dalam rentang tegangan kerja
Q_s = beban gesekan poros yang ditransmisikan oleh tiang pancang dalam rentang tegangan kerja (dalam satuan gaya)
α_s = 0.5 untuk distribusi gesekan poros parabola atau seragam, 0.67 untuk distribusi gesekan poros segitiga yang dimulai dari gesekan nol di kepala tiang pancang hingga nilai maksimum di ujung tiang pancang, 0.33 untuk distribusi gesekan poros segitiga yang dimulai dari maksimum di kepala tiang pancang hingga nol di ujung tiang pancang
L = panjang tiang pancang
A = luas penampang tiang pancang
E_c = modulus elastisitas tiang pancang

Penurunan ujung tiang pancang yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan di ujung tiang pancang adalah

$$S_b = \frac{C_p Q_p}{D q_o} \tag{7.25}$$



Gambar 7.4 Faktor-faktor pengaruh I_{bb} dan I_{bs}. [Dari Woodward, Gardner dan Greer (1972), digunakan dengan izin dari McGraw-Hill Book Company]

di mana

C_p = koefisien empiris yang bergantung pada jenis tanah dan metode konstruksi, lihat Tabel 7.11.

D = diameter tiang pancang

q_o = kapasitas daya dukung ujung ultimate

dan penurunan ujung tiang pancang yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang pancang adalah

$$S_s = \frac{C_s Q_s}{h q_o} \tag{7.26}$$

di mana

C_s = $(0.93 + 0.16\ \mathrm{D/B})C_p$

h = panjang tertanam

Tabel 7.11 Nilai Khas C_p untuk Memperkirakan Penurunan Tiang Tunggal

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga gembur)	0.02-0.04	0.09-0.18
Tanah liat (kaku hingga lunak)	0.02-0.03	0.03-0.06
Lumpur (padat hingga gembur)	0.03-0.05	0.09-0.12

Catatan: Lapisan penahan beban di bawah ujung tiang diasumsikan meluas setidaknya 10 diameter tiang di bawah ujung dan tanah di bawah ujung memiliki kekakuan yang sebanding atau lebih tinggi.

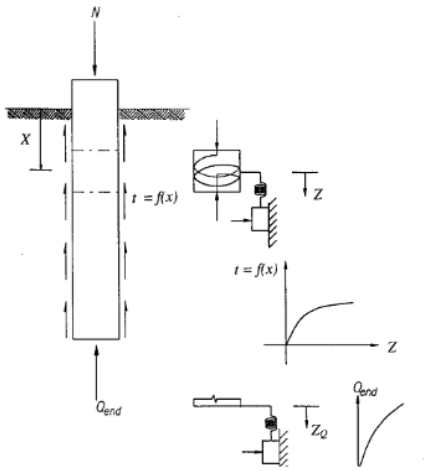
Metode Menggunakan Pegas Lokal: Metode t–z dan Q–z

Dalam metode ini, reaksi tanah di sekitar tiang dimodelkan sebagai pegas lokal: serangkaian pegas di sepanjang poros (kurva $t - z$) dan pegas yang terpasang pada ujung atau bagian bawah tiang (kurva $Q - z$). t adalah transfer beban atau gaya gesekan satuan di sepanjang poros, Q adalah resistensi ujung tiang, dan z adalah penurunan tanah di lokasi pegas. Tiang itu sendiri juga direpresentasikan sebagai serangkaian pegas untuk setiap segmen. Model mekanis ditunjukkan pada Gambar 7.5. Prosedur untuk mendapatkan penurunan tiang adalah sebagai berikut:

- Asumsikan pergerakan ujung tiang zb_1; dapatkan resistensi ujung yang sesuai Q_1 dari kurva Q–z.
- Bagi tiang menjadi sejumlah segmen, dan mulai perhitungan dari segmen bawah. Iterasi:
  1. Asumsikan pergerakan rata-rata segmen zs_1; peroleh gesekan samping rata-rata di sepanjang segmen bawah ts_1 dengan menggunakan kurva t–z di lokasi tersebut.
  2. Hitung pergerakan di tengah segmen dari pemendekan elastis tiang pancang di bawah beban aksial zs_2. Beban aksial adalah hambatan ujung Q_1 ditambah gesekan samping tambahan ts_1.
  3. Iterasi harus dilanjutkan hingga perbedaan antara zs_1 dan zs_2 berada dalam toleransi yang dapat diterima.

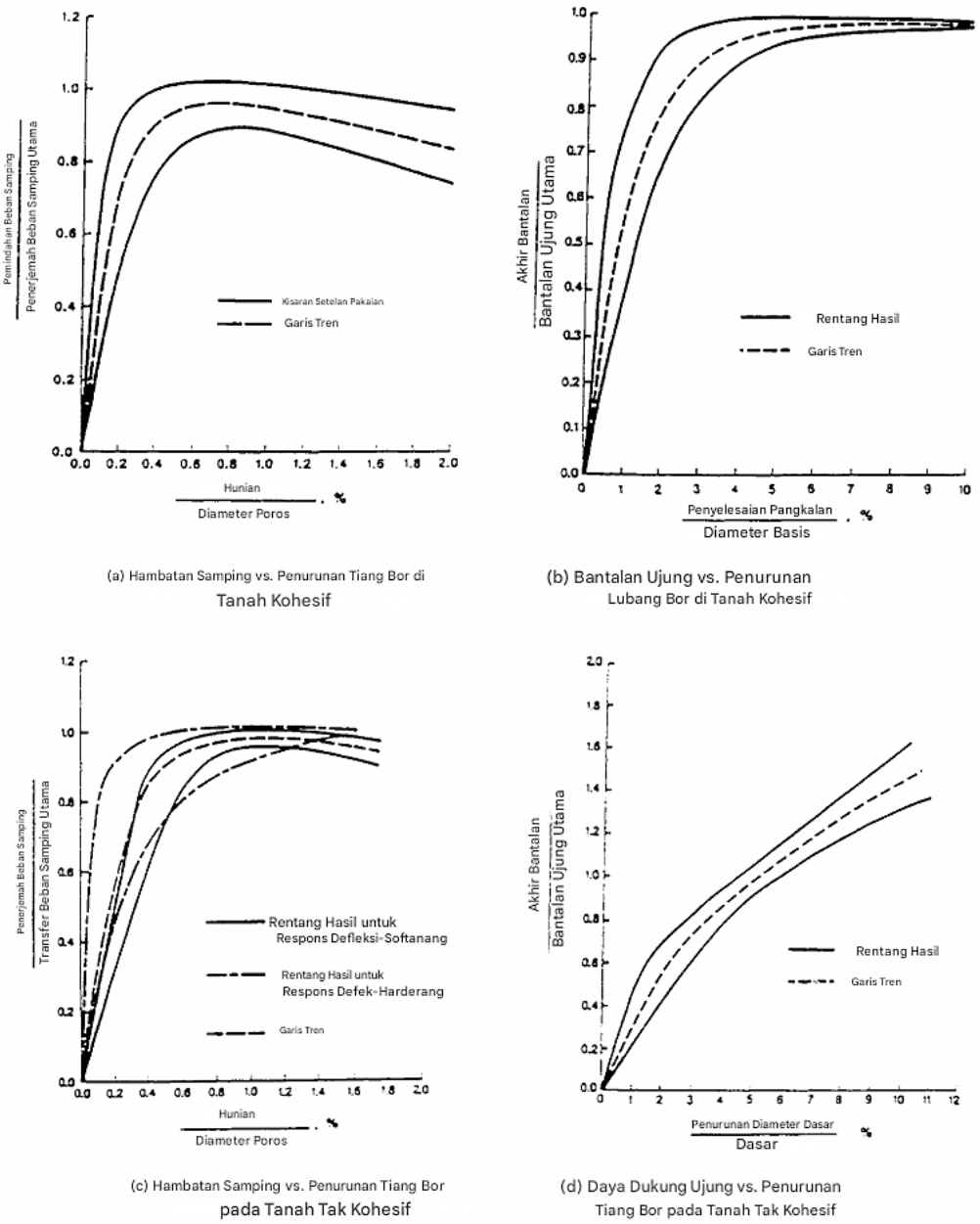
  Iterasi berlanjut untuk semua segmen dari bawah hingga atas tiang pancang.
  - Penurunan di bagian atas tiang pancang zt_1 yang sesuai dengan beban aksial atas Qt_1 ditetapkan.
  - Pilih pergerakan ujung tiang pancang lain zb_2 dan hitung zt_2 dan Qt_2 hingga ditemukan kurva hubungan beban vs. penurunan bagian atas tiang pancang.

Kurva $t - z$ dan $Q - z$ ditetapkan dari data uji oleh banyak penulis. Gambar 7.6 menunjukkan kurva $t - z$ dan $Q - z$ untuk tanah kohesif dan tanah tak kohesif menurut Reese dan O'Neil.



Gambar 7.5 Model analitik untuk tiang pancang di bawah beban aksial dengan kurva $t - z$ dan $Q - z$.

Meskipun metode kurva $t - z$ dan $Q - z$ menggunakan pegas lokal, penurunan yang dihitung biasanya berada dalam kisaran yang wajar karena kurva tersebut disesuaikan kembali langsung dari hasil pengujian. Faktor-faktor perilaku nonlinier tanah, kondisi tegangan yang rumit di sekitar tiang pancang, dan koreksi parsial terhadap asumsi Winkler tertanam dalam metodologi ini. Selain itu, penurunan tiang pancang dapat diperkirakan untuk kondisi yang rumit seperti geometri tiang pancang yang bervariasi, material tiang pancang yang berbeda, dan lapisan tanah yang berbeda.



Gambar 7.6 Perpindahan beban untuk hambatan samping $(t - z)$ dan daya dukung ujung $(Q - z)$. (a) Hambatan samping vs. penurunan, tiang bor di tanah kohesif; (b) daya dukung ujung vs. penurunan, tiang bor di tanah kohesif; (c) hambatan samping vs. penurunan, tiang

bor di tanah tak kohesif; (d) daya dukung ujung vs. penurunan, tiang bor di tanah tak kohesif. (Dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Edisi Pertama, hak cipta 1996 oleh American Association of State Highway and Transportation officials, Washington, D.C. Digunakan dengan izin.)

7.5 KAPASITAS LATERAL DAN DEFLEKSI PONDASI INDIVIDUAL

Umum

Kapasitas lateral suatu pondasi adalah kapasitas untuk menahan defleksi lateral yang disebabkan oleh gaya horizontal dan momen guling yang bekerja di atas pondasi. Untuk pondasi individual, resistensi lateral berasal dari tiga sumber: tekanan tanah lateral, geser dasar, dan tekanan tumpuan ujung yang terdistribusi tidak seragam. Tekanan tanah lateral adalah resistensi lateral utama untuk tiang pancang panjang.

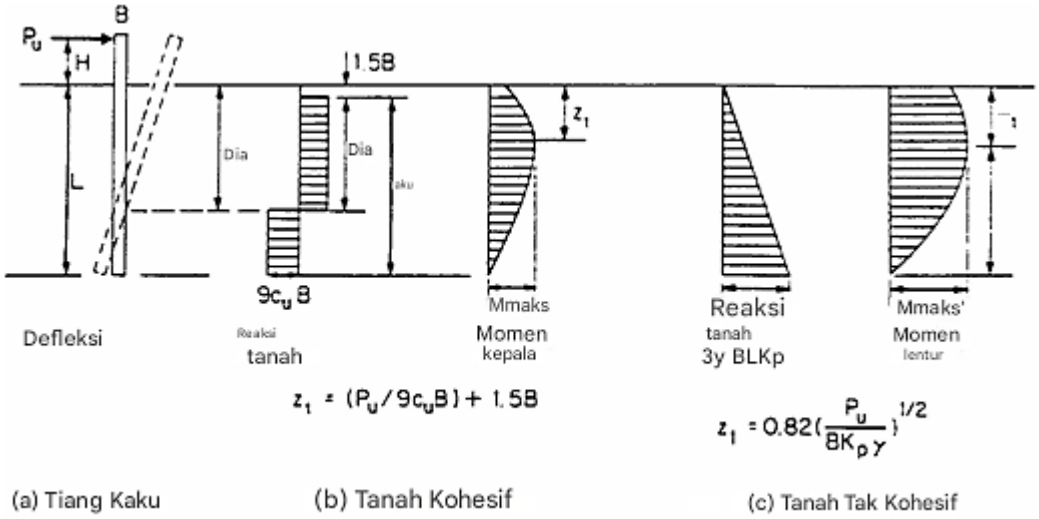
Metode Broms

Broms mengembangkan metode untuk memperkirakan kapasitas lateral ultimate suatu tiang pancang. Tiang pancang diasumsikan pendek dan kaku. Hanya gerakan translasi dan rotasi kaku yang dipertimbangkan dan hanya kapasitas lateral ultimate suatu tiang pancang yang dihitung. Metode ini mengasumsikan distribusi tekanan lateral ultimate untuk tanah kohesif dan non-kohesif; Kapasitas lateral tiang pancang dengan kondisi fiksasi atas yang berbeda dihitung berdasarkan tekanan lateral yang diasumsikan seperti yang diilustrasikan pada Gambar 7.7 dan 7.8. Dibatasi oleh asumsi tersebut, metode Broms biasanya hanya digunakan untuk perkiraan awal kapasitas lateral ultimate tiang pancang.

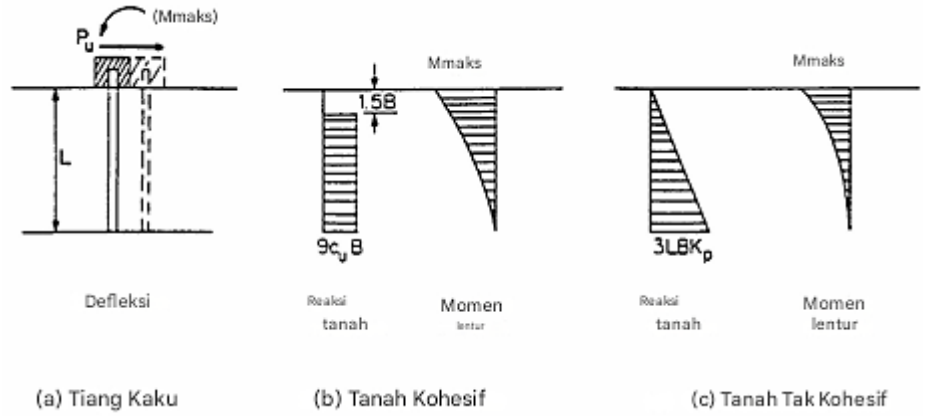
Tekanan Lateral Ultimate

Tekanan lateral ultimate qh,u di sepanjang tiang pancang dihitung sebagai berikut:

$$Q_{h,a} = \begin{cases} 9c_u & untuk\ tanah\ kohesif \\ 3K_p p_0' & untuk\ tanah\ tak\ kohesif \end{cases} \quad (7.27)$$



Gambar 7.7 Tiang pancang kaku pendek dengan kepala bebas — kondisi beban maksimum. (a) Tiang pancang kaku; (b) tanah kohesif; (c) tanah tak kohesif.



Gambar 7.8 Tiang pancang kaku pendek dengan kepala tetap — kondisi beban maksimum. (a) Tiang pancang kaku; (b) tanah kohesif; (c) tanah tak kohesif.

dimana,

c_u = kekuatan geser tanah

K_p = koefisien tekanan tanah pasif, $K_p = \tan^2(45^o + \varphi/2)$ dan φ merupakan sudut gesekan dari tanah tak kohesif (atau pasir dan kerikil)

p_0' = tekanan beban berlebih yang efektif, $p_0' = \gamma' z$ pada kedalaman z dari permukaan tanah, γ' adalah berat satuan efektif tanah

Kapasitas Lateral Maksimum untuk Kondisi Kepala Bebas

Kapasitas lateral maksimum P_u dari tiang pancang dalam kondisi kepala bebas dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

$$P_u = \begin{cases} \left(\dfrac{L_0'^2 - 2L'L_0' + 0.5L'^2}{L' + H + 1.5B}\right)(9c_u B) & untuk\ tanah\ kohesif \\ \dfrac{0.5BL^3K_p\gamma'}{H+L} & untuk\ tanah\ tak\ kohesif \end{cases} \quad (7.28)$$

di mana

L = panjang tertanam tiang pancang

H = jarak resultan gaya lateral di atas permukaan tanah

B = diameter tiang pancang

L' = panjang tertanam tiang pancang yang diukur dari kedalaman $1.5B$ di bawah permukaan tanah, atau $L' = L - 1.5B$

L_0 = kedalaman ke pusat rotasi, dan $L_0 = (H + 23L)/(2H + L)$

L_0' = kedalaman ke pusat rotasi yang diukur dari kedalaman 1,5B di bawah permukaan tanah, atau $L_0' = L_0 - 1.5B$

Kapasitas Lateral Maksimum untuk Kondisi Kepala Tetap

Kapasitas lateral maksimum P_u dari tiang pancang dalam kondisi kepala tetap dihitung dengan menggunakan rumus berikut:

$$P_u = \begin{cases} 9c_u B(L - 1.5B) & untuk\ tanah\ kohesif \\ 1.5\gamma' BL^2 K_p & untuk\ tanah\ tak\ kohesif \end{cases} \quad (7.29)$$

Kapasitas Lateral dan Defleksi — Metode $p - y$

Salah satu metode yang paling umum digunakan untuk menganalisis tiang pancang yang diberi beban lateral adalah metode $p - y$, di mana reaksi tanah terhadap defleksi lateral tiang pancang diperlakukan sebagai pegas nonlinier lokal berdasarkan asumsi Winkler. Tiang pancang dimodelkan sebagai balok elastis yang ditopang pada lapisan tanah dasar yang dapat berubah bentuk.

Metode $p - y$ serbaguna dan dapat digunakan untuk menyelesaikan masalah termasuk berbagai jenis tanah, tanah berlapis, perilaku tanah nonlinier; berbagai material tiang pancang, penampang; dan berbagai kondisi sambungan kepala tiang pancang.

Model Analitik dan Persamaan Dasar

Model analitik untuk tiang pancang di bawah beban lateral dengan kurva $p - y$ ditunjukkan pada Gambar 7.9. Persamaan dasar untuk masalah balok di atas lapisan tanah dasar yang dapat berubah bentuk dapat dinyatakan sebagai

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} - P_x\frac{d^2y}{dx^2} + p + q = 0 \quad (7.30)$$

di mana

y = defleksi lateral pada titik x di sepanjang tiang pancang

EI = kekakuan lentur atau kekakuan fleksibel tiang pancang

P_x = gaya aksial pada kolom balok

p = reaksi tanah per satuan panjang, dan $p = -E_s y$; di mana E_s adalah modulus sekan reaksi tanah.

q = beban terdistribusi lateral

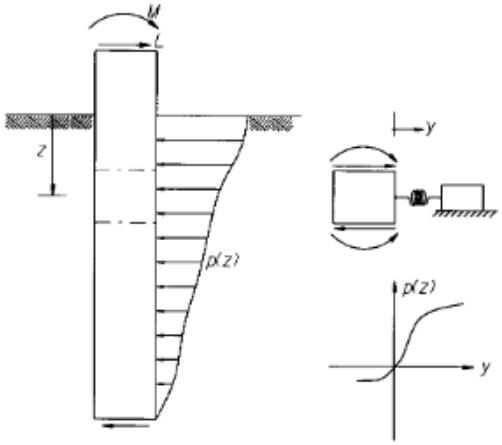
Hubungan berikut juga digunakan dalam mengembangkan kondisi batas:

$$M = -EI\frac{d^2y}{dx^2} \quad (7.31)$$

$$Q = -\frac{dM}{dx} + P_x\frac{dy}{dx} \quad (7.32)$$

$$\theta = \frac{dy}{dx} \quad (7.33)$$

di mana M adalah momen lentur, Q adalah gaya geser pada kolom balok, θ adalah rotasi tiang pancang.



Gambar 7.9 Model analitik untuk tiang pancang di bawah beban lateral dengan kurva $p - y$.

Metode $p - y$ merupakan alat yang berharga dalam menganalisis tiang pancang yang diberi beban lateral. Hasil yang wajar biasanya diperoleh. Program komputer biasanya diperlukan karena kompleksitas dan iterasi yang dibutuhkan untuk menyelesaikan persamaan di atas menggunakan metode beda hingga atau metode lainnya. Perlu dicatat bahwa asumsi Winkler mengabaikan efek global dari suatu kontinum. Biasanya, jika tanah berperilaku seperti kontinum, defleksi pada satu titik akan memengaruhi defleksi pada titik lain di bawah pembebanan. Tidak ada ekspresi eksplisit dalam metode $p - y$ karena pegas lokal diasumsikan.

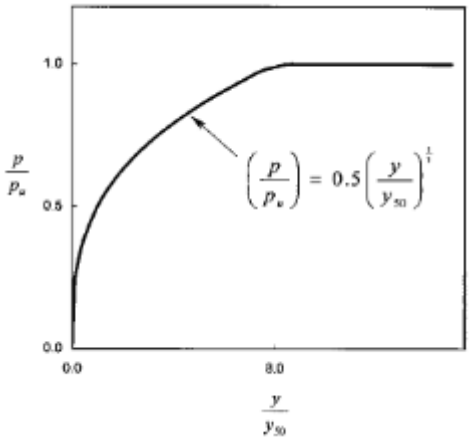
Meskipun kurva $p - y$ dikembangkan langsung dari hasil uji beban dan pengaruh interaksi global disertakan secara implisit, ada kasus di mana hasil yang tidak terduga terjadi. Misalnya, gaya geser yang terlalu besar akan diprediksi untuk tiang pancang besar di batuan dengan menggunakan pendekatan metode $p - y$, di mana efek kontinum dan kekakuan geser batuan di sekitarnya diabaikan. Akurasi metode $p - y$ bergantung pada jumlah pengujian dan variasi parameter yang diuji, seperti geometri dan kekakuan tiang pancang, lapisan tanah, kekuatan dan kekakuan tanah, dan kondisi pembebanan. Kita harus berhati-hati dalam mengekstrapolasi kurva $p - y$ ke kondisi di mana pengujian belum dilakukan dalam situasi serupa.

Pembentukan Kurva $p - y$

Kurva $p - y$, atau resistensi tanah lateral p yang dinyatakan sebagai fungsi pergerakan tanah lateral y, didasarkan pada perhitungan balik dari hasil pengujian tiang pancang yang dibebani secara lateral. Rumusan empiris kurva $p - y$ berbeda untuk berbagai jenis tanah. Kurva $p - y$ juga bergantung pada diameter tiang pancang, kekuatan dan kekakuan tanah, tekanan beban penahan, dan kondisi pembebanan. Pengaruh tanah berlapis, tiang pancang miring, tiang pancang di lereng, dan tiang pancang yang berdekatan juga biasanya dipertimbangkan. Rumusan untuk tanah liat lunak, pasir, dan batuan diberikan di bawah ini.

Kurva $p - y$ untuk Tanah Lempung Lunak

Matlock mengusulkan metode untuk menghitung kurva $p - y$ untuk tanah lempung lunak seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.10. Resistensi lateral tanah p dinyatakan sebagai



Gambar 7.10 Bentuk karakteristik kurva $p - y$ untuk tanah liat lunak.

$$p\begin{cases}0.5\left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/3} p_u & y < y_p = 8y_{50} \\ p_u & y \geq y_p\end{cases} \tag{7.34}$$

di mana

p_u = hambatan lateral tanah maksimum yang sesuai dengan tegangan geser maksimum tanah

y_{50} = pergerakan lateral tanah yang sesuai dengan 50% dari hambatan lateral tanah maksimum

y = pergerakan lateral tanah

Hambatan lateral tanah maksimum p_u dihitung sebagai

$$p\begin{cases}\left(3 + \frac{\gamma' x}{c} + J\frac{x}{B}\right)cB & x < x_r = (6B)/\left(\frac{\gamma' B}{c} + J\right) \\ 9cB & x \geq x_r\end{cases} \tag{7.35}$$

di mana γ' adalah berat satuan efektif, x adalah kedalaman dari permukaan tanah, c adalah kekuatan geser tanah liat yang tidak terkuras, dan J adalah konstanta yang sering diambil sebagai 0.5.

Pergerakan lateral tanah yang sesuai dengan 50% dari resistensi lateral tanah ultimate y_{50} dihitung sebagai

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}B \tag{7.36}$$

di mana ε_{50} adalah regangan tanah yang sesuai dengan setengah dari tegangan deviasi maksimum. Tabel 7.12 menunjukkan nilai representatif dari Kurva $p - y$ untuk Pasir ε_{50}.

Reese et al. mengusulkan metode untuk mengembangkan kurva $p - y$ untuk material berpasir. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.11, kurva $p - y$ tipikal biasanya terdiri dari empat segmen berikut:

Segmen	Jenis kurva	Rentang y	Rentang p	$p - y$ melengkung
1	Linier	0 to y_k	0 to p_k	$p = (kx)y$
2	Parabola	y_k to y_m	p_k to p_m	$p = p_m\left(\frac{y}{y_m}\right)^n$
3	Linier	y_m to y_n	p_m to p_v	$p = p_m + \frac{p_v - p_m}{y_v - y_m}(y - y_m)$
4	Linier	$\geq y_n$	p_u	$p = p_v$

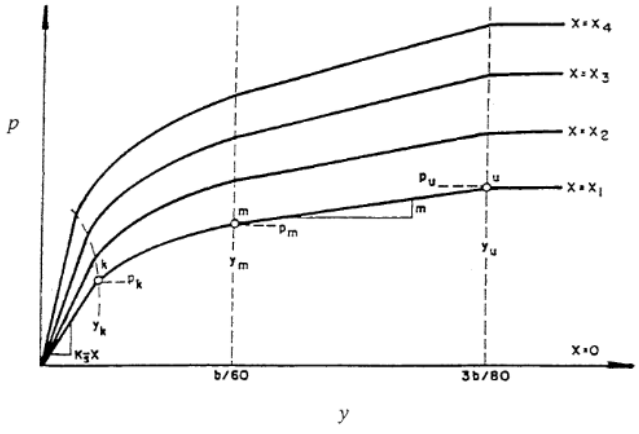
Tabel 7.12 Nilai Representatif dari ε_{50}

Konsistensi Tanah Liat	Kekuatan Geser Tak Terdrainase, psf	ε_{50}
Lembut	0-400	0.020
Kekakuan sedang	400-1000	0.010
Kaku	1000-2000	0.007
Sangat kaku	2000-4000	0.005
Keras	4000-8000	0.004

1 psf = 0,048 kPa.

di mana y_m, y_v, p_m, dan p_v dapat ditentukan langsung dari parameter tanah. Bentuk parabola Segmen 2, dan perpotongan dengan Segmen 1 (y_k dan p_k) dapat ditentukan berdasarkan y_m, y_v, p_m, dan pu seperti yang ditunjukkan di bawah ini.

Segmen 1 dimulai dengan garis lurus dengan kemiringan awal kx, di mana x adalah kedalaman dari permukaan tanah ke titik di mana kurva $p - y$ dihitung. k adalah parameter yang akan ditentukan berdasarkan kerapatan relatif dan berbeda tergantung apakah di atas atau di bawah muka air tanah. Nilai representatif k ditunjukkan pada Tabel 7.13.



Gambar 7.11 Bentuk karakteristik kurva $p - y$ untuk pasir.

Tabel 7.13 Sudut Gesekan dan Konsistensi Tabel 7.13 Sudut Gesekan dan Konsistensi

Relatif terhadap Permukaan Air Tanah	Sudut Gesekan dan Konsistensi		
	29°-30° (Longgar)	30°-36° (Padat Sedang)	36°-40° (Padat)
Di atas	20 pci	60 pci	125 pci

Di bawah	25 pci	90 pci	225 pci

1 pci = 272 kPa/m.

Segmen 2 berbentuk parabola dan dimulai dari ujung Segmen 1 pada

$$y_k = \left[\frac{p_m/y_m}{kx^n}\right]^{(1/(n-1))}$$

dan $p_k = (kx)y_k$ kekuatan parabola

$$n = \frac{y_m}{p_m}\left(\frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}\right)$$

Segmen 3 dan 4 adalah garis lurus. y_m, y_u, p_m, dan p_u dinyatakan sebagai

$$y_m = \frac{b}{60} \tag{7.37}$$

$$y_u = \frac{3b}{80} \tag{7.38}$$

$$p_m = B_s p_s \tag{7.39}$$

$$p_u = A_s p_s \tag{7.40}$$

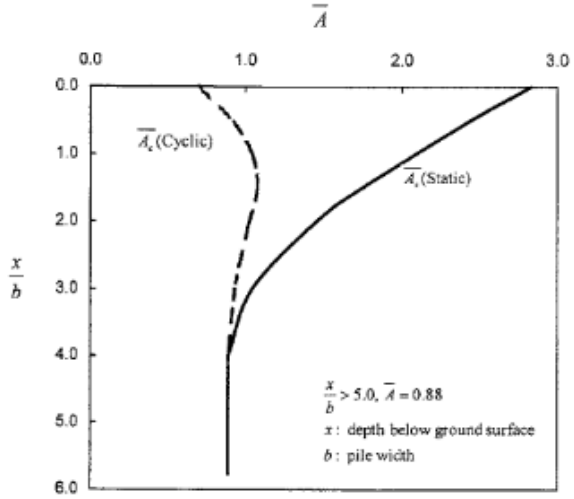
di mana b adalah diameter tiang pancang; A_s dan B_s adalah koefisien yang dapat ditentukan dari Gambar 7.12 dan 7.13, tergantung pada kondisi pembebanan statis atau siklik; p_s sama dengan nilai minimum dari p_{st} dan p_{sd}, sebagai

$$P_{st} = \gamma x \left[\begin{array}{c} \frac{K_o x \tan\varphi \sin\beta}{\tan(\beta-\varphi)\cos\alpha} + \frac{\tan\beta}{\tan(\beta-\varphi)}(b + x\tan\beta\tan\alpha) \\ +K_o x \tan\beta(\tan\phi\tan\varphi - \tan\alpha) - K_a b \end{array}\right] \tag{7.41}$$

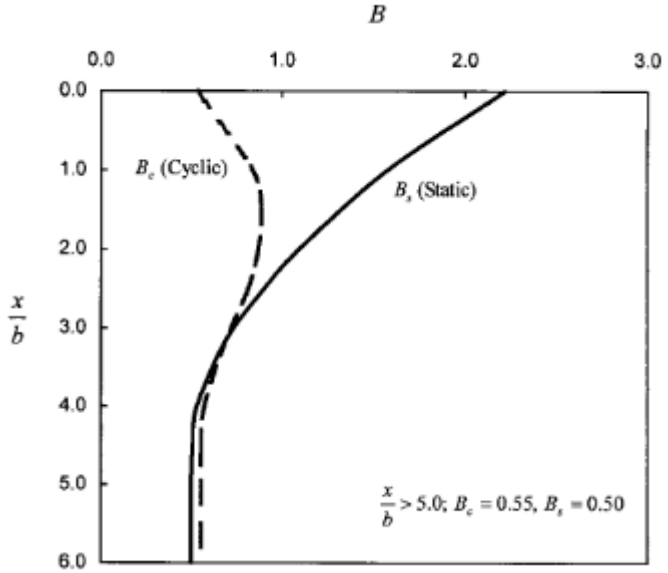
$$p_{sd} = K_a b x \gamma[\tan^3\beta - 1] + K_o b \gamma x \tan\phi \tan^4\beta \tag{7.42}$$

$$p = \min(p_{st}, p_{sd}) \tag{7.43}$$

di mana φ adalah sudut gesekan tanah; α diambil sebagai $\varphi/2$; β sama dengan 45^o $\varphi/2$; K_o adalah koefisien tekanan tanah saat diam dan biasanya diasumsikan 0.4; dan K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif dan sama dengan $\tan^2(45° \varphi/2)$.



Gambar 7.12 Variasi A_s terhadap kedalaman untuk pasir.



Gambar 7.13 Variasi B_s terhadap kedalaman untuk pasir.

Pegas Lateral: Kurva $p - y$ untuk Batuan

Reese mengusulkan prosedur untuk menghitung kurva $p - y$ untuk batuan menggunakan sifat dasar batuan dan massa batuan seperti kekuatan tekan batuan utuh q_{ur}, penunjukan kualitas batuan (RQD), dan modulus awal batuan E_{ir}. Deskripsi prosedur disajikan sebagai berikut.

Kurva $p - y$ terdiri dari tiga segmen:

$$\begin{aligned} &\text{Segmen 1: } p = K_{ur} y && \text{untuk} \quad y \le y_a \\ &\text{Segmen 2: } p = \frac{p_{ur}}{2}\left(\frac{y}{y_{rm}}\right)^{0.25} && \text{untuk} \quad y_a < y < 16y_{rm} \\ &\text{Segmen 3: } p = p_{ur} && \text{untuk} \quad y \ge 16y_{rm} \end{aligned} \tag{7.44}$$

di mana p adalah gaya lateral per satuan panjang tiang pancang dan y adalah defleksi lateral.

K_{ir} adalah kemiringan awal dan dinyatakan sebagai

$$K_{ir} = k_{ir}E_{ir} \tag{7.45}$$

k_{ir} adalah konstanta tak berdimensi dan ditentukan oleh

$$K_{ir}\begin{cases}\left(100 + \dfrac{400x_r}{3b}\right) & untuk\ 0 \le x_r \le 3b \\ 500 & untuk\ x_r > 3b\end{cases} \tag{7.46}$$

x_r = kedalaman di bawah permukaan batuan dasar, b adalah lebar rongga batuan
E_{ir} = modulus awal batuan.
y_a adalah defleksi lateral yang memisahkan Segmen 1 dan 2, dan

$$y_a = \left(\frac{p_{ur}}{2y_{rm}^{0.25}K_{ir}}\right)^{1.333} \tag{7.47}$$

Dimana

$$y_{rm} = k_{rm}b \tag{7.48}$$

k_{rm} adalah konstanta, berkisar dari 0,0005 hingga 0,00005.
p_{ur} adalah resistansi tertinggi dan dapat ditentukan dengan

$$p_{ur}\begin{cases}a_r q_{ur} b\left(1 + 1.4\dfrac{x_r}{b}\right) & untuk\ 0 \le x_r \le 3b \\ 5.2a_r q_{ur} b & untuk\ x_r > 3b\end{cases} \tag{7.49}$$

di mana
q_{ur} = kekuatan tekan batuan dan a_r adalah faktor pengurangan kekuatan yang ditentukan oleh

$$\alpha_r = 1 - \frac{\text{RQD}}{150} \qquad 0 \le \text{RQD} \le 100 \tag{7.50}$$

RQD = penunjukan kualitas batuan untuk batuan.

7.6 PONDASI BERKELOMPOK

Umum

Meskipun kelompok tiang pancang terdiri dari sejumlah tiang pancang individual, perilaku kelompok tiang pancang tidak sama dengan jumlah semua tiang pancang seolah-olah mereka adalah tiang pancang individual yang terpisah. Perilaku kelompok tiang pancang lebih kompleks daripada tiang pancang individual karena efek kombinasi tiang pancang, interaksi antar tiang pancang dalam kelompok, dan efek kepala tiang pancang. Misalnya, tegangan

dalam tanah dari pembebanan tiang pancang individual akan tidak signifikan pada kedalaman tertentu di bawah ujung tiang pancang.

Namun, tegangan yang ditumpangkan dari semua tiang pancang tetangga dapat meningkatkan tingkat tegangan pada kedalaman tersebut dan mengakibatkan penurunan yang cukup besar atau kegagalan daya dukung, terutama jika terdapat lapisan tanah lemah di bawahnya. Interaksi dan pengaruh antar tiang pancang biasanya berkurang untuk tiang pancang yang berjarak sekitar 7 hingga 8 diameter. Kapasitas aksial dan lateral serta penurunan dan defleksi lateral yang sesuai dari kelompok tiang pancang akan dibahas di bagian selanjutnya.

Kapasitas Aksial Kelompok Tiang Pancang

Kapasitas aksial suatu kelompok tiang pancang adalah kombinasi tiang pancang dalam kelompok tersebut, dengan mempertimbangkan interaksi antar tiang pancang. Salah satu cara untuk memperhitungkan interaksi tersebut adalah dengan menggunakan faktor efisiensi kelompok η_a, yang dinyatakan sebagai:

$$\eta_a = \frac{P_{\text{Group}}}{\sum_i P_{\text{Single_Pile},\, i}} \tag{7.51}$$

di mana P_{Group} adalah kapasitas aksial dari kelompok tiang pancang. $\sum_i P_{\text{Single_Pile},\, i}$ adalah jumlah kapasitas aksial dari semua tiang pancang individual. Efisiensi kelompok untuk kapasitas aksial bergantung pada banyak faktor, seperti metode pemasangan, kondisi tanah, dan fungsi tiang pancang, yang disajikan dalam Tabel 7.14.

Tabel 7.14 Faktor Efisiensi Kelompok untuk Kapasitas Aksial

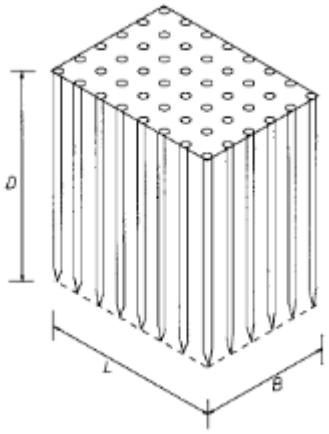
Metode Pemasangan Tiang Pancang	Fungsi	Kondisi Tanah	Efisiensi Grup yang Diharapkan	Efisiensi Kelompok Desain (dengan jarak minimum sama dengan 2,5 diameter tiang)
Tiang Pancang	Bantalan ujung	Pasir	1.0	1.0
	Gesekan samping	Pasir lepas hingga agak padat	>1.0, hingga 2.0	1.0, atau meningkat dengan uji beban
	Gesekan samping	Pasir padat	Mungkin 1.0	1.0
Poros bor	Semua	Pasir	<1.0	0.67-1.0
Tiang pancang dan sumur bor	Gesekan samping	Tanah liat lunak hingga agak kaku	<1.0	0.67-1.0
	Bantalan ujung	Tanah liat lunak hingga agak kaku	<1.0	0.67-1.0
	Gesekan samping	Tanah liat yang kaku	1.0	1.0
	Bantalan ujung	Tanah liat yang kaku	1.0	1.0
	Gesekan samping	Tanah liat	<1.0	Gunakan juga “Blokir Grup”

Bantalan ujung	Tanah liat, atau lapisan tanah liat di bawahnya	<1.0	Gunakan juga “Blokir Grup”

Pada jarak yang dekat, tiang pancang yang dipancangkan di pasir yang gembur hingga sedang padat dapat memadatkan pasir dan akibatnya meningkatkan tegangan lateral dan gesekan di sepanjang tiang. Namun, tiang pancang yang dipancangkan di pasir padat dapat menyebabkan dilatasi pasir dan akibatnya menyebabkan pengangkatan dan kerusakan pada tiang lainnya. Pengaruh jarak terhadap daya dukung ujung untuk pasir biasanya terbatas dan faktor efisiensi kelompok η_a dianggap 1.0, dalam kondisi normal.

Untuk pilar bor di pasir yang gembur hingga sedang padat, tidak terjadi pemadatan pasir. Faktor efisiensi kelompok $\eta_{a\boldsymbol{g}}$ biasanya kurang dari 1.0 karena pengaruh tiang-tiang lain yang berdekatan.

Untuk tiang pancang yang dipancangkan di tanah liat yang kaku hingga sangat kaku, tiang-tiang dalam kelompok tiang cenderung membentuk "blok kelompok" yang berperilaku seperti tiang pendek raksasa. Ukuran blok kelompok adalah luas tanah yang dikelilingi oleh tiang-tiang, termasuk tiang-tiang perimeter seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7.14. Faktor efisiensi kelompok η_a biasanya sama dengan 1.0. Untuk tiang pancang di tanah liat lunak hingga agak kaku, faktor efisiensi kelompok η_a biasanya kurang dari 1.0 karena tingkat tegangan geser meningkat akibat pembebanan dari tiang pancang yang berdekatan.



Gambar 7.14 Model kegagalan blok untuk kelompok tiang pancang di tanah liat.

Metode blok kelompok juga sering digunakan untuk memeriksa daya dukung kelompok tiang pancang. Blok kelompok diperlakukan sebagai pondasi telapak dalam yang besar dan tingkat dasar pondasi yang diasumsikan berbeda tergantung pada apakah tiang pancang tersebut bertumpu pada ujung atau gesekan. Untuk tiang pancang bertumpu pada ujung, daya dukung blok kelompok diperiksa dengan mengasumsikan dasar pondasi berada di ujung tiang pancang. Untuk tiang pancang gesekan, daya dukung kelompok tiang pancang diperiksa dengan mengasumsikan bahwa dasar pondasi terletak pada ⅓ dari total panjang tertanam di atas ujung.

Daya dukung lapisan yang lebih lemah di bawahnya kemudian diperkirakan dengan menggunakan metode yang dibahas dalam Bab 6. Daya dukung yang lebih kecil, dengan menggunakan pendekatan efisiensi kelompok, pendekatan blok kelompok, dan pendekatan blok kelompok dengan lapisan yang lebih lemah di bawahnya, dipilih sebagai daya dukung kelompok tiang pancang.

Penurunan Kelompok Tiang Pancang

Tegangan yang ditumpangkan dari tiang pancang tetangga akan meningkatkan tingkat tegangan di bawah ujung tiang pancang secara substansial, sedangkan tingkat tegangan jauh lebih kecil untuk tiang pancang individual. Peningkatan tingkat tegangan ini memiliki dua efek pada penurunan kelompok tiang pancang.

Besarnya penurunan akan lebih besar untuk kelompok tiang pancang dan zona pengaruh kelompok tiang pancang akan jauh lebih besar. Penurunan kelompok tiang pancang akan jauh lebih besar jika terdapat lapisan yang sangat mudah terkompresi di bawahnya yang tidak akan tertekan di bawah beban tiang pancang individual.

Metode blok kelompok sering digunakan untuk memperkirakan penurunan suatu kelompok. Kelompok tiang pancang disederhanakan menjadi pondasi telapak sebar masif yang setara, kecuali bahwa bagian bawah pondasi jauh lebih dalam. Dimensi bidang pondasi yang setara digariskan oleh tiang pancang perimeter kelompok tiang pancang. Metode untuk menghitung penurunan pondasi telapak sebar dibahas dalam Bab 6.

Tingkat dasar blok pondasi yang diasumsikan berbeda tergantung pada apakah tiang pancang tersebut bertumpu pada ujung atau gesekan. Untuk tiang pancang tumpuan ujung, dasar pondasi berada di ujung tiang pancang. Untuk tiang pancang gesekan, dasar pondasi terletak pada ⅓ dari total panjang tertanam di atas ujung. Dalam banyak kasus, persyaratan penurunan juga merupakan faktor penting dalam desain kelompok tiang pancang.

Vesic memperkenalkan metode untuk menghitung penurunan kelompok tiang pancang di pasir yang dinyatakan sebagai

$$S_g = S_s \sqrt{\frac{B_g}{B_s}} \tag{7.52}$$

di mana

S_g = penurunan kelompok tiang pancang

S_s = penurunan tiang pancang individual

B_g = dimensi terkecil dari blok kelompok

B_s = diameter tiang pancang individual

Kapasitas Lateral dan Defleksi Kelompok Tiang Pancang

Perilaku kelompok tiang pancang di bawah beban lateral tidak didefinisikan dengan baik. Seperti yang dibahas di bagian atas, kapasitas momen lateral lebih besar daripada jumlah semua tiang pancang dalam suatu kelompok karena tiang pancang akan membentuk kopel yang dihasilkan dari resistensi aksialnya melalui aksi kepala tiang pancang. Namun, kapasitas

kelompok tiang pancang untuk menahan beban lateral biasanya lebih kecil daripada jumlah tiang pancang individual yang terpisah karena interaksi antar tiang pancang.

Pendekatan yang digunakan oleh Universitas Texas di Austin (Reese, O'Neil, dan rekan kerja) memberikan metode yang komprehensif dan praktis untuk menganalisis kelompok tiang pancang di bawah beban lateral. Metode beda hingga digunakan untuk memodelkan perilaku struktural elemen pondasi. Tiang pancang dihubungkan melalui kepala tiang pancang yang kaku. Deformasi semua tiang pancang, dalam arah aksial dan lateral, dan keseimbangan gaya dan momen ditetapkan.

Reaksi tanah diwakili oleh serangkaian pegas aksial dan lateral nonlinier yang terlokalisasi. Teori dan prosedur untuk menghitung kapasitas aksial dan lateral dari masing-masing tiang. Program komputer biasanya diperlukan untuk menganalisis kelompok tiang karena kompleksitas dan prosedur iterasi yang melibatkan pegas tanah nonlinier.

Interaksi tiang diwakili oleh faktor efisiensi kelompok lateral, yang dikalikan dengan kurva $p-y$ untuk masing-masing tiang untuk mengurangi resistensi dan kekakuan tanah lateral. Dunnavant dan O'Neil mengusulkan prosedur untuk menghitung faktor kelompok lateral. Untuk tiang i tertentu, faktor kelompok adalah hasil perkalian faktor pengaruh dari semua tiang tetangga j, sebagai

$$\beta_i = \beta_0 \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{n} \beta_{(ij)} \tag{7.53}$$

di mana β_i adalah faktor kelompok untuk tiang i, β_0 adalah faktor reduksi total dan sama dengan 0.85, β_{ij} adalah faktor pengaruh dari tiang tetangga j, dan n adalah jumlah total tiang. Tergantung pada lokasi tiang i dan j dalam kaitannya dengan arah pembebanan, β_{ij} dihitung sebagai berikut:

$$\text{i sedang memimpin, atau tepat di depan } j\ (\theta = 0^\circ) \quad \beta_l = \beta_{ij} = 0.69 + 0.5 \log_{10}\left(\frac{S_{ij}}{B}\right) \leq 1 \tag{7.54}$$

$$\text{i mengikuti, atau langsung di depan } j\ (\theta = 180^\circ) \quad \beta_t = \beta_{ij} = 0.48 + 0.6 \log_{10}\left(\frac{S_{ij}}{B}\right) \leq 1 \tag{7.55}$$

$$\text{i dan j sejajar, atau berdampingan } (\theta = 90^\circ) \quad \beta_s = \beta_{ij} = 0.78 + 0.36 \log_{10}\left(\frac{S_{ij}}{B}\right) \leq 1 \tag{7.56}$$

di mana S_{ij} adalah jarak pusat ke pusat antara i dan j, B adalah diameter tiang i dan j, dan adalah sudut antara arah pembebanan dan vektor penghubung dari i ke j. Ketika tiang i dan j berada pada sudut lain terhadap arah pembebanan, β_{ij} dihitung dengan interpolasi, sebagai

$$0^\circ < \theta < 90^\circ \quad \beta_{\theta 1} = \beta_{ij} = \beta_l + (\beta_s - \beta_l)\frac{\theta}{90} \tag{7.57}$$

$$90^\circ < \theta < 180^\circ \quad \beta_{\theta 2} = \beta_{ij} = \beta_t + (\beta_s - \beta_t)\frac{\theta - 90}{90} \tag{7.58}$$

Dalam kasus di mana diameter tiang i dan j berbeda, kami mengusulkan untuk menggunakan diameter tiang j. Untuk menghindari perubahan mendadak β_0 dari 0.85 menjadi 1.0, kami mengusulkan untuk menggunakan:

$$\beta_0 = \begin{cases} 0.85 & untuk\ \frac{S_{ij}}{B_j} \leq 3 \\ 0.85 + 0.0375\left(\frac{S_{ij}}{B_j} - 3\right) & untuk\ 3 < \frac{S_{ij}}{B_j} < 7 \\ 1.0 & untuk\ \frac{S_{ij}}{B_j} \geq 7 \end{cases}$$

7.7 DESAIN SEISMIK

Desain seismik pondasi jembatan dalam merupakan isu yang luas. Prosedur dan penekanan desain bervariasi tergantung pada jenis pondasi. Karena kelompok tiang pancang, termasuk tiang pancang yang dipancangkan dan tiang pancang cor di tempat yang dibor, adalah jenis pondasi jembatan dalam yang paling populer, pembahasan berikut akan berfokus pada isu desain untuk pondasi kelompok tiang pancang saja.

Dalam sebagian besar keadaan, desain seismik kelompok tiang pancang dilakukan untuk memenuhi satu atau lebih tujuan berikut:

- Menentukan kapasitas dan defleksi pondasi di bawah aksi beban lateral seismik;
- Menyediakan parameter kekakuan pondasi untuk analisis dinamis struktur jembatan secara keseluruhan; dan
- Memastikan integritas kelompok tiang pancang terhadap likuifaksi dan pergerakan tanah yang disebabkan oleh ketidakstabilan lereng.

Desain Kapasitas Lateral Seismik Kelompok Tiang Pancang

Dalam praktik saat ini, desain kapasitas lateral seismik kelompok tiang pancang sering dianggap sama dengan desain kapasitas lateral konvensional. Gaya lateral seismik dan momen seismik dari struktur atas pertama-tama dievaluasi untuk setiap pondasi kelompok tiang pancang berdasarkan massa pengaruh struktur jembatan di atas tingkat pondasi, lokasi pusat gravitasi, dan intensitas percepatan permukaan tanah.

Gaya dan momen seismik kemudian diterapkan pada kepala tiang pancang seolah-olah merupakan gaya statis, dan defleksi tiang pancang serta tegangan maksimum pada setiap tiang pancang dihitung dan diperiksa terhadap nilai desain yang diizinkan. Karena gaya seismik bersifat transien, faktor keamanan yang dibutuhkan untuk menahan beban seismik dapat lebih rendah daripada yang dibutuhkan untuk beban statis. Misalnya, dalam spesifikasi Caltrans, ditetapkan bahwa kapasitas seismik desain dapat 33% lebih tinggi daripada kapasitas statis.

Perlu dicatat bahwa pada dasarnya prosedur di atas bersifat pseudostatis, hanya gaya seismik dari struktur atas yang dipertimbangkan, dan pengaruh gerakan tanah seismik terhadap perilaku kelompok tiang pancang diabaikan. Respons kelompok tiang pancang selama gempa bumi berbeda dengan responsnya terhadap beban lateral statis. Saat gelombang seismik melewati lapisan tanah dan menyebabkan lapisan tanah bergerak secara lateral, tiang pancang terpaksa bergerak bersama dengan media di sekitarnya. Kecuali untuk

tiang pancang yang sangat pendek, kepala tiang pancang dan ujung tiang pancang pada setiap saat dapat bergerak ke arah yang berbeda. Pergerakan ini menimbulkan momen lentur dan tegangan tambahan pada tiang pancang.

Tergantung pada intensitas gerakan tanah seismik dan karakteristik lapisan tanah, efek ini dapat lebih kritis terhadap integritas struktural tiang pancang daripada beban lateral dari struktur atas. Pengukuran lapangan, investigasi pasca gempa (misalnya, Komite Penasihat Seismik, dan uji model laboratorium semuanya mengkonfirmasi bahwa gerakan tanah seismik menentukan respons maksimum tiang pancang. Situasi yang lebih kritis adalah ketika profil tanah terdiri dari lapisan lunak yang diapit oleh lapisan kaku, dan kontras modulus di antara lapisan-lapisan tersebut besar.

Dalam hal ini, momen dan tegangan seismik lokal di bagian tiang pancang yang dekat dengan antarmuka lapisan lunak/lapisan keras mungkin jauh lebih tinggi daripada momen dan tegangan yang disebabkan oleh beban seismik lateral dari struktur atas. Jika investigasi lapangan menunjukkan bahwa profil tanah bawah tanah termasuk tipe ini dan jembatan tersebut sangat penting, maka sebaiknya dilakukan analisis dinamis komprehensif menggunakan salah satu program komputer yang lebih canggih yang mampu memodelkan interaksi dinamis antara tanah dan sistem tiang pancang, misalnya, SASSI. Hasil analisis dinamis tersebut dapat memberikan pemahaman yang lebih baik tentang respons seismik dari kelompok tiang pancang.

Penentuan Konstanta Pegas Kelompok Tiang Pancang

Aspek penting dalam desain seismik jembatan adalah menentukan, melalui analisis dinamis, besaran dan distribusi gaya dan momen seismik pada struktur jembatan. Untuk mencapai tujuan ini, karakteristik pondasi jembatan harus dipertimbangkan dengan tepat dalam model analitis.

Pada praktik desain saat ini, hubungan gaya-perpindahan pondasi tiang pancang umumnya disederhanakan dalam model analitis sebagai matriks kekakuan, atau serangkaian pegas translasi dan rotasi. Karakteristik pegas bergantung pada kekakuan di kepala tiang pancang untuk tiang pancang individual dan konfigurasi geometris tiang pancang dalam kelompok tersebut. Untuk kelompok tiang pancang yang terdiri dari tiang pancang vertikal, konstanta pegas dapat ditentukan dengan langkah-langkah berikut:

- Kekakuan vertikal dan lateral pada kepala tiang pancang tunggal, K_{vv} dan K_{hh}, pertama-tama dievaluasi berdasarkan geometri tiang pancang dan profil tanah. Nilai-nilai ini ditentukan dengan menghitung perpindahan pada kepala tiang pancang yang sesuai dengan gaya satuan. Untuk banyak fondasi jembatan, kepala tiang pancang yang kaku dapat diasumsikan. Bagan desain tersedia untuk profil tanah seragam. Namun, untuk sebagian besar profil tanah praktis, lebih mudah menggunakan program komputer, seperti APILE dan LPILE, untuk menentukan nilai kekakuan tiang pancang tunggal. Perlu dicatat bahwa perilaku gaya-deformasi tiang pancang sangat nonlinier. Dalam mengevaluasi nilai kekakuan, sebaiknya menggunakan modulus sekan dalam hubungan gaya-perpindahan kepala tiang pancang yang dihitung yang sesuai dengan tingkat perpindahan kepala tiang pancang yang akan dikembangkan di fondasi. Ini

seringkali merupakan proses iteratif. Dalam menghitung nilai kekakuan lateral, praktik umum adalah memperkenalkan faktor kelompok $\eta, \eta \leq 1.0$, untuk memperhitungkan efek tiang pancang lain dalam kelompok yang sama. Faktor kelompok bergantung pada jarak relatif S/D dalam kelompok tiang pancang, di mana S adalah jarak antara dua tiang pancang dan D adalah diameter tiang pancang individual. Terdapat studi yang dilaporkan dalam literatur tentang faktor kelompok dinamis untuk kelompok tiang pancang dengan konfigurasi yang berbeda. Namun, dalam praktik desain saat ini, faktor kelompok statis digunakan dalam perhitungan konstanta pegas. Terdapat dua pendekatan berbeda dalam menentukan faktor kelompok: satu didasarkan pada pengurangan modulus reaksi subgrade; yang lain didasarkan pada pengukuran deformasi plastis kelompok tiang pancang. Karena deformasi pondasi dalam kasus analisis yang melibatkan konstanta pegas sebagian besar berada dalam rentang regangan kecil, faktor kelompok berdasarkan pengurangan reaksi subgrade harus digunakan.

- Konstanta pegas kelompok tiang pancang dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$K_{G,x} = \sum_{l=1}^{N} K_{hh,l} \tag{7.59}$$

$$K_{G,y} = \sum_{l=1}^{N} K_{hh,l} \tag{7.60}$$

$$K_{G,z} = \sum_{l=1}^{N} K_{vv,l} \tag{7.61}$$

$$K_{G,yy} = \sum_{l=1}^{N} K_{vv,l} \cdot x_l^2 \tag{7.62}$$

$$K_{G,xx} = \sum_{l=1}^{N} K_{vv,l} \cdot y_l^2 \tag{7.63}$$

di mana $K_{G,x}$, $K_{G,y}$, $K_{G,z}$ adalah konstanta pegas translasi kelompok, $K_{G,yy}$, $K_{G,xx}$ adalah konstanta pegas rotasi kelompok terhadap pusat kepala tiang pancang. Semua pegas dihitung di pusat kepala tiang pancang; $K_{vv,l}$ dan $K_{hh,l}$ adalah nilai kekakuan lateral dan vertikal di kepala tiang pancang ke-i; x_i, y_i adalah koordinat tiang pancang ke-i dalam kelompok; dan N adalah jumlah total tiang pancang dalam kelompok.

Dalam rumus di atas, kekakuan lentur tiang pancang tunggal di puncak tiang pancang dan suku kekakuan di luar diagonal diabaikan. Untuk sebagian besar pondasi tiang pancang jembatan, item yang diabaikan ini hanya memiliki signifikansi kecil. Hasil yang wajar dapat diperoleh dengan menggunakan rumus sederhana di atas.

Perlu ditekankan bahwa perilaku sistem tanah-tiang pancang sangat disederhanakan dalam konsep "konstanta pegas." Respons sistem struktur tanah-tiang pancang rumit dan sangat nonlinier, bergantung pada frekuensi, dan dipengaruhi oleh distribusi inersia/kekakuan struktur di atas tanah. Oleh karena itu, untuk struktur kritis, disarankan agar model analitis yang mencakup seluruh sistem struktur tanah-tiang pancang digunakan dalam analisis desain.

Desain Pondasi Tiang Pancang terhadap Pencairan Tanah

Pencairan lapisan tanah lepas selama gempa bumi menimbulkan bahaya serius bagi pondasi kelompok tiang pancang. Pengamatan lapangan dan studi eksperimental menunjukkan bahwa pencairan tanah selama gempa bumi memiliki dampak signifikan pada perilaku kelompok tiang pancang dan struktur atas.

Dampak tersebut sebagian besar dipengaruhi oleh intensitas gempa bumi yang menyebabkan pencairan dan lokasi relatif lapisan tanah lepas yang dapat mencair. Jika lapisan tanah gembur berada dekat dengan permukaan tanah dan intensitas gempa sedang, efek utama likuifikasi lapisan tanah gembur adalah meningkatkan periode fundamental sistem pondasi-struktur, menyebabkan defleksi lateral yang signifikan pada kelompok tiang pancang dan struktur atas. Untuk gempa bumi dengan intensitas tinggi, dan terutama jika lapisan tanah gembur terjepit di antara lapisan tanah keras, likuifikasi lapisan tanah gembur sering menyebabkan retak dan patah pada tiang pancang dan hilangnya kapasitas pondasi secara total, sehingga menyebabkan runtuhnya struktur atas.

Terdapat beberapa pendekatan yang diusulkan dalam literatur untuk menghitung respons dinamis tiang pancang atau kelompok tiang pancang dalam endapan tanah yang mengalami likuifikasi. Namun, dalam praktik rekayasa saat ini, penekanan lebih diberikan pada pengambilan tindakan pencegahan yang tepat untuk mengurangi dampak buruk dari bahaya likuifikasi. Metode mitigasi ini meliputi:

- Memadatkan lapisan tanah gembur yang mudah mengalami likuifikasi. Kolom batu seringkali memadai jika lapisan tanah gembur sebagian besar berupa pasir. Pendekatan lain, seperti jet grouting, pencampuran tanah dalam dengan bahan pengikat, dan pemadatan getaran in situ, semuanya dapat digunakan. Jika lapisan tanah yang mudah mencair berada dekat dengan permukaan tanah, penggalian lengkap dan penggantian dengan timbunan rekayasa yang dipadatkan terkadang juga layak dilakukan.
- Mengisolasi kelompok tiang pancang dari lapisan tanah di sekitarnya. Hal ini sering dilakukan dengan memasang beberapa jenis struktur isolasi, seperti tiang pancang lembaran, dinding diafragma, tiang pancang pencampur tanah, dll., di sekitar fondasi untuk membentuk penutup. Pada intinya, pendekatan ini menciptakan blok besar yang mengelilingi tiang pancang dengan peningkatan kekakuan lateral dan ketahanan terhadap deformasi geser sambil membatasi pergerakan lateral tanah di dekat tiang pancang.
- Meningkatkan jumlah dan dimensi tiang pancang dalam fondasi dan karenanya meningkatkan ketahanan lateral untuk menahan gaya yang disebabkan oleh lapisan tanah yang mencair. Salah satu contohnya adalah tiang pancang cangkang baja cor

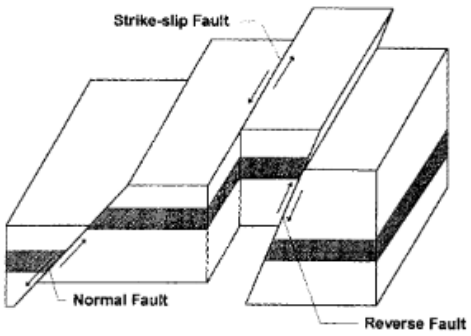
berdiameter 10 kaki (3.3 m) yang digunakan dalam proyek perbaikan seismik jembatan di wilayah Teluk San Francisco setelah gempa Loma Prieta tahun 1989.

BAB 8
PERTIMBANGAN GEOTEKNIK GEMPA BUMI

8.1 PENDAHULUAN

Gempa bumi adalah gerakan tanah getaran pita lebar yang terjadi secara alami, yang disebabkan oleh sejumlah faktor. Penyebab gempa bumi meliputi pergerakan tanah tektonik, aktivitas vulkanik, tanah longsor, letusan batuan, dan ledakan buatan manusia, yang terpenting disebabkan oleh retakan dan pergeseran batuan di sepanjang patahan tektonik di dalam kerak bumi. Untuk sebagian besar gempa bumi, guncangan dan kerusakan tanah merupakan penyebab kerusakan yang dominan dan paling luas. Guncangan di dekat lokasi patahan gempa hanya berlangsung selama patahan tersebut pecah, suatu proses yang memakan waktu beberapa detik atau paling lama beberapa menit.

Namun, gelombang seismik yang dihasilkan oleh patahan tersebut merambat lama setelah pergerakan pada patahan berhenti, menjangkau seluruh dunia dalam waktu sekitar 20 menit. Biasanya, guncangan gempa bumi cukup kuat untuk menyebabkan kerusakan hanya di area terdekat (yaitu, dalam beberapa puluh kilometer dari patahan penyebab) — dalam beberapa kasus, guncangan periode panjang telah menyebabkan kerusakan signifikan pada jarak yang jauh, pada struktur yang teredam ringan, seperti pada gempa Kota Meksiko tahun 1985, di mana banyak bangunan menengah dan tinggi runtuh akibat gempa bumi berkekuatan 8,1 yang terjadi pada jarak sekitar 400 km dari Kota Meksiko.



Gambar 8.1 Jenis-jenis patahan.

8.2 SEISMOLOGI

Tektonik Lempeng: Dalam konteks global, gempa bumi tektonik terjadi akibat pergerakan antara sejumlah lempeng besar yang membentuk kerak bumi atau litosfer (sekitar 15 lempeng secara total). Lempeng-lempeng ini digerakkan oleh pergerakan konvektif material di mantel bumi, yang pada gilirannya digerakkan oleh panas yang dihasilkan di inti bumi. Pergerakan relatif lempeng pada antarmuka patahan dibatasi oleh gesekan dan/atau **asperitas** (area saling mengunci karena tonjolan pada permukaan patahan).

Namun, energi regangan terakumulasi di lempeng, akhirnya mengatasi hambatan apa pun, dan menyebabkan pergeseran antara kedua sisi patahan. Pergeseran mendadak ini, yang disebut pantulan **elastis oleh Reid** berdasarkan studinya tentang deformasi regional setelah gempa San Francisco tahun 1906, melepaskan sejumlah besar energi, yang membentuk gempa bumi. Lokasi radiasi awal gelombang seismik (yaitu, lokasi pertama dari patahan dinamis) disebut **hiposenter**, sedangkan proyeksi pada permukaan bumi tepat di atas hiposenter disebut **episenter**.

Terminologi lain mencakup **medan dekat** (dalam satu dimensi sumber dari episentrum, di mana dimensi sumber mengacu pada panjang patahan), **medan jauh** (di luar medan dekat) dan **meizoseismal** (area guncangan dan kerusakan yang kuat). Energi dipancarkan melalui spektrum frekuensi yang luas melalui Bumi, dalam **gelombang badan** dan **gelombang permukaan**. Gelombang badan ada dua jenis: gelombang P (mentransmisikan energi melalui gerakan dorong-tarik) dan gelombang S yang lebih lambat (mentransmisikan energi melalui aksi geser tegak lurus terhadap arah gerakan). Gelombang permukaan juga ada dua jenis: **gelombang Love** yang berosilasi horizontal (analog dengan gelombang badan S) dan **gelombang Rayleigh** yang berosilasi vertikal.

Patahan biasanya diklasifikasikan menurut arah geraknya, Gambar 8.1. Istilah-istilah dasar meliputi sesar **transform** atau **strike slip** (gerakan sesar relatif terjadi pada bidang horizontal, sejajar dengan arah sesar), **sesar miring** (gerakan tegak lurus terhadap arah sesar, naik atau turun), **sesar normal** (gerakan sesar miring, kedua sisi mengalami tegangan, bergerak menjauh satu sama lain), **sesar terbalik** (sesar miring, kedua sisi mengalami kompresi, bergerak mendekat satu sama lain), dan sesar dorong (sesar terbalik sudut rendah).

Secara umum, gempa bumi akan terkonsentrasi di sekitar sesar; sesar yang bergerak lebih cepat daripada yang lain cenderung memiliki tingkat seismisitas yang lebih tinggi, dan sesar yang lebih besar lebih mungkin menghasilkan peristiwa besar daripada yang lain. Banyak sesar diidentifikasi pada peta geologi regional, dan informasi yang berguna tentang lokasi sesar dan sejarah pergeseran tersedia dari survei geologi lokal dan nasional di daerah dengan seismisitas tinggi. Perkembangan penting adalah semakin meningkatnya pengakuan terhadap **sesar dorong buta**, yang muncul sebagai akibat dari beberapa gempa bumi pada tahun 1980-an, yang tidak satupun disertai dengan sesar permukaan.

8.3 PENGUKURAN GEMPA BUMI

Magnitudo

Suatu gempa bumi merupakan pelepasan energi regangan yang unik — kuantifikasi energi ini telah menjadi dasar pengukuran peristiwa gempa bumi. C.F. Richter adalah orang pertama yang mendefinisikan **magnitudo** gempa bumi, sebagai

$$M_L = \log \mathrm{A} - \log A_o \qquad (8.1)$$

di mana M_L adalah **magnitudo lokal** (yang hanya didefinisikan oleh Richter untuk California Selatan), *A* adalah amplitudo jejak maksimum dalam mikron yang tercatat pada

seismometer torsi periode pendek Wood–Anderson standar di lokasi 100 km dari episentrum, dan log A_o adalah nilai standar sebagai fungsi jarak, untuk instrumen yang terletak pada jarak selain 100 km dan kurang dari 600 km. Sejumlah magnitudo lain telah didefinisikan sejak saat itu, yang paling penting adalah magnitudo **gelombang permukaan** M_S, magnitudo gelombang badan m_b, dan **magnitudo momen** M_W. Magnitudo dapat dikaitkan dengan total energi dalam muka gelombang yang mengembang yang dihasilkan oleh gempa bumi, dan dengan demikian dengan total pelepasan energi — hubungan empiris oleh Richter adalah

$$\log_{10} E_s = 11.8 + 1.5\, M_s \tag{8.2}$$

di mana E_S adalah energi total dalam erg. Karena pengamatan bahwa gempa bumi yang berfokus dalam umumnya tidak mencatat gelombang permukaan terukur dengan periode mendekati 20 s, magnitudo gelombang badan mb didefinisikan, yang dapat dikaitkan dengan M_S :

$$m_b = 2.5 + 0.63 M_s \tag{8.3}$$

Magnitudo gelombang badan lebih umum digunakan di Amerika Utara bagian timur, karena gempa bumi di sana lebih dalam. Baru-baru ini, **momen seismik** telah digunakan untuk mendefinisikan magnitudo momen M_W (juga dilambangkan sebagai M huruf tebal) yang semakin banyak digunakan secara luas:

$$\text{Log}\, M_O = 1.5 M_W + 16.0 \tag{8.4}$$

di mana momen seismik M_o (dyne-cm) didefinisikan sebagai

$$M_o = \mu A \bar{u} \tag{8.5}$$

di mana μ adalah modulus geser material, A adalah luas bidang patahan, dan $\bar{u}$ adalah perpindahan relatif rata-rata antara kedua sisi patahan (pergeseran patahan rata-rata). Secara komparatif, M_W dan M_S secara numerik hampir identik hingga magnitudo 7,5. Gambar 8.2 menunjukkan hubungan antara magnitudo momen dan berbagai skala magnitudo.

Dari pembahasan di atas, dapat dilihat bahwa magnitudo dan energi berhubungan dengan panjang patahan dan pergeseran. Slemmons dan Bonilla et al. telah menentukan hubungan statistik antara parameter-parameter ini, untuk kumpulan data global dan regional, yang dikumpulkan dan dipisahkan berdasarkan jenis patahan (normal, terbalik, geser mendatar).

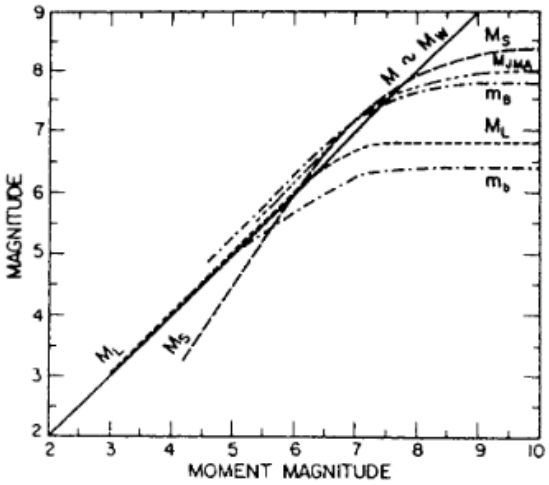
Hasil global Bonilla et al. untuk semua jenis patahan adalah yang menunjukkan, misalnya, bahwa, untuk M_S = 7, panjang patahan rata-rata sekitar 36 km (dan perpindahan rata-rata sekitar 1,86 m). Sebaliknya, patahan sepanjang 100 km mampu menghasilkan peristiwa M_S = 7,5* (lihat juga Wells dan Coppersmith untuk hubungan alternatif).

$$M_s = 6.04 + 0.708 \log_{10} L \quad s = 0.306 \tag{8.6}$$

$$\log_{10} L = -2.77 + 0.619 M_S \quad s = 0.286 \tag{8.7}$$

$$M_s = 6.95 + 0.723 \log_{10} d \quad s = 0.323 \tag{8.8}$$

$$\log_{10} d = -3.58 + 0.550 M_s \quad s = 0.282 \tag{8.9}$$



Gambar 8.2 Hubungan antara magnitudo momen dan berbagai skala magnitudo.

Intensitas

Secara umum, intensitas seismik adalah metrik dari efek, atau kekuatan, bahaya gempa bumi di lokasi tertentu. Meskipun istilah ini dapat diterapkan secara umum pada ukuran rekayasa seperti percepatan tanah puncak, istilah ini biasanya dikhususkan untuk ukuran kualitatif dari efek gempa bumi spesifik lokasi, berdasarkan perilaku manusia dan kerusakan struktural yang diamati. Banyak skala intensitas dikembangkan pada masa pra-instrumental — yang paling umum digunakan saat ini adalah Modified Mercalli (MMI) (Tabel 8.1), Rossi–Forel (R-F), Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK-64, 1981), dan skala Badan Meteorologi Jepang (JMA).

Riwayat Waktu

Seismometer gerak kuat yang sensitif telah tersedia sejak tahun 1930-an, dan mereka merekam gerakan tanah aktual yang spesifik untuk lokasi mereka, Gambar 8.3. Biasanya, rekaman gerakan tanah, yang disebut **seismograf** atau **riwayat waktu**, telah merekam percepatan (rekaman ini disebut **akselerogram**), selama bertahun-tahun dalam bentuk analog pada film fotografi dan, baru-baru ini, secara digital. Rekaman analog membutuhkan upaya yang cukup besar untuk koreksi karena penyimpangan instrumen, sebelum dapat digunakan.

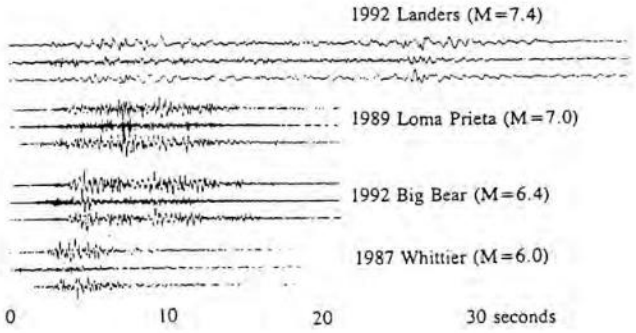
Secara teoritis, riwayat waktu mengandung informasi lengkap tentang gerakan di lokasi instrumen, merekam tiga jejak atau rekaman ortogonal (dua horizontal dan satu vertikal). Riwayat waktu (yaitu, gerakan gempa bumi di lokasi tersebut) dapat berbeda secara dramatis

dalam durasi, frekuensi, isi, dan amplitudo. Amplitudo maksimum percepatan yang direkam disebut **percepatan tanah puncak**, PGA (juga disebut ZPA, **atau percepatan periode nol**); kecepatan tanah puncak (PGV) dan perpindahan tanah puncak (PGD) adalah amplitudo maksimum masing-masing dari kecepatan dan perpindahan. Percepatan biasanya direkam, dengan kecepatan dan perpindahan ditentukan dengan integrasi; namun, meter kecepatan dan perpindahan digunakan dalam skala yang lebih kecil.

Tabel 8.1 Skala Intensitas Mercalli yang Dimodifikasi tahun 1931

I	Tidak dirasakan, kecuali oleh sedikit orang dalam keadaan yang sangat khusus.
II	Dirasakan hanya oleh sedikit orang yang sedang beristirahat, terutama di lantai atas bangunan. Benda gantung yang halus dapat bergoyang.
III	Dirasakan cukup nyata di dalam rumah, terutama di lantai atas bangunan, namun banyak orang tidak menyadarinya sebagai gempa bumi. Mobil yang sedang berhenti mungkin bergoyang sedikit; getaran terasa seperti truk yang melintas; durasi dapat diperkirakan.
IV	Pada siang hari dirasakan oleh banyak orang di dalam rumah, di luar rumah oleh sedikit orang; pada malam hari beberapa orang terbangun; piring, jendela, dan pintu terganggu; dinding mengeluarkan suara berderit; sensasi seperti truk berat menabrak bangunan; mobil yang sedang berhenti bergoyang nyata.
V	Dirasakan oleh hampir semua orang; banyak yang terbangun; beberapa piring, jendela, dan lain-lain., pecah; beberapa kasus plester dinding retak; benda yang tidak stabil terbalik; gangguan pada pohon, tiang, dan benda tinggi lainnya terkadang terlihat; jam pendulum mungkin berhenti.
VI	Dirasakan oleh semua orang; banyak yang ketakutan dan lari keluar rumah; beberapa furnitur berat bergeser; beberapa kasus plester dinding jatuh atau cerobong asap rusak; kerusakan ringan.
VII	Semua orang lari keluar rumah; kerusakan dapat diabaikan pada bangunan dengan desain dan konstruksi yang baik, sedikit hingga sedang pada struktur biasa yang dibangun dengan baik; cukup besar pada struktur yang dibangun dengan buruk atau desain yang buruk; beberapa cerobong asap pecah; dirasakan oleh orang yang sedang mengendarai mobil.
VIII	Kerusakan ringan pada struktur yang dirancang khusus, cukup besar pada bangunan biasa yang kokoh dengan keruntuhan parsial, sangat besar pada struktur yang dibangun dengan buruk; dinding panel terlepas dari rangka struktur; jatuhnya cerobong asap, cerobong pabrik, kolom, monumen, dinding; furnitur berat terbalik; pasir dan lumpur menyembur dalam jumlah kecil; perubahan pada air sumur; pengendara mobil terganggu.
IX	Kerusakan cukup besar pada struktur yang dirancang khusus; rangka struktur yang dirancang dengan baik menjadi miring (tidak tegak lurus); kerusakan besar pada bangunan kokoh dengan keruntuhan parsial; bangunan bergeser dari fondasi; tanah retak dengan jelas; pipa bawah tanah pecah.

X	Beberapa struktur kayu yang dibangun dengan baik hancur; sebagian besar struktur batu dan rangka hancur bersama fondasinya; tanah retak parah; rel kereta api bengkok; tanah longsor cukup besar di tepian sungai dan lereng yang curam; pasir dan lumpur bergeser; air memercik ke tepian.
XI	Sedikit, jika ada, struktur (batu/bata) yang tetap berdiri; jembatan hancur; celah lebar di tanah; pipa bawah tanah benar-benar tidak dapat digunakan; penurunan tanah dan tanah longsor di tanah lunak; rel kereta api sangat bengkok.
XII	Kerusakan total; gelombang terlihat pada permukaan tanah; garis pandang dan kerataan menjadi terdistorsi; benda-benda terlempar ke atas ke udara.



Gambar 8.3 Akselerogram gempa bumi tipikal.

Percepatan dapat dinyatakan dalam satuan cm/s² (disebut gals), tetapi sering juga dinyatakan dalam bentuk pecahan atau persentase percepatan gravitasi (980,66 gals, disebut 1 g). Kecepatan dinyatakan dalam cm/s (disebut kine). Gempa bumi baru-baru ini — Northridge 1994, M_W 6,7 dan Hanshin (Kobe) 1995 M_W 6,9 — telah mencatat PGA sekitar 0,8 g dan PGV sekitar 100 kine, sementara hampir 2 g tercatat pada gempa Cape Mendocino 1992.

Spektrum Respons Elastis

Jika massa satu derajat kebebasan (SDOF) dikenai riwayat waktu gerakan tanah (yaitu, dasar) yang mirip dengan yang ditunjukkan pada Gambar 8.3, **respons massa** atau struktur elastis dapat dengan mudah dihitung sebagai fungsi waktu, menghasilkan **riwayat waktu respons struktural**, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.4 untuk beberapa osilator dengan periode alami yang berbeda. Riwayat waktu respons dapat dihitung dengan integrasi langsung Persamaan (8.1) dalam **domain waktu**, atau dengan solusi integral **Duhamel**. Namun, ini memakan waktu, dan respons elastis lebih umum dihitung dalam domain **frekuensi**.

Untuk keperluan desain, seringkali cukup hanya mengetahui amplitudo maksimum dari riwayat waktu respons. Jika periode alami SDOF divariasikan di seluruh spektrum yang diminati dalam bidang teknik (biasanya, untuk periode alami dari 0,03 hingga 3 detik atau lebih, atau frekuensi 0,3 hingga 30+ Hz), maka plot amplitudo maksimum ini disebut **spektrum respons.** Gambar 8.4 mengilustrasikan proses ini, menghasilkan S_d, *spektrum respons perpindahan*, sedangkan Gambar 8.5 menunjukkan (a) S_d, *spektrum respons perpindahan*, (b) S_v, *spektrum respons kecepatan* (juga disebut PSV, kecepatan pseudo-spektral, "pseudo" untuk

menekankan bahwa spektrum ini tidak persis sama dengan spektrum respons kecepatan relatif), dan (c) S_a, *spektrum respons percepatan*. Perhatikan bahwa

$$S_v = \frac{2\pi}{\mathrm{T}} S_d = \varpi S_d \tag{8.10}$$

Dan

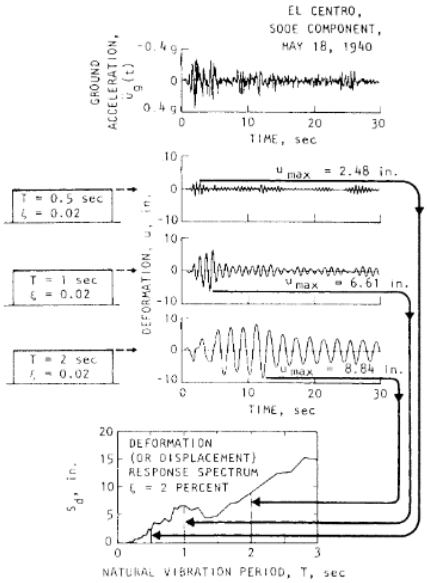
$$S_v = \frac{2\pi}{\mathrm{T}} S_v = \varpi S_d = \left(\frac{2\pi}{\mathrm{T}}\right)^2 S_d = \varpi S_d \tag{8.11}$$

Spektrum respons merupakan dasar dari sebagian besar analisis dan desain struktur rekayasa gempa modern. Spektrum respons mudah dihitung jika gerakan tanah diketahui. Namun, untuk tujuan desain, spektrum respons harus diestimasi — proses ini dibahas di bawah ini. Spektrum respons dapat diplot dengan beberapa cara, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.5 dengan sumbu aritmatika, dan pada Gambar 8.6, di mana spektrum respons kecepatan diplot pada sumbu logaritmik tiga bagian, yang memungkinkan pembacaan respons perpindahan dan percepatan secara setara. Spektrum respons paling umum disajikan untuk 5% redaman kritis.

Spektrum Respons Inelastis

Meskipun pembahasan di atas adalah untuk spektrum respons elastis, sebagian besar struktur tidak diharapkan, atau bahkan dirancang, untuk tetap elastis di bawah gerakan tanah yang kuat. Sebaliknya, struktur diharapkan memasuki wilayah inelastis — sejauh mana mereka berperilaku inelastis dapat didefinisikan oleh **faktor daktilitas**, μ:

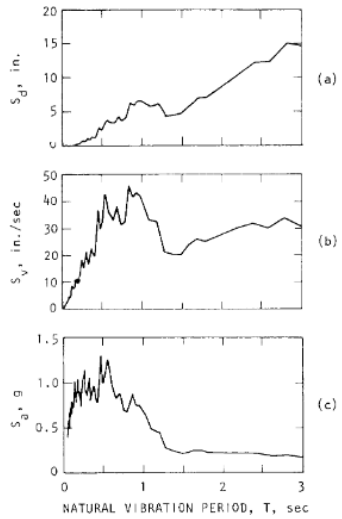
$$\mu = \frac{\mu_m}{\mu_y} \tag{8.12}$$



Gambar 8.4 Perhitungan spektrum respons deformasi (atau perpindahan).

di mana u_m adalah perpindahan aktual massa di bawah gerakan tanah aktual, dan u_y adalah perpindahan pada titik leleh (yaitu, perpindahan yang mendefinisikan perilaku elastis ekstrem). Spektrum respons inelastis dapat dihitung dalam domain waktu dengan integrasi langsung, analog dengan spektrum respons elastis tetapi dengan kekakuan struktural sebagai fungsi nonlinier dari perpindahan, $k = k(u)$.

Jika perilaku elastoplastik diasumsikan, maka spektrum respons elastis dapat dengan mudah dimodifikasi untuk mencerminkan perilaku inelastis, berdasarkan bahwa (1) pada frekuensi rendah (<0,3 Hz) perpindahan adalah sama, (2) pada frekuensi tinggi (>33 Hz), percepatan adalah sama, dan (3) pada frekuensi menengah, energi yang diserap tetap terjaga. Konstruksi aktual spektrum respons inelastis berdasarkan hal ini ditunjukkan pada Gambar 8.9, di mana $DVAA_o$ adalah spektrum elastis, yang direduksi menjadi *D′* dan *V′* dengan rasio 1/μ untuk frekuensi kurang dari 2 Hz, dan dengan rasio $1/(2\mu - 1)^{1/2}$ antara 2 dan 8 Hz. Di atas 33 Hz, tidak ada reduksi. Hasilnya adalah spektrum percepatan inelastis ($D'V'A'A_o$), sedangkan $A"A'_o$ adalah spektrum perpindahan inelastis. Contoh spesifik, untuk ZPA = 0,16 g, redaman = 5% dari kritis dan μ = 3 ditunjukkan pada Gambar 8.10.



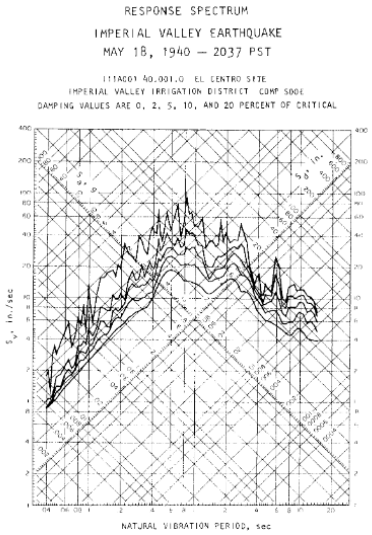
Gambar 8.5 Spektrum respons.

8.4 ATENUASI DAN DURASI GERAKAN KUAT

Laju penurunan gerakan tanah gempa bumi seiring jarak, yang disebut atenuasi, merupakan fungsi dari geologi regional dan karakteristik inheren gempa bumi dan sumbernya. Campbell menawarkan tinjauan yang sangat baik tentang hubungan Amerika Utara hingga tahun 1985. Hubungan awal adalah untuk PGA, tetapi regresi amplitudo spektrum respons pada berbagai periode sekarang umum, termasuk pertimbangan jenis patahan dan efek tanah. Hubungan yang saat ini disukai adalah Campbell dan Bozorgnia (PGA — Data Seluruh Dunia)

$$\ln(-3.512 + 0.904M - 1.328 \ln\sqrt{\{R_s^2 + [0.149 \exp(0.647)]\}}$$

$$+[1.125 - 0.112 \text{ In } (\text{R}_\text{s}) - 0.0957M]F \qquad (8.13)$$
$$+[1.440 - 0.171\ In\ (R_s\ )]S_{sr} + [0.405 - 0.222 \text{ In } (R_s\ )]S_{hr} + \varepsilon$$



Gambar 8.6 Spektrum respons, plot tripartit (komponen El Centro S 0° E).

di mana

PGA = rata-rata geometris dari dua komponen horizontal percepatan tanah puncak (g)

M = magnitudo momen (M_w)

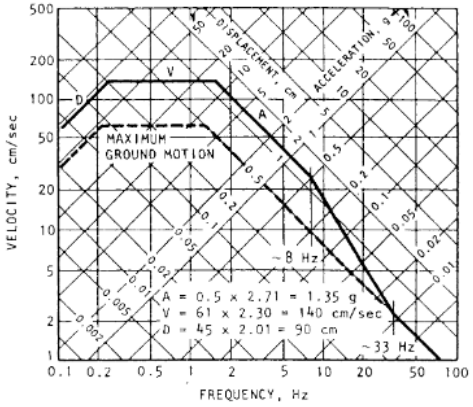
R_s = jarak terdekat ke patahan seismogenik pada patahan (km)

F = 0 untuk gempa bumi sesar geser dan sesar normal, dan 1 untuk gempa bumi sesar terbalik, sesar miring terbalik, dan sesar dorong

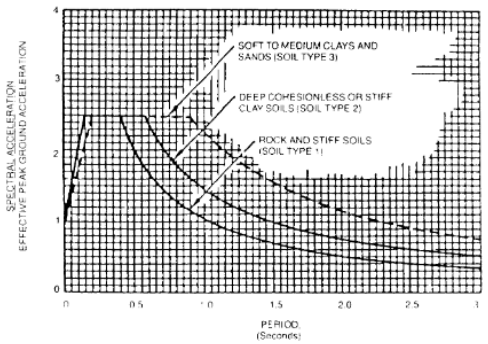
S_{sr} = 1 untuk lokasi batuan lunak Shr = 1 untuk lokasi batuan keras

S_{sr} = S_{hr} = 0 untuk lokasi aluvium

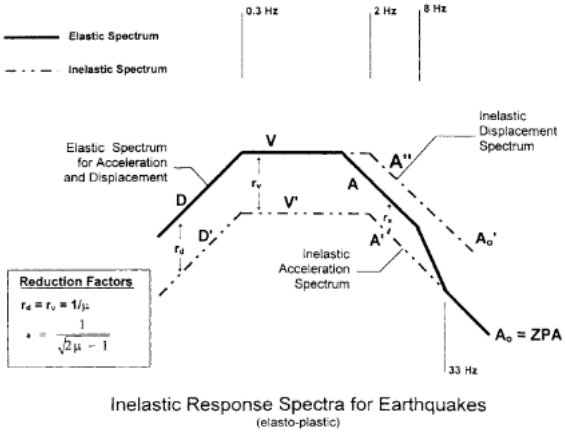
ε = adalah suku kesalahan acak dengan rata-rata nol dan deviasi standar sama dengan σ_{in} (PGA), kesalahan standar estimasi ln(PGA)



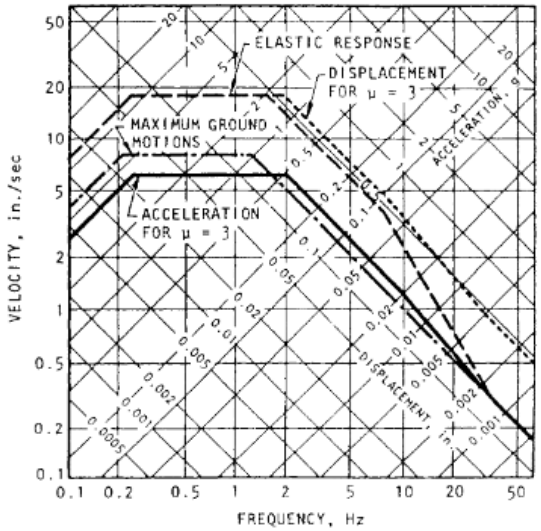
Gambar 8.7 Spektrum desain elastis ideal, gerakan horizontal (ZPA = 0,5 g, redaman 5%, probabilitas kumulatif satu sigma.



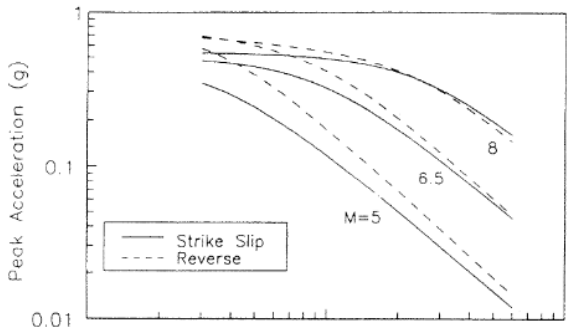
Gambar 8.8 Bentuk spektrum respons yang dinormalisasi.



Gambar 8.9 Spektrum respons inelastis untuk gempa bumi.



Gambar 8.10 Contoh spektrum respons inelastis.



Gambar 8.11 Hubungan atenuasi global Campbell dan Bozorgnia menunjukkan (untuk aluvium) penskalaan percepatan horizontal puncak dengan besaran dan gaya patahan.

Mengenai ketidakpastian, ε diperkirakan sebagai

$$\sigma_{\text{in}}(\text{PGA}) = \begin{vmatrix} 0.55 & \text{if PGA} < 0.068 \\ 0.173 - 0.0140\ \text{in}(\text{PGA}) & \text{if } 0.068 \leq \text{PGA} \leq 0.21 \\ 0.39 & \text{if PGA} > 0.21 \end{vmatrix}$$

Gambar 8.11 menunjukkan, untuk aluvium, nilai median dari pelemahan percepatan horizontal puncak dengan besaran dan gaya patahan. Banyak hubungan lain juga digunakan (misalnya, Boore et al.).

8.5 ANALISIS BAHAYA SEISMIK PROBABILISTIK

Pendekatan analisis bahaya seismik probabilistik (PSHA) memasuki praktik umum dengan makalah penting Cornell, dan pada dasarnya menggunakan teorema probabilitas total untuk merumuskan:

$$P(Y) = \sum_{F} \sum_{M} \sum_{R} p(Y|M,R)p(M)p(R) \tag{8.14}$$

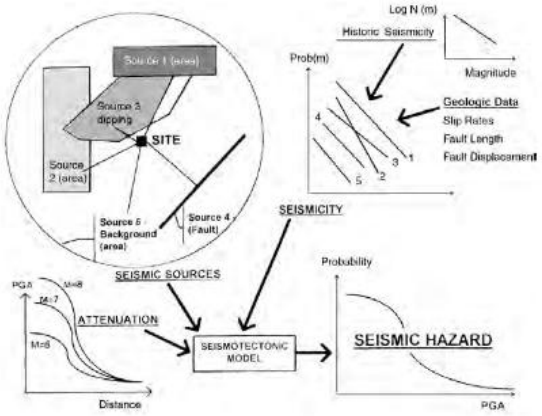
di mana

Y = ukuran intensitas, seperti PGA, parameter spektral respons PSV, dan lain-lain.
$p(Y|M,R)$ = probabilitas Y dengan magnitudo gempa M dan jarak R (yaitu, atenuasi)
$p(M)$ = probabilitas gempa dengan magnitudo M tertentu
$p(R)$ = probabilitas jarak R tertentu, dan
F = sumber seismik, baik diskrit seperti patahan, atau terdistribusi

Proses ini diilustrasikan pada Gambar 8.12, di mana berbagai sumber seismik (patahan yang dimodelkan sebagai sumber garis dan bidang miring, dan berbagai sumber terdistribusi atau area, termasuk sumber latar belakang untuk memperhitungkan seismisitas lain-lain) diidentifikasi, dan seismisitasnya dikarakterisasi berdasarkan seismisitas historis dan/atau data geologi. Efek di lokasi tertentu dikuantifikasi berdasarkan pemodelan gerakan tanah yang kuat, yang juga disebut atenuasi. Elemen-elemen ini secara kolektif merupakan **model seismotektonik** — integrasinya menghasilkan **bahaya seismik**.

Terdapat literatur yang luas tentang subjek ini sehingga hanya poin-poin penting yang akan dibahas di sini. Penjumlahan diindikasikan, karena integrasi membutuhkan solusi bentuk tertutup, yang biasanya dikesampingkan oleh bentuk empiris dari hubungan atenuasi. Istilah $p(Y|M,R)$ mewakili distribusi probabilitas penuh dari hubungan atenuasi — penjumlahan harus terjadi pada distribusi penuh, karena ketidakpastian yang signifikan dalam atenuasi. Istilah $p(M)$ disebut sebagai hubungan magnitudo–frekuensi, yang pertama kali dikarakterisasi oleh Gutenberg dan Richter sebagai

$$\log \mathrm{N}(m) = a_N = b_N m \tag{8.15}$$



Gambar 8.12 Elemen analisis bahaya seismik — model seismotektonik terdiri dari sumber seismik, yang seismisitasnya dikarakterisasi berdasarkan seismisitas historis dan data geologi, dan efeknya dikuantifikasi di lokasi melalui model atenuasi gerakan kuat.

di mana **N**(m) = jumlah kejadian gempa bumi dengan magnitudo sama atau lebih besar dari m yang terjadi pada sumber seismik per satuan waktu, dan a_N dan b_N adalah konstanta regional (10^{a_N} = jumlah total gempa bumi dengan magnitudo >0, dan b_N adalah tingkat seismisitas; b_N biasanya 1 ± 0,3). Hubungan Gutenberg–Richter dapat dinormalisasi menjadi

$$\mathbf{F}(m) - 1. - \exp\left[-\mathbf{B}_M(m - \mathbf{M}_\mathrm{O}\right] \tag{8.16}$$

di mana $F(m)$ adalah fungsi distribusi kumulatif (CDF) magnitudo, $\mathbf{B}_M$ adalah konstanta regional dan $\mathbf{M}o$ adalah magnitudo yang cukup kecil sehingga kejadian yang lebih kecil dapat diabaikan. Menggabungkan ini dengan distribusi Poisson untuk memodelkan kejadian gempa bumi besar menghasilkan CDF magnitudo gempa bumi per satuan waktu

$$\boldsymbol{F}(m) = \exp\left[-\exp\left\{-a_M(m - \mu_M\right.\right. \tag{8.17}$$

yang memiliki bentuk distribusi nilai ekstrem Gumbel tipe I (nilai terbesar) (dilambangkan $\mathrm{EX_{I,L}}$), yang merupakan distribusi tak terbatas (yaitu, variabel dapat mengambil nilai apa pun). Parameter a_M dan μ_M dapat dievaluasi dengan regresi kuadrat terkecil pada data seismisitas historis, meskipun probabilitas gempa bumi yang sangat besar cenderung dilebih-lebihkan. Beberapa upaya telah dilakukan untuk memperhitungkan hal ini (misalnya, Cornell dan Merz). Yegulalp dan Kuo telah menggunakan Gumbel Tipe III (nilai terbesar, dilambangkan $\mathrm{EX_{III,L}}$) untuk berhasil memperhitungkan kekurangan ini. Distribusi ini

$$\mathrm{F}(m) = \exp\left[-\left(\frac{w-m}{w-u}\right)^{k}\right] \tag{8.18}$$

memiliki keuntungan bahwa w adalah nilai terbesar yang mungkin dari variabel (yaitu, magnitudo gempa bumi), sehingga memungkinkan (ketika w, u, dan k diestimasi dengan regresi pada data historis) estimasi magnitudo terbesar yang mungkin dari sumber tersebut. Dapat ditunjukkan (Yegulalp dan Kuo) bahwa estimator w, u, dan k dapat diperoleh dengan memenuhi kondisi Kuhn–Tucker meskipun, jika data terlalu tidak lengkap, parameter $\mathrm{EX_{III,L}}$ mendekati parameter $\mathrm{EX_{I,L}}$.

Penentuan parameter-parameter ini memerlukan analisis cermat terhadap data seismisitas historis (yang sangat kompleks dan merupakan suatu seni, dan penggabungan statistik yang dihasilkan dengan perkiraan magnitudo maksimum dan seismisitas yang dibuat berdasarkan bukti geologis (yaitu, seperti yang dibahas di atas, magnitudo maksimum dapat diperkirakan dari panjang patahan, data pergeseran patahan, waktu sejak kejadian terakhir, dan bukti lainnya, dan seismisitas dapat diperkirakan dari laju pergeseran patahan yang dikombinasikan dengan waktu sejak kejadian terakhir, lihat Schwartz untuk pembahasan yang sangat baik tentang aspek-aspek ini).

Dalam analisis bahaya seismik probabilistik penuh, banyak aspek ini diperlakukan sepenuhnya atau sebagian secara probabilistik, termasuk atenuasi, hubungan magnitudo-frekuensi, magnitudo batas atas dan bawah untuk setiap zona sumber, batas geografis zona sumber, panjang patahan, dan banyak aspek lainnya. Perlakuan penuh memerlukan kode komputer khusus yang kompleks, yang menggabungkan ketidakpastian melalui penggunaan beberapa zonasi sumber alternatif, hubungan atenuasi, dan parameter lainnya seringkali menggunakan pohon logika. format. Sejumlah kode telah dikembangkan menggunakan kode FRISK (Fault RISK) domain publik yang pertama kali dikembangkan oleh McGuire.

8.6 RESPONS LOKASI

Ketika gelombang seismik mencapai suatu lokasi, gerakan tanah yang dihasilkannya dipengaruhi oleh geometri dan sifat material geologi di lokasi tersebut. Di sebagian besar lokasi jembatan, batuan akan tertutup oleh lapisan tanah yang dapat sangat memengaruhi sifat gerakan yang ditransmisikan ke struktur jembatan serta beban pada fondasi jembatan. Pengaruh kondisi lokasi setempat terhadap respons tanah telah diamati dalam banyak gempa

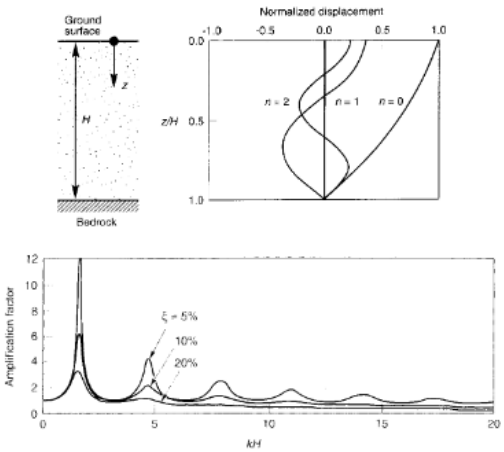
bumi di masa lalu, tetapi ketentuan khusus untuk efek lokasi tidak dimasukkan dalam kode hingga tahun 1976.

Cara suatu lokasi merespons selama gempa bumi bergantung pada gradien kekakuan di dekat permukaan dan pada bagaimana gelombang yang masuk dipantulkan dan dibiaskan oleh material di dekat permukaan. Interaksi antara gelombang seismik dan material di dekat permukaan dapat kompleks, terutama ketika topografi permukaan dan/atau stratigrafi bawah permukaan kompleks. Kuantifikasi respons lokasi umumnya telah dilakukan dengan metode analitis atau empiris.

Dasar Konsep

Kasus respons lokasi yang paling sederhana akan terdiri dari lapisan tanah viskoelastik seragam dengan kepadatan, ρ, modulus geser, G, viskositas, η, dan ketebalan, H, yang terletak di atas batuan dasar yang kaku dan dikenai gelombang geser yang merambat secara vertikal (Gambar 8.13a). Respons lapisan tersebut akan diatur oleh persamaan gelombang

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \tag{8.19}$$



GAMBAR 8.13 Ilustrasi (atas) bentuk mode dan (bawah) fungsi amplifikasi untuk lapisan elastis seragam yang berada di bawah batas kaku.

yang memiliki solusi yang dapat dinyatakan dalam bentuk gelombang merambat ke atas dan ke bawah. Pada frekuensi tertentu, gelombang-gelombang ini berinterferensi secara konstruktif untuk menghasilkan amplitudo yang meningkat; pada frekuensi lain, gelombang merambat ke atas dan ke bawah cenderung saling meniadakan dan menghasilkan amplitudo yang lebih rendah. Sistem seperti itu dapat dengan mudah ditunjukkan memiliki jumlah frekuensi alami dan bentuk mode yang tak terbatas (Gambar 8.13 (atas)) yang diberikan oleh

$$\omega_n = \frac{v_s}{H}\left(\frac{\pi}{2} + n\pi\right) \quad \text{and} \quad \emptyset_n = \cos\left[\frac{z}{H}\left(\frac{\pi}{2} + n\pi\right)\right] \tag{8.20}$$

Perhatikan bahwa periode situs fundamental, atau karakteristik, diberikan oleh $T_s = 2\pi/\omega_o = 4H/v_s$. Rasio amplitudo permukaan tanah terhadap batuan dasar dapat dinyatakan dalam bentuk fungsi amplifikasi sebagai

$$A(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{v_s} + [\omega H/v_s]^{\,2}\right)}} \tag{8.21}$$

Gambar 8.13(b) menunjukkan fungsi amplifikasi yang menggambarkan sifat ketergantungan frekuensi dari amplifikasi lokasi. Faktor amplifikasi mencapai nilai tertingginya ketika periode gerakan masukan sama dengan periode karakteristik lokasi. Kondisi lokasi yang lebih realistis menghasilkan fungsi amplifikasi yang lebih rumit, tetapi semua fungsi amplifikasi bergantung pada frekuensi. Dalam arti tertentu, lapisan tanah permukaan bertindak sebagai filter yang memperkuat frekuensi tertentu dan mengurangi frekuensi lainnya. Efek keseluruhan pada respons lokasi bergantung pada bagaimana frekuensi-frekuensi ini sesuai dengan frekuensi dominan dalam gerakan masukan.

Contoh yang diilustrasikan di atas secara matematis mudah, tetapi terlalu sederhana untuk diterapkan pada lokasi sebenarnya. Pertama, asumsi batuan dasar yang kaku menyiratkan bahwa semua gelombang yang merambat ke bawah dipantulkan kembali ke atas ke lapisan di atasnya. Meskipun umumnya cukup kaku, batuan dasar tidak sepenuhnya kaku dan oleh karena itu sebagian energi dalam gelombang yang merambat ke bawah ditransmisikan ke dalam batuan dasar untuk terus merambat ke bawah — akibatnya, energi yang dibawa oleh gelombang pantulan yang merambat kembali ke atas berkurang. Proporsi relatif gelombang yang ditransmisikan dan dipantulkan bergantung pada rasio **impedansi spesifik** dari dua material di kedua sisi batas.

Bagaimanapun, jumlah energi gelombang yang tetap berada di lapisan permukaan berkurang karena gelombang yang merambat ke batuan di bawahnya. Pengurangan amplitudo gelombang yang dihasilkan sering disebut sebagai **redaman radiasi**. Kedua, stratigrafi bawah permukaan umumnya lebih rumit daripada yang diasumsikan dalam contoh tersebut. Sebagian besar lokasi memiliki beberapa lapisan material yang berbeda dengan impedansi spesifik yang berbeda. Batas antara lapisan-lapisan tersebut mungkin horizontal atau miring, tetapi semuanya akan memantulkan dan membiaskan gelombang seismik untuk menghasilkan medan gelombang yang jauh lebih rumit daripada yang dijelaskan di atas.

Hal ini seringkali sangat benar di sekitar jembatan yang terletak di lingkungan geologi fluvial di mana stratigrafi tanah mungkin merupakan hasil dari serangkaian peristiwa erosi dan pengendapan episodik. Ketiga, topografi lokasi umumnya tidak datar, terutama di sekitar jembatan yang mungkin ditopang oleh material alami atau buatan manusia yang miring, atau di atas tanggul buatan manusia. Kondisi topografi dapat sangat memengaruhi amplitudo dan kandungan frekuensi gerakan tanah.

Terakhir, kondisi bawah permukaan dapat sangat bervariasi, terutama di lingkungan geologi tempat banyak jembatan dibangun. Kondisi mungkin berbeda di setiap ujung jembatan, dan bahkan di lokasi penyangga tengah — efek ini terutama berlaku untuk jembatan panjang. Faktor-faktor ini, dikombinasikan dengan fakta bahwa gelombang seismik dapat mencapai satu ujung jembatan sebelum ujung lainnya, dapat mengurangi **koherensi** gerakan tanah. Gerakan yang berbeda yang ditransmisikan ke jembatan di titik penyangga yang berbeda dapat menghasilkan beban dan perpindahan yang tidak akan terjadi dalam kasus gerakan yang sangat koheren.

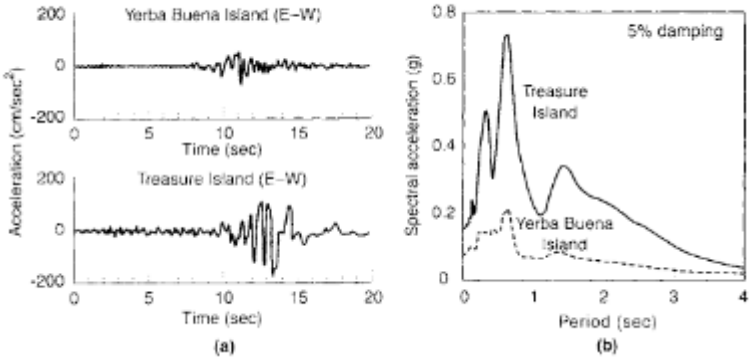
Bukti Efek Lokasi Lokal

Bukti teoritis untuk keberadaan efek lokasi lokal telah dilengkapi dengan bukti instrumental dan observasional dalam banyak gempa bumi. Hampir 200 tahun yang lalu, variasi pola kerusakan dikorelasikan dengan variasi kondisi bawah permukaan; pengamatan tersebut telah diulang secara teratur sejak saat itu. Dengan munculnya seismograf modern dan instrumen gerakan kuat, bukti kuantitatif untuk efek lokasi lokal sekarang tersedia. Sebagai contoh, pada gempa Loma Prieta, instrumen pengukur gerakan kuat di Pulau Yerba Buena dan Pulau Treasure berada pada jarak dan azimut yang hampir identik dari hiposenter. Namun, instrumen di Pulau Yerba Buena terletak di singkapan batuan dan instrumen di Pulau Treasure terletak di atas timbunan pasir lepas setebal sekitar 14 m yang ditempatkan secara hidraulik, di bawah lapisan lumpur Teluk San Francisco yang lunak setebal hampir 17 m.

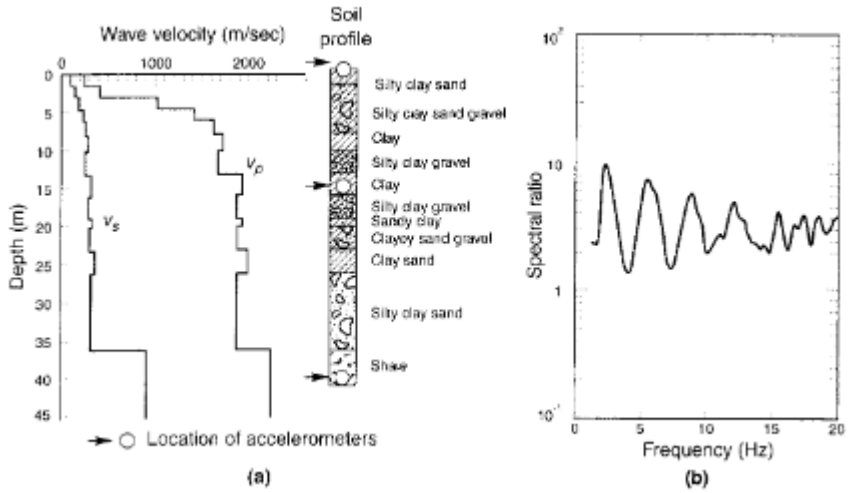
Gerakan yang terukur, yang berbeda secara signifikan (Gambar 8.14), menggambarkan efek lokasi setempat. Di sejumlah kecil lokasi yang terus bertambah, instrumen pengukur gerakan kuat telah ditempatkan di dalam lubang bor tepat di bawah instrumen permukaan (Gambar 8.15a). Karena susunan vertikal tersebut dapat mengukur gerakan di permukaan dan di tingkat batuan dasar, susunan tersebut memungkinkan perhitungan langsung fungsi amplifikasi yang terukur. Fungsi amplifikasi empiris tersebut ditunjukkan pada Gambar 8.15b. Kesamaan umum fungsi amplifikasi yang terukur, khususnya ketergantungan frekuensi yang kuat, bahkan dengan amplifikasi teoritis sederhana (Gambar 8.13) patut diperhatikan.

Metode Analisis

Pengembangan gerakan tanah desain yang sesuai, dan estimasi beban pondasi yang tepat, umumnya memerlukan prediksi respons lokasi yang diantisipasi. Hal ini biasanya dilakukan dengan menggunakan metode empiris atau analitis. Untuk jembatan kecil, atau untuk proyek-proyek di mana informasi bawah permukaan yang detail tidak tersedia, pendekatan empiris lebih umum. Untuk struktur yang lebih besar dan lebih penting, program eksplorasi bawah permukaan umumnya dilakukan untuk memberikan informasi untuk prediksi analitis respons lokasi yang spesifik.



Gambar 8.14 Pergerakan permukaan tanah di Pulau Yerba Buena dan Pulau Treasure dalam gempa Loma Prieta.



Gambar 8.15 (a) Profil bawah permukaan di lokasi susunan lubang bor Stasiun Lapangan Richmond, dan (b) fungsi amplifikasi permukaan/batuan dasar yang diukur dalam gempa Briones Hills (ML = 4,3).

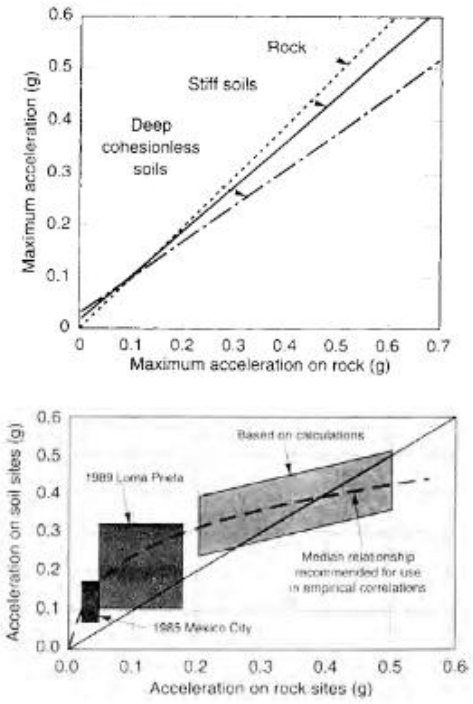
Metode Empiris

Jika tidak ada informasi spesifik lokasi, efek lokasi lokal dapat diperkirakan berdasarkan korelasi empiris terhadap respons lokasi yang diukur dari gempa bumi masa lalu. Basis data catatan gerakan tanah kuat telah meningkat pesat selama 30 tahun terakhir. Pembagian catatan dalam basis data ini menurut kondisi lokasi umum telah memungkinkan pengembangan korelasi empiris untuk kondisi lokasi yang berbeda.

Pendekatan empiris paling awal melibatkan estimasi efek kondisi tanah lokal pada percepatan permukaan tanah puncak dan bentuk spektral. Seed dan rekan-rekan. membagi kondisi bawah permukaan di lokasi 104 rekaman gerakan kuat menjadi empat kategori — batuan, tanah kaku (<61 m), tanah tak kohesif dalam (>76 m), dan lempung dan pasir lunak hingga sedang. Membandingkan percepatan permukaan tanah puncak rata-rata yang diukur

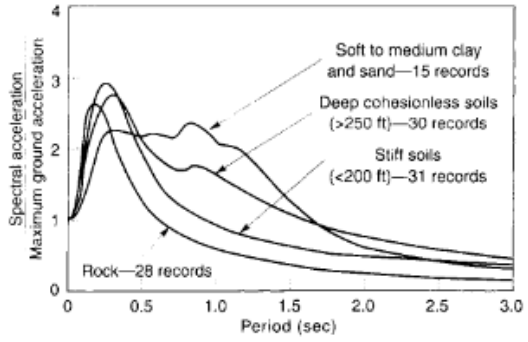
di lokasi tanah dengan yang diperkirakan di lokasi batuan yang setara memungkinkan pengembangan kurva seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.16.

Kurva ini menunjukkan bahwa profil lunak memperkuat percepatan puncak pada berbagai percepatan batuan, bahwa bahkan profil tanah kaku memperkuat percepatan puncak ketika percepatan puncak relatif rendah, dan bahwa percepatan puncak diperlemah pada tingkat percepatan masukan yang sangat tinggi. Perhitungan spektrum respons rata-rata, ketika dinormalisasi oleh percepatan puncak (Gambar 8.17), menunjukkan efek signifikan dari kondisi tanah lokal pada bentuk spektral, sebuah temuan yang sangat memengaruhi pengembangan kode dan standar seismik.

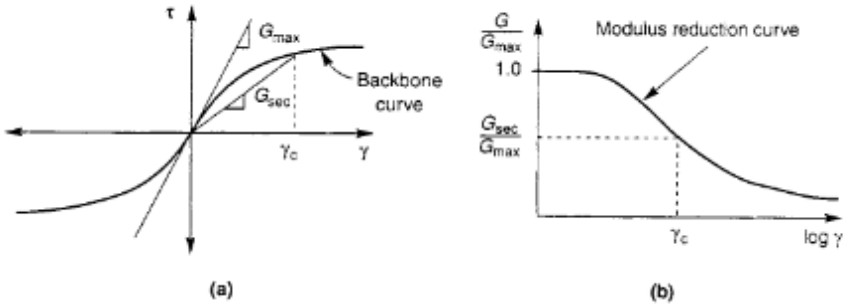


Gambar 8.16 Hubungan perkiraan antara percepatan paruh pada lokasi batuan dan tanah.

Pendekatan empiris yang lebih baru adalah dengan memasukkan kondisi lokasi lokal secara langsung dalam hubungan atenuasi. Dengan mengembangkan parameter lokasi untuk mengkarakterisasi kondisi tanah di lokasi instrumen gerakan kuat dan menggabungkan parameter tersebut ke dalam bentuk dasar hubungan atenuasi, analisis regresi dapat menghasilkan hubungan atenuasi yang mencakup efek kondisi lokasi setempat.



Gambar 8.17 Spektrum respons ternormalisasi rata-rata (peredaman 5%) untuk kondisi lokasi lokal yang berbeda.



Gambar 8.18 Hubungan antara kurva tulang punggung dan kurva pengurangan modulus.

Dalam hubungan tersebut, kondisi lokasi biasanya dikelompokkan ke dalam kelas lokasi yang berbeda berdasarkan karakteristik seperti kondisi tanah/batuan permukaan [lihat faktor Ssr dan Shr dalam Persamaan (8.13)] atau kecepatan gelombang geser rata-rata dalam 30 m bagian atas permukaan tanah (misalnya, Boore dan rekan-rekan.). Hubungan tersebut dapat digunakan untuk prediksi empiris percepatan puncak dan spektrum respons, dan dimasukkan ke dalam analisis bahaya seismik probabilistik untuk menghasilkan spektrum risiko seragam untuk kelas kondisi bawah permukaan yang diinginkan.

Kewajaran metode berbasis empiris untuk estimasi efek respons lokasi bergantung pada sejauh mana kondisi lokasi sesuai dengan kondisi lokasi dalam basis data dari mana hubungan empiris tersebut diturunkan. Penting untuk mengenali sifat empiris dari metode tersebut dan ketidakpastian signifikan yang melekat pada hasil yang dihasilkannya.

Metode Analitis

Ketika informasi yang cukup untuk mengkarakterisasi geometri dan sifat dinamis lapisan tanah bawah permukaan tersedia, efek lokasi lokal dapat dihitung dengan analisis respons tanah spesifik lokasi. Analisis tersebut dapat dilakukan dalam satu, dua, atau tiga dimensi; analisis satu dimensi paling umum, tetapi topografi banyak lokasi jembatan mungkin memerlukan analisis dua dimensi.

Tidak seperti kebanyakan material struktural, tanah sangat nonlinier, bahkan pada tingkat regangan yang sangat rendah. Nonlinieritas ini menyebabkan kekakuan tanah menurun dan redaman material meningkat seiring dengan peningkatan amplitudo regangan. Variasi

kekakuan terhadap regangan dapat direpresentasikan dalam dua cara — dengan kurva **tulang punggung** nonlinier (tegangan-regangan) atau dengan **kurva pengurangan modulus**, yang keduanya terkait seperti yang diilustrasikan pada Gambar 8.18.

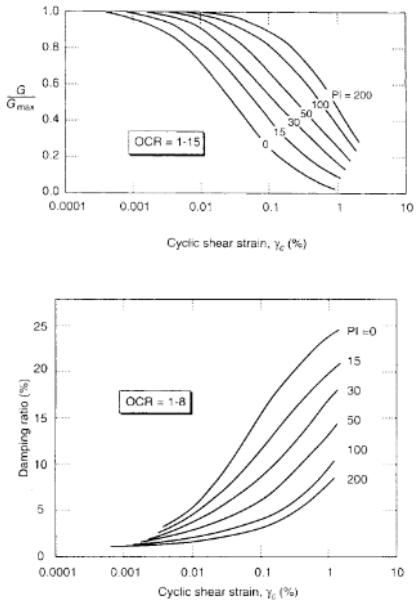
Kurva pengurangan modulus menunjukkan bagaimana modulus geser sekan tanah menurun seiring dengan peningkatan amplitudo regangan. Untuk memperhitungkan efek perilaku tanah nonlinier, analisis respons tanah umumnya dilakukan menggunakan salah satu dari dua pendekatan dasar: **pendekatan linier ekuivalen** atau **pendekatan nonlinier**.

Dalam pendekatan linier ekuivalen, analisis linier dilakukan menggunakan modulus geser dan rasio redaman yang didasarkan pada perkiraan awal amplitudo regangan. Tingkat regangan yang dihitung menggunakan sifat-sifat ini kemudian dibandingkan dengan amplitudo regangan yang diperkirakan dan sifat-sifat tersebut disesuaikan hingga tingkat regangan yang dihitung sangat dekat dengan yang sesuai dengan sifat-sifat tanah.

Dengan menggunakan pendekatan iteratif ini, efek nonlinier didekati dalam analisis linier dengan menggunakan sifat-sifat tanah yang kompatibel dengan regangan. Pengurangan modulus dan perilaku redaman telah terbukti dipengaruhi oleh plastisitas tanah, dengan tanah yang sangat plastis menunjukkan linearitas yang lebih tinggi dan redaman yang lebih rendah daripada tanah dengan plastisitas rendah (Gambar 8.19). Pendekatan linier ekuivalen telah dimasukkan ke dalam program komputer seperti SHAKE dan ProShake untuk analisis satu dimensi, FLUSH untuk analisis dua dimensi, dan TLUSH untuk analisis tiga dimensi.

Dalam pendekatan nonlinier, persamaan gerak diasumsikan linier pada setiap serangkaian peningkatan waktu kecil. Hal ini memungkinkan respons pada akhir interval waktu dihitung dari kondisi pada awal interval waktu dan beban yang diterapkan selama interval waktu tersebut. Pada akhir interval waktu, properti diperbarui untuk interval waktu berikutnya. Dengan cara ini, kekakuan setiap elemen tanah dapat diubah tergantung pada kondisi tegangan saat ini dan masa lalu, dan redaman histeresis dapat dimodelkan secara langsung. Untuk analisis seismik, pendekatan nonlinier membutuhkan model konstitutif (tegangan-regangan) yang mampu merepresentasikan perilaku tanah di bawah kondisi pembebanan dinamis. Model-model tersebut dapat rumit dan memerlukan kalibrasi sejumlah besar parameter tanah melalui pengujian laboratorium yang ekstensif.

Namun, dengan model konstitutif yang dikalibrasi dengan benar, analisis nonlinier dapat memberikan prediksi yang masuk akal tentang respons lokasi dan memiliki dua keunggulan signifikan dibandingkan analisis linier yang setara. Pertama, analisis nonlinier mampu memprediksi deformasi permanen seperti yang terkait dengan kegagalan tanah (Bagian 8.7). Kedua, analisis nonlinier mampu memperhitungkan pembangkitan, redistribusi, dan akhirnya disipasi tekanan air pori yang membuatnya sangat berguna untuk lokasi yang mungkin mengalami likuifaksi dan/atau penyebaran lateral.



Gambar 8.19 Perilaku tanah linier ekuivalen: (a) kurva reduksi modulus dan (b) kurva redaman.

Pendekatan nonlinier telah dimasukkan ke dalam program komputer seperti DESRA, TESS, dan SUMDES untuk analisis satu dimensi, dan TARA untuk analisis dua dimensi. Program tujuan umum seperti FLAC juga dapat digunakan untuk analisis dua dimensi nonlinier. Namun, dalam praktiknya, penggunaan analisis nonlinier tertinggal dibandingkan penggunaan analisis linier ekuivalen, terutama karena kesulitan dalam mengkarakterisasi parameter model konstitutif nonlinier.

Tabel 8.2 Koefisien Lokasi

Jenis Tanah	Deskripsi	S
I	Batuan dengan karakteristik apa pun, baik bersifat serpih (shalelike) maupun kristalin (material tersebut dapat dicirikan oleh kecepatan gelombang geser yang lebih besar dari 760 m/s, atau dengan cara klasifikasi lain yang sesuai; atau kondisi tanah keras/kaku di mana kedalaman tanah kurang dari 60 m dan jenis tanah di atas batuan tersebut merupakan endapan pasir, kerikil, atau lempung kaku yang stabil).	1.0
II	Lempung kaku atau kondisi tanah tidak kohesif yang dalam di mana kedalaman tanah melebihi 60 m dan jenis tanah di atas batuan merupakan endapan pasir, kerikil, atau lempung kaku yang stabil.	1.2
III	Lempung dan pasir lunak hingga menengah-kaku, dicirikan oleh kedalaman 9 m atau lebih lempung lunak hingga menengah-kaku dengan atau tanpa lapisan pasir atau tanah tidak kohesif lainnya di antaranya.	1.5
IV	Lempung lunak atau lanau dengan kedalaman lebih dari 12 m; material ini dapat dicirikan oleh kecepatan gelombang geser kurang dari 150 m/s dan	2.0

mungkin mencakup endapan alami yang lepas atau timbunan sintetis yang tidak terkayasa (nonengineered fill).

Pengaruh Lokasi untuk Kondisi Tanah yang Berbeda

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, endapan tanah bertindak sebagai filter, memperkuat respons pada beberapa fr ekuensi dan melemahkannya pada frekuensi lainnya. Tingkat penguatan terbesar terjadi pada frekuensi yang sesuai dengan periode karakteristik lokasi, $T_s = 4H/v_s$. Karena periode karakteristik lokasi berbanding lurus dengan kecepatan gelombang geser dan berbanding terbalik dengan ketebalan, jelas bahwa respons endapan tanah tertentu akan dipengaruhi oleh kekakuan dan ketebalan endapan tersebut.

Endapan tanah yang tipis dan/atau kaku akan memperkuat komponen periode pendek (frekuensi tinggi), dan endapan tanah yang tebal dan/atau lunak akan memperkuat komponen periode panjang (frekuensi rendah) dari gerakan masukan. Akibatnya, generalisasi tentang pengaruh lokasi untuk kondisi tanah yang berbeda umumnya didasarkan pada kekakuan dan ketebalan rata-rata profil tanah.

Pengamatan terhadap respons lokasi ini tercermin dalam kode desain jembatan. Sebagai contoh, Revisi Sementara tahun 1997 dari Spesifikasi Standar tahun 1996 untuk Jembatan Jalan Raya (AASHTO, 1997) mensyaratkan penggunaan koefisien respons seismik elastis untuk struktur SDOF dengan periode alami, T, yang diambil sebagai

$$C_s = \frac{1.2\ AS}{T^{2/3}}$$	(8.22)

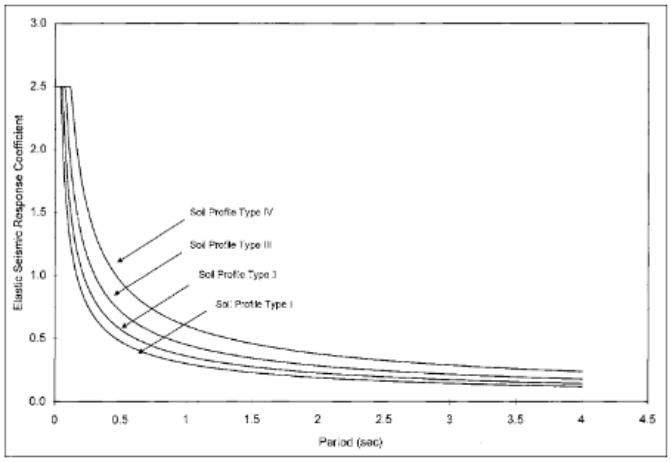
di mana A adalah koefisien percepatan yang bergantung pada lokasi jembatan dan S adalah koefisien lokasi tanpa dimensi yang diperoleh dari Tabel 8.2. Sesuai dengan perilaku yang diilustrasikan pada Gambar 8.17, koefisien lokasi menetapkan peningkatan persyaratan desain pada periode panjang untuk jembatan yang berada di atas lapisan tanah lunak yang tebal (Gambar 8.20).

8.7 PENURUNAN AKIBAT GEMPA BUMI

Penurunan merupakan pertimbangan penting dalam desain fondasi jembatan. Dalam kebanyakan kasus, penurunan terjadi akibat konsolidasi, suatu proses yang berlangsung relatif lambat karena air pori diperas dari tanah saat tanah mencari keseimbangan di bawah serangkaian tegangan baru. Penurunan konsolidasi paling signifikan terjadi pada tanah berbutir halus seperti lanau dan lempung.

Namun, kecenderungan tanah berbutir kasar (pasir dan kerikil) untuk memadat akibat getaran sudah dikenal; bahkan, hal ini sering diandalkan untuk pemadatan tanah berpasir yang efisien. Pemadatan akibat tegangan siklik yang ditimbulkan oleh guncangan gempa dapat menghasilkan penurunan yang signifikan selama gempa bumi. Baik disebabkan oleh konsolidasi atau gempa bumi, perancang jembatan memperhatikan **penurunan total** dan,

karena penurunan jarang terjadi secara seragam, juga **penurunan diferensial**. Penurunan diferensial dapat menimbulkan beban yang sangat besar pada struktur jembatan.



Gambar 8.20 Variasi koefisien respons seismik elastis dengan periode untuk A = 0,25.

Meskipun fondasi jembatan dapat mengalami penurunan akibat kegagalan geser di sekitar abutmen (Bab 30), fondasi dangkal (Bab 31), dan fondasi dalam (Bab 32), bagian ini membahas penurunan akibat pemadatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi. Pemadatan tanah di bawah fondasi jembatan dangkal dapat menyebabkan penurunan fondasi. Pemadatan tanah di dekat fondasi dalam dapat menyebabkan beban tarik ke bawah pada fondasi (dan beban lentur jika fondasi miring). Pemadatan tanah di bawah timbunan pendekatan dapat menyebabkan penurunan diferensial di ujung jembatan yang dapat sangat tiba-tiba sehingga membuat jembatan tidak dapat digunakan.

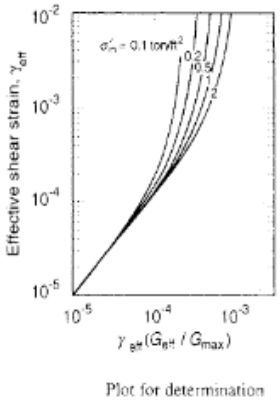
Prediksi akurat tentang penurunan yang disebabkan oleh gempa bumi sulit dilakukan. Kesalahan sebesar 25 hingga 50% adalah hal biasa dalam estimasi penurunan konsolidasi, sehingga akurasi yang lebih rendah seharusnya diharapkan dalam kasus yang lebih rumit yaitu penurunan akibat gempa bumi. Meskipun demikian, prosedur telah dikembangkan yang memperhitungkan faktor-faktor utama yang diketahui memengaruhi penurunan akibat gempa bumi dan telah terbukti menghasilkan kesesuaian yang wajar dengan banyak kasus kinerja lapangan yang diamati. Prosedur tersebut umumnya dibagi menjadi kasus pasir kering dan pasir jenuh.

Penurunan Pasir Kering

Tanah berpasir kering sering ditemukan di atas muka air tanah di sekitar jembatan. Jumlah pemadatan yang dialami oleh pasir kering bergantung pada kepadatan pasir, amplitudo regangan geser siklik yang diinduksi dalam pasir, dan pada jumlah siklus regangan geser yang diterapkan selama gempa bumi. Penurunan dapat diperkirakan menggunakan amplitudo regangan siklik dari analisis respons lokasi dengan koreksi untuk efek guncangan multidireksional atau dengan prosedur yang disederhanakan. Karena permeabilitas udara pasir yang tinggi, penurunan pasir kering terjadi hampir seketika.

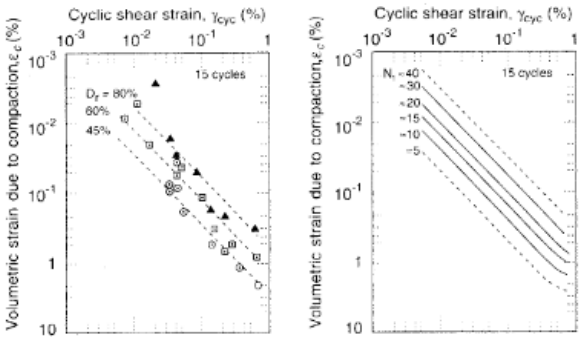
Dalam prosedur yang disederhanakan, amplitudo regangan siklik efektif diperkirakan sebagai

$$\gamma_{\text{cyc}} = 0.65 \frac{a_{\max}}{\text{g}} \frac{\sigma_v r_d}{G} \tag{8.23}$$



Gambar 8.21 Plot untuk penentuan regangan geser siklik efektif pada endapan pasir. (Tokimatsu dan Seed).

Karena modulus geser, G, merupakan fungsi dari γ_{cyc}, beberapa iterasi mungkin diperlukan untuk menghitung nilai γ_{cyc} yang konsisten dengan modulus geser. Ketika kekakuan regangan rendah, G_{max} $(= \rho v_s^2)$, diketahui, amplitudo regangan siklik efektif dapat diperkirakan menggunakan Gambar 8.21 dan 8.22.



Gambar 8.22 Hubungan antara regangan volumetrik dan regangan geser siklik pada pasir kering sebagai fungsi dari (a) kepadatan relatif dan (b) resistensi SPT. (Tokimatsu dan Seed).

Gambar 8.22 kemudian memungkinkan amplitudo regangan siklik efektif, bersama dengan kepadatan relatif atau resistensi SPT pasir, untuk digunakan dalam memperkirakan regangan volumetrik akibat pemadatan. Regangan volumetrik ini didasarkan pada durasi yang terkait dengan gempa bumi M = 7,5; koreksi untuk magnitudo lain dapat dilakukan dengan bantuan Tabel 8.3. Efek guncangan multidireksional umumnya diperhitungkan dengan menggandakan regangan volumetrik yang dihitung.

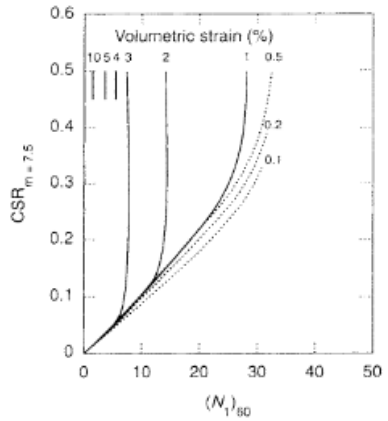
Karena kekakuan, kepadatan, dan amplitudo regangan geser siklik umumnya bervariasi dengan kedalaman, endapan tanah tertentu biasanya dibagi menjadi beberapa lapisan dengan regangan volumetrik untuk setiap lapisan dihitung secara independen. Penurunan yang dihasilkan dari setiap lapisan kemudian dapat dihitung sebagai hasil perkalian regangan volumetrik dan ketebalan. Total penurunan diperoleh dengan menjumlahkan penurunan dari masing-masing lapisan.

Penurunan Tanah Pasir Jenuh

Disipasi tekanan air pori berlebih yang tinggi yang dihasilkan dalam pasir jenuh (rekonsolidasi) dapat menyebabkan penurunan setelah gempa bumi. Penurunan sebesar 50 hingga 70 cm terjadi pada lapisan pasir yang sangat longgar setebal 5 m dalam gempa Tokachioki dan penurunan sebesar 50 hingga 100 cm diamati di Pulau Port dan Pulau Rokko di Kobe, Jepang setelah gempa Hyogo-ken Nambu tahun 1995. Karena air mengalir jauh lebih lambat melalui tanah daripada udara, penurunan pasir jenuh terjadi jauh lebih lambat daripada penurunan pasir kering yang disebabkan oleh gempa bumi. Meskipun demikian, faktor-faktor utama yang memengaruhi besarnya penurunan tanah jenuh pada dasarnya sama dengan faktor-faktor yang memengaruhi penurunan pasir kering.

Tabel 8.3 Koreksi Rasio Tegangan Siklik untuk Magnitudo Gempa Bumi

Magnitude, M	54/1	6	64/3	72/1	82/1
$\varepsilon_{u,M}/\varepsilon_{v,M=7.5}$	0.4	0.6	0.85	1.0	1.25



Gambar 8.23 Plot untuk estimasi regangan volumetrik pascalikuifaksi pada pasir jenuh.

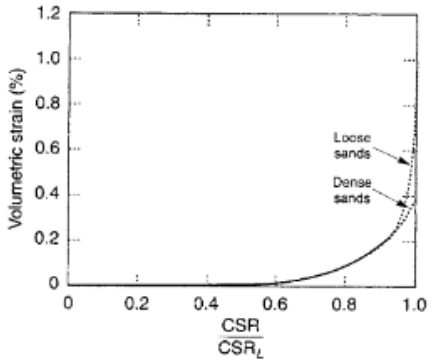
Tokimatsu dan Seed mengembangkan grafik untuk memperkirakan regangan volumetrik yang berkembang di tanah jenuh. Dalam pendekatan ini, regangan volumetrik yang dihasilkan dari rekonsolidasi dapat diperkirakan dari resistensi penetrasi standar yang dikoreksi, $(N_1)_{60}$, dan rasio tegangan siklik (Gambar 8.23). Nilai $(N_1)_{60}$ diperoleh dengan mengoreksi resistensi penetrasi standar terukur, N_m, ke tekanan beban standar 95,8 kPa (1 ton/ft^2) dan ke energi 60% dari energi jatuh bebas teoritis palu SPT menggunakan persamaan:

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N \frac{E_m}{0.60 E_{ff}} \tag{8.24}$$

di mana C_N adalah faktor koreksi beban berlebih yang dapat diperkirakan sebagai C_N = $(\sigma vo)^{-0.5}$, E_m, adalah energi palu yang terukur dan E_{ff} adalah energi jatuh bebas teoritis. Pada Gambar 8.23, rasio tegangan siklik, yang didefinisikan sebagai $CSR_{M=7.5}$ τ_{cyc}/σ'_{vo} , sesuai dengan gempa bumi berkekuatan 7,5. Untuk magnitudo lainnya, nilai rasio tegangan siklik yang sesuai dapat diperoleh menggunakan Tabel 8.4. Seperti halnya pada pasir kering, lapisan tanah biasanya dibagi menjadi sublapisan dengan total penurunan yang diambil sebagai jumlah hasil perkalian ketebalan dan regangan volumetrik dari semua sublapisan. Dalam beberapa kasus, tekanan air pori yang disebabkan oleh gempa bumi mungkin tidak cukup untuk menyebabkan likuifaksi tetapi masih dapat menghasilkan penurunan pasca gempa. Regangan volumetrik yang dihasilkan oleh rekonsolidasi dalam kasus tersebut dapat diperkirakan dari Gambar 8.24.

Tabel 8.4 Koreksi Rasio Tegangan Siklik untuk Magnitudo Gempa Bumi

Magnitude, M	$5\,1/4$	6	$6\,3/4$	$7\,1/2$	$8\,1/2$
$\mathrm{CSR_M}$ / $\mathrm{CSR_M}$ $= 7.5$	1.50	1.32	1.13	1.00	0.89



Gambar 8.24 Plot untuk estimasi regangan volumetrik pada pasir jenuh yang tidak mengalami likuifaksi. (Tokimatsu dan Seed).

8.8 KEGAGALAN TANAH

Guncangan gempa bumi yang kuat dapat menghasilkan respons dinamis tanah yang sangat energik sehingga gelombang tegangan melebihi kekuatan tanah. Dalam kasus seperti itu, kegagalan tanah yang ditandai dengan deformasi tanah permanen dapat terjadi. Kegagalan tanah dapat disebabkan oleh pelemahan tanah atau oleh kelebihan sementara kekuatan tanah akibat tegangan inersia sementara. Kasus pertama menghasilkan fenomena seperti likuifaksi dan penyebaran lateral; kasus kedua menghasilkan kegagalan inersia pada lereng dan timbunan dinding penahan.

Likuifaksi

Istilah likuifaksi telah banyak digunakan untuk menggambarkan berbagai fenomena di mana kekuatan dan kekakuan endapan tanah berkurang karena timbulnya tekanan air pori. Hal ini paling sering terjadi pada pasir jenuh yang gembur, meskipun juga telah diamati pada kerikil dan lanau non-plastik. Dampak likuifaksi dapat berkisar dari tanah longsor besar dengan perpindahan yang diukur dalam puluhan meter hingga longsoran atau pergeseran yang relatif kecil dengan perpindahan kecil. Banyak jembatan, terutama yang melintasi badan air, terletak di daerah dengan kondisi geologi dan hidrologi yang cenderung menghasilkan likuifaksi.

Mekanisme yang menghasilkan fenomena terkait likuifaksi dapat dibagi menjadi dua kategori. Pertama, **likuifaksi aliran**, dapat terjadi ketika tegangan geser yang diperlukan untuk keseimbangan statis massa tanah lebih besar daripada kekuatan geser tanah dalam keadaan cairnya. Meskipun tidak umum, likuifaksi aliran dapat menghasilkan ketidakstabilan yang luar biasa yang dikenal sebagai **kegagalan aliran**.

Dalam kasus seperti itu, gempa bumi berfungsi untuk memicu likuifaksi, tetapi deformasi besar yang dihasilkan sebenarnya didorong oleh tegangan statis yang sudah ada sebelumnya. Fenomena kedua, **mobilitas siklik**, terjadi ketika tegangan statis awal kurang dari kekuatan tanah yang telah mengalami likuifaksi. Efek mobilitas siklik menyebabkan deformasi yang berkembang secara bertahap selama periode guncangan gempa, dan umumnya disebut **penyebaran lateral**.

Penyebaran lateral dapat terjadi pada lereng yang sangat landai, di sekitar permukaan bebas seperti tepi sungai, dan di bawah serta di dekat tanggul. Penyebaran lateral terjadi jauh lebih sering daripada kegagalan aliran, dan dapat menyebabkan kerusakan signifikan pada jembatan dan fondasinya.

Kerentanan Likuefaksi

Langkah pertama dalam evaluasi bahaya likuefaksi adalah menentukan apakah tanah tersebut rentan terhadap likuefaksi atau tidak. Jika tanah di lokasi tertentu tidak rentan terhadap likuefaksi, bahaya likuefaksi tidak ada dan evaluasi bahaya likuefaksi dapat dihentikan. Namun, jika tanah tersebut rentan, masalah inisiasi dan efek likuefaksi harus dipertimbangkan. Likuefaksi paling mudah terjadi pada tanah yang gembur, bersih, seragam, dan jenuh air.

Oleh karena itu, proses geologi yang memilah tanah menjadi distribusi ukuran butir yang seragam dan mendepositkannya dalam keadaan gembur menghasilkan endapan tanah dengan kerentanan likuifaksi yang tinggi. Akibatnya, endapan fluvial, dan endapan koluvial dan aeolian ketika jenuh, cenderung rentan terhadap likuifaksi. Likuifaksi juga terjadi pada endapan aluvial, pantai, dan muara, tetapi tidak sesering pada endapan yang disebutkan sebelumnya. Karena jembatan umumnya dibangun di lingkungan geologi seperti itu, likuifaksi merupakan pertimbangan yang sering dan penting dalam desainnya.

Kerentanan likuifaksi juga bergantung pada karakteristik tegangan dan kepadatan tanah. Tanah yang sangat padat, meskipun memiliki karakteristik lain yang tercantum pada paragraf sebelumnya, tidak akan menghasilkan tekanan air pori yang tinggi selama guncangan gempa bumi dan karenanya tidak rentan terhadap likuifaksi. Kepadatan minimum di mana tanah tidak rentan terhadap likuifaksi meningkat seiring dengan meningkatnya tekanan

penahan efektif. Karakteristik ini menunjukkan bahwa, untuk endapan tanah dengan kepadatan konstan, tanah yang lebih dalam lebih rentan terhadap likuifaksi daripada tanah yang lebih dangkal. Untuk kisaran umum kondisi tanah yang ditemui di lapangan, tanah tak kohesif dengan nilai $(N_1)_{60}$ lebih besar dari 30 atau resistensi ujung uji penetrasi kerucut (CPT) yang dinormalisasi (q_{c1N}, lihat bagian selanjutnya) lebih besar dari sekitar 175 umumnya tidak rentan terhadap likuifaksi.

Inisiasi Pencairan Tanah

Fakta bahwa endapan tanah rentan terhadap pencairan tanah tidak berarti bahwa pencairan tanah akan terjadi dalam gempa bumi tertentu. Pencairan tanah harus dipicu oleh beberapa gangguan, seperti guncangan gempa bumi dengan kekuatan yang cukup untuk melebihi ketahanan pencairan tanah. Bahkan tanah yang rentan terhadap pencairan tanah akan memiliki beberapa ketahanan pencairan tanah. Mengevaluasi potensi terjadinya pencairan tanah (potensial pencairan tanah) melibatkan perbandingan beban yang dikenakan oleh gempa bumi yang diantisipasi dengan ketahanan pencairan tanah. Potensi pencairan tanah paling umum dievaluasi menggunakan pendekatan tegangan siklik di mana beban gempa bumi dan ketahanan pencairan tanah dinyatakan dalam bentuk tegangan siklik, sehingga memungkinkan perbandingan langsung dan konsisten.

Karakterisasi Beban Gempa Bumi

Tingkat tekanan air pori yang dihasilkan oleh gempa bumi berkaitan dengan amplitudo dan durasi tegangan geser yang diinduksi gempa bumi. Tegangan geser tersebut dapat diprediksi dalam analisis respons lokasi menggunakan metode linier ekuivalen atau metode nonlinier. Alternatifnya, nilai tersebut dapat diperkirakan menggunakan pendekatan yang disederhanakan yang tidak memerlukan analisis respons lokasi.

Metode awal evaluasi likuifaksi didasarkan pada hasil uji triaksial siklik yang dilakukan dengan pembebanan harmonik (amplitudo konstan), dan masih lazim untuk mengkarakterisasi pembebanan dalam hal amplitudo tegangan geser ekivalen,

$$\tau_{cyc} = 0.65\tau_{\max} \tag{8.25}$$

Apabila informasi yang cukup tersedia untuk melakukan analisis respons situs, disarankan untuk menghitung τ_{max} dalam analisis respons situs dan menggunakan Persamaan (8.6) untuk menghitung τ_{cyc}. Apabila informasi tersebut tidak tersedia, τ_{cyc} pada kedalaman tertentu dapat diperkirakan sebagai

$$\tau_{cyc} = 0.65\frac{a_{\max}}{\mathrm{g}}\sigma_v r_d \tag{8.26}$$

di mana a_{max} adalah percepatan permukaan tanah puncak, g adalah percepatan gravitasi, σ_v adalah tegangan vertikal total pada kedalaman yang diinginkan, dan r_d adalah nilai faktor reduksi respons lokasi yang dapat diperkirakan dari

$$r_d = \frac{1.0 - 0.4113z^{0.5} + 0\ 04052z + 0\ 001753z^{1.5}}{1.0 - 0.4177z^{0.5} + 0\ 05729z - 0\ 006205^{1.5} + 0\ 001210z^2} \quad (8.27)$$

di mana z adalah kedalaman yang diinginkan dalam meter. Untuk evaluasi potensi likuifaksi, biasanya τ_{cyc} dinormalisasi dengan tegangan efektif vertikal awal (sebelum gempa), sehingga menghasilkan **rasio tegangan siklik** (CSR).

$$\text{CSR} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} \quad (8.28)$$

Karakterisasi Ketahanan Likuefaksi

Meskipun evaluasi potensi likuefaksi awal bergantung pada uji laboratorium untuk mengukur ketahanan likuefaksi, semakin meningkatnya pengakuan akan efek merugikan dari gangguan pengambilan sampel pada hasil uji laboratorium telah menyebabkan penggunaan uji lapangan untuk pengukuran ketahanan likuefaksi. Meskipun penggunaan teknik pembekuan dan pengambilan sampel tanah baru menawarkan prospek yang cukup menjanjikan untuk perolehan sampel yang tidak terganggu, ketahanan likuefaksi saat ini dievaluasi menggunakan uji in situ seperti uji penetrasi standar (SPT) dan CPT serta pengamatan perilaku likuefaksi pada gempa bumi masa lalu.

Studi kasus di mana likuefaksi diamati dan tidak diamati dapat dianalisis untuk mendapatkan perkiraan empiris ketahanan likuefaksi. Dengan mengkarakterisasi setiap rangkaian studi kasus dalam hal parameter pembebanan, $\boldsymbol{\mathcal{L}}$, dan parameter resistensi, $\boldsymbol{\mathcal{R}}$, semua kombinasi $\boldsymbol{\mathcal{L}}$ dan $\boldsymbol{\mathcal{R}}$ dapat diplot dengan simbol yang menunjukkan apakah likuefaksi diamati atau tidak diamati (Gambar 8.25).

Dalam pendekatan ini, rasio tegangan siklik yang diinduksi dalam tanah untuk setiap riwayat kasus digunakan sebagai parameter pembebanan dan pengukuran uji in situ digunakan sebagai parameter resistensi. Dua uji in situ yang umum digunakan adalah SPT yang menghasilkan parameter resistensi $(N_1)_{60}$, dan CPT yang menghasilkan parameter resistensi, q_{c1N}. Karena nilai rasio tegangan siklik yang diberikan oleh kurva mewakili rasio tegangan siklik minimum yang diperlukan untuk menghasilkan likuifaksi, maka umumnya disebut sebagai **rasio resistensi siklik**, CRR.

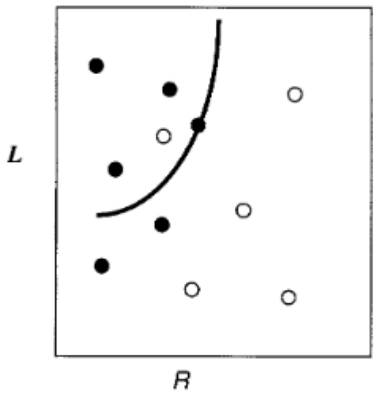
Karena likuifaksi melibatkan penumpukan kumulatif tekanan air pori, tingkat tekanan air pori tertinggi merupakan fungsi dari durasi guncangan tanah. Dalam pengembangan prosedur untuk evaluasi potensi likuifaksi, durasi secara implisit dikorelasikan dengan magnitudo gempa bumi. Akibatnya, prosedur tersebut telah dikaitkan dengan gempa bumi magnitudo 7,5 dengan koreksi yang dikembangkan yang dapat diterapkan untuk magnitudo lainnya. Prosedur-prosedur tersebut juga telah disesuaikan untuk pasir bersih (<5% butiran halus), sekali lagi dengan koreksi yang dikembangkan untuk diterapkan pada pasir lempung.

Tinjauan terbaru terhadap prosedur berbasis SPT untuk karakterisasi CRR menghasilkan rekomendasi kurva yang ditunjukkan pada Gambar 8.26. Kurva CRR ini untuk pasir bersih dan gempa bumi berkekuatan 7,5. Untuk pasir lempung dengan kandungan butiran halus, FC, resistensi SPT pasir bersih yang setara dapat dihitung dari

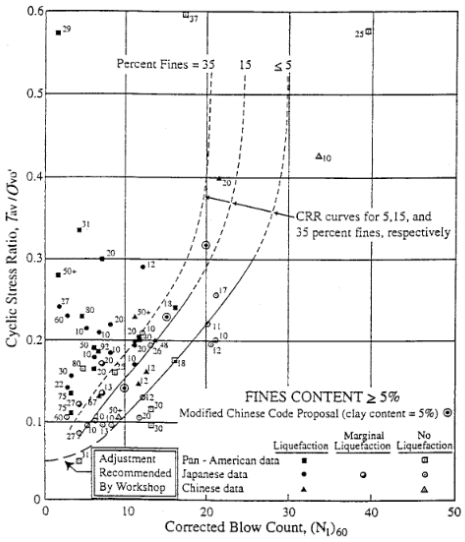
$$(N_1)_{60-cs=}\alpha + \beta\,(N_1)_{60} \qquad (8.29)$$

Di mana

$$\alpha = 0 \quad \text{dan} \quad \beta = 1.0 \quad \text{for FC} < 5\%$$
$$\alpha = \exp\,[1.76 - 190/\text{FC}^2] \quad \text{dan} \quad \beta = 0.99 + FC^{1.5}/1000 \quad \text{for } 5\% < \text{FC} < 35\%$$
$$\alpha = 5.0 \quad \text{dan} \quad \beta = 1.2 \quad \text{for FC} > 35\%$$



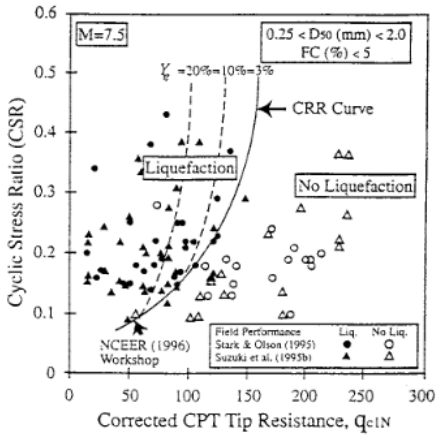
Gambar 8.25 Diskriminasi antara riwayat kasus di mana likuifaksi diamati (lingkaran padat) dan tidak diamati (lingkaran terbuka). Kurva mewakili perkiraan konservatif resistensi, R, untuk tingkat pembebanan tertentu, L.



Gambar 8.26 Hubungan antara rasio tegangan siklik yang menyebabkan likuifaksi dan nilai $(N_1)_{60}$ untuk pasir bersih (setelah Youd dan Idriss, 1998).

Tabel 8.5 Faktor Skala Magnitudo

Magnitude, M	MSF
5.5	2.20−2.80
6.0	1.76−2.10
6.5	1.44−1.60
7.0	1.19−1.25
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.72



Gambar 8.27 Hubungan antara rasio tegangan siklik yang menyebabkan likuifaksi dan nilai (qc)1 untuk pasir bersih (setelah Youd dan Idriss, 1998).

Koreksi untuk besaran selain 7,5 dilakukan dengan mengoreksi CRR sesuai dengan

$$CRR_M = CRR_{7.5} \times \text{MSF} \tag{8.30}$$

di mana MSF adalah faktor skala besaran yang diperoleh dari Tabel 8.5. CPT menawarkan dua keunggulan berbeda dibandingkan SPT untuk evaluasi ketahanan likuifaksi. Pertama, CPT memberikan profil resistensi penetrasi yang hampir kontinu, karakteristik yang memungkinkannya untuk mengidentifikasi lapisan tipis yang mudah terlewatkan dalam investigasi berbasis SPT. Kedua, CPT menunjukkan konsistensi dan pengulangan yang lebih besar daripada SPT. Namun, CPT merupakan pengembangan yang lebih baru dan pengalaman profesional dengannya lebih sedikit daripada dengan SPT, terutama di Amerika Serikat.

Seiring semakin banyaknya data yang mengkorelasikan resistensi CPT dengan resistensi likuifaksi yang tersedia, CPT kemungkinan akan menjadi uji in situ utama untuk evaluasi potensi likuifaksi. Namun, saat ini, konsensus umum tentang teknik yang paling tepat untuk evaluasi potensi likuifaksi berbasis CPT belum muncul. Salah satu prosedur yang paling berkembang untuk evaluasi potensi likuifaksi berbasis CPT dijelaskan oleh Robertson dan

Wride. Dalam prosedur ini, resistansi CPT terukur, q_c, dinormalisasi terhadap resistansi tak berdimensi.

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a} \tag{8.31}$$

di mana$C_{\mathrm{Q}} = (p_a/\sigma'_{vo})^n, p_a$ adalah tekanan atmosfer, dan n adalah eksponen yang berkisar dari 0,5 (pasir bersih) hingga 1,0 (tanah liat). Nilai C_Q maksimum 2,0 umumnya diterapkan pada data CPT pada kedalaman dangkal. Jenis tanah dapat disimpulkan dari resistensi ujung CPT, q_c, dan resistensi selubung, f_s, dengan bantuan indeks jenis perilaku tanah.

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log \mathrm{Q})^2 + 1.22 + \log F)^2} \tag{8.32}$$

Dimana

$$Q = C_Q \frac{q_c - \sigma_{vo}}{p_a}$$

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

Jika I_c (dihitung dengan *n* = 1,0) lebih besar dari 2,6, tanah dianggap terlalu berlempung untuk mengalami likuifaksi. Jika I_c (dihitung dengan n = 0,5 dan $Q = q_{c1N}$) kurang dari 2,6, tanah kemungkinan besar berbutir dan tidak plastis serta mampu mengalami likuifaksi. Namun, jika Ic (dihitung dengan n = 0,5 dan Q = qc1N) lebih besar dari 2,6, tanah kemungkinan besar sangat berlempung dan mungkin plastis; dalam hal ini, Ic harus dihitung ulang dengan n = 0,7 dan $Q = q_{c1N}$. Setelah Ic ditentukan, efek butiran halus dan plastisitas dapat dipertimbangkan dengan menghitung resistensi ujung yang dinormalisasi terhadap pasir bersih.

$$q_{c1N-cs} = K_c q_{c1N} \tag{8.33}$$

$$q_{c1N\text{-}cs} = K_c \; q_{c1N} \qquad (33.33)$$

Di mana

$$K_c = 1.0 \qquad \text{for } I_c < 1.64$$
$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 8.75 I_c - 17.88 \qquad \text{for } I_c < 1.64$$

Dengan resistensi ujung yang dinormalisasi pasir bersih, $CRR_{7.5}$ dapat ditentukan menggunakan Gambar 8.27. Untuk magnitudo lainnya, nilai CRR yang sesuai dapat diperoleh menggunakan faktor skala magnitudo yang sama yang digunakan untuk prosedur berbasis SPT, (Persamaan 30). Prosedur lain untuk evaluasi potensi likuifaksi berbasis CPT meliputi prosedur Seed dan De Alba (57), Mitchell dan Tseng, dan Olson. Resistensi likuifaksi juga telah dikorelasikan dengan pengukuran uji in situ lainnya seperti kecepatan gelombang geser [62,64], indeks dilatometer, dan uji penetrasi Becker. Selain itu, pendekatan probabilistik yang menghasilkan probabilitas likuifaksi juga telah dikembangkan.

Penyebaran Lateral

Penyebaran lateral sering menyebabkan kerusakan pada jembatan dan fondasi jembatan dalam gempa bumi. Penyebaran lateral umumnya melibatkan pergerakan lateral tanah di permukaan dan di bawah permukaan tanah, seringkali dalam bentuk blok permukaan yang relatif utuh yang berada di atas massa tanah yang melunak dan melemah.

Pergerakan tanah lateral dapat menimbulkan beban lateral yang besar pada abutmen dan dinding sayap, dan dapat menimbulkan momen lentur yang besar pada pondasi tiang pancang. Kerusakan yang dihasilkan oleh penyebaran lateral berkaitan erat dengan besarnya perpindahan tanah lateral.

Karena mobilitas siklik, fenomena mendasar yang menghasilkan penyebaran lateral, sangat kompleks, prosedur analitis untuk prediksi perpindahan penyebaran lateral belum mencapai titik di mana prosedur tersebut dapat digunakan untuk desain. Akibatnya, prosedur yang saat ini diterima untuk prediksi perpindahan penyebaran lateral didasarkan secara empiris.

Bartlett dan Youd menggunakan regresi berganda pada basis data besar riwayat kasus penyebaran lateral untuk mengembangkan ekspresi empiris untuk perpindahan permukaan tanah akibat penyebaran lateral. Dua ekspresi dikembangkan — ekspresi kemiringan tanah untuk lokasi dengan permukaan yang landai dan seragam, dan ekspresi permukaan bebas untuk lokasi di dekat tebing curam. Untuk yang pertama, perpindahan dapat diperkirakan dari

$$\log D_H = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275\log R - 0.0133R + 0.4293$$
$$+0.3483\log T_{15} + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (8.34b)$$

Tabel 8.6 Rentang Nilai Terverifikasi untuk Persamaan 8.32

Parameter Masukan	Rentang Nilai
Magnitudo	$6.0 < M_w < 8.0$
Rasio permukaan bebas	1.0% < W < 20%
Ketebalan lapisan lepas	$0.3\text{m} < T_{15} < 12\text{ m}$
Kandungan butiran halus	$0\% < F_{15} < 50\%$
Ukuran butir rata-rata	$0.1\text{ mm} < (\text{D}_{50})_{15} < 1.0\text{mm}$
Kemiringan tanah	0.1% < S < 6%
Kedalaman ke bagian bawah penampang	Kedalaman zona terlikuefaksi < 15m

Gambar 8.28 Ilustrasi analogi blok geser untuk evaluasi perpindahan lereng permanen.

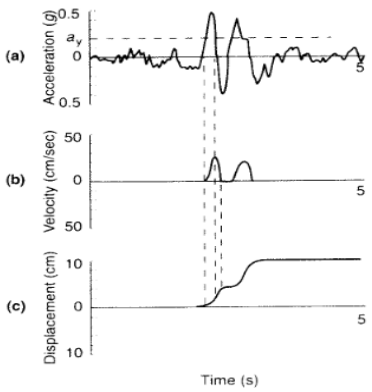
di mana D_H adalah estimasi perpindahan tanah lateral dalam meter, M_w adalah magnitudo momen, R adalah jarak horizontal dari sumber energi seismik dalam km, S adalah kemiringan tanah dalam persen, T_{15} adalah ketebalan kumulatif lapisan granular jenuh dengan $(N_1)_{60} < 15$ dalam meter, F_{15} adalah kandungan butiran halus rata-rata untuk lapisan granular yang terdiri dari T_{15} dalam persen, dan $(D_{50})_{15}$ adalah ukuran butiran rata-rata untuk lapisan granular yang terdiri dari T_{15} dalam milimeter. Untuk lokasi permukaan bebas, perpindahan dapat diestimasi dari

$$\log D_H = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275\log R - 0.0133R + 0.6572\log W$$
$$+0.3483\log \mathrm{T}_{15} + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (8.34b)$$

di mana W adalah rasio tinggi tanggul terhadap jarak horizontal antara kaki tanggul dan titik yang diminati. Dengan persamaan ini, 90% dari perpindahan yang diprediksi berada dalam faktor dua dari yang diamati dalam studi kasus yang sesuai. Rentang parameter yang hasil prediksinya telah diverifikasi oleh studi kasus disajikan dalam Tabel 8.6.

Ketidakstabilan Global

Kegagalan tanah juga dapat terjadi karena terlampauinya kekuatan geser tanah secara sementara akibat tegangan geser yang disebabkan oleh gempa bumi. Kegagalan ini dapat berupa kegagalan tanah yang besar dan dalam yang dapat mencakup seluruh abutmen atau fondasi jembatan seperti yang diilustrasikan pada Gambar 8.28. Potensi kegagalan semacam itu, yang sering disebut sebagai ketidakstabilan global, harus dievaluasi selama perancangan.



Gambar 8.29 Ilustrasi perhitungan perpindahan lereng permanen menggunakan metode blok geser.

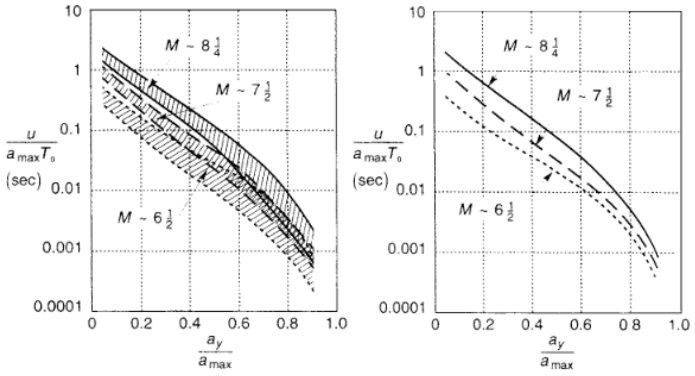
Secara historis, kegagalan inersia dievaluasi menggunakan **metode pseudo-statis** di mana efek transien dan dinamis dari guncangan gempa diwakili oleh percepatan pseudo-statis konstan. Gaya pseudo-statis yang menyebabkan ketidakstabilan dimasukkan dalam analisis keseimbangan batas untuk menghitung faktor keamanan pseudo-statis. Faktor keamanan pseudo-statis yang lebih besar dari satu dianggap sebagai indikasi stabilitas. Namun, kesulitan dalam pemilihan percepatan pseudo-statis, interpretasi signifikansi faktor keamanan yang dihitung kurang dari 1, dan semakin meningkatnya pengakuan bahwa kemampuan layanan sangat terkait dengan deformasi permanen menyebabkan pengembangan pendekatan alternatif.

Prosedur yang paling umum saat ini menggunakan prinsip pseudo-statis untuk menetapkan titik di mana perpindahan permanen akan dimulai, tetapi kemudian menggunakan analogi lereng sederhana untuk memperkirakan besarnya perpindahan permanen yang dihasilkan. Prosedur ini umumnya dikenal sebagai prosedur blok geser. Dengan menggunakan asumsi umum perilaku kaku dan plastis sempurna yang tertanam dalam analisis keseimbangan batas, lereng yang berpotensi tidak stabil dianggap analog dengan balok yang bertumpu pada bidang miring (Gambar 8.28) dalam prosedur balok geser. Dalam kedua kasus, percepatan dasar di atas tingkat tertentu akan menghasilkan perpindahan relatif permanen dari massa yang berpotensi tidak stabil.

Dalam prosedur balok geser, analisis pseudo-statis dilakukan untuk menentukan percepatan pseudo-statis horizontal yang menghasilkan faktor keamanan 1,0. Percepatan pseudo-statis ini, yang disebut sebagai **percepatan luluh**, mewakili tingkat percepatan di atas mana perpindahan lereng permanen diperkirakan akan terjadi. Ketika percepatan masukan melebihi percepatan luluh, tegangan geser antara balok geser dan bidang melebihi resistensi geser yang tersedia dan balok tidak dapat berakselerasi secepat bidang di bawahnya.

Akibatnya, ada percepatan relatif antara balok dan bidang yang berlangsung hingga tegangan geser turun di bawah kekuatan yang cukup lama untuk memperlambat balok hingga percepatan relatif nol. Integrasi percepatan relatif terhadap waktu menghasilkan kecepatan relatif, dan integrasi kecepatan relatif menghasilkan perpindahan relatif antara blok dan bidang. Dengan proses ini, yang diilustrasikan pada Gambar 8.29, prosedur blok geser memungkinkan estimasi perpindahan permanen lereng.

Untuk tanggul yang terkena gerakan tanah tegak lurus terhadap sumbunya, Makdisi dan Seed mengembangkan prosedur sederhana untuk estimasi perpindahan akibat gempa bumi berdasarkan analisis blok geser bendungan dan tanggul yang terkena beberapa gerakan masukan yang direkam dan sintetis. Dengan mengetahui percepatan luluh lereng selain percepatan puncak dan periode fundamental tanggul, Gambar 8.30 dapat digunakan untuk memperkirakan perpindahan lereng permanen.



Gambar 8.30 Variasi perpindahan lereng permanen yang dinormalisasi dengan percepatan luluh untuk gempa bumi dengan magnitudo berbeda: (a) ringkasan untuk beberapa gempa bumi dan tanggul yang berbeda dan (b) nilai rata-rata (setelah Makdisi dan Seed).

Struktur Penahan Tanah

Struktur penahan tanah umumnya dibangun sebagai bagian dari proyek konstruksi jembatan dan, dalam bentuk dinding abutmen dan dinding sayap, sebagai bagian dari struktur jembatan itu sendiri. Namun, ada banyak jenis struktur penahan tanah yang berbeda, beberapa di antaranya telah dikembangkan dalam beberapa tahun terakhir. Secara historis, struktur penahan tanah kaku paling umum digunakan; desain statisnya didasarkan pada teori tekanan tanah klasik. Namun, jenis struktur penahan tanah yang lebih baru, seperti dinding jangkar fleksibel, dinding paku tanah, dan dinding bertulang, telah membutuhkan pengembangan pendekatan baru, bahkan untuk kondisi statis. Dalam kondisi seismik, teori tekanan tanah klasik dapat diperluas secara logis untuk memperhitungkan efek guncangan gempa bumi, tetapi prosedur desain seismik untuk jenis struktur penahan tanah yang lebih baru masih dalam pengembangan.

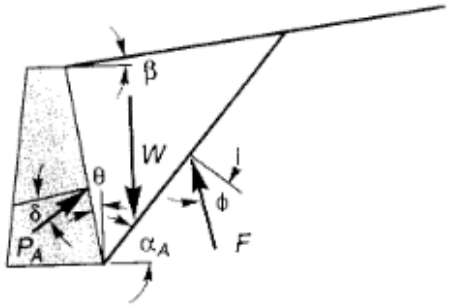
Struktur penahan tanah kaku yang berdiri bebas biasanya mempertahankan keseimbangan melalui pengembangan tekanan tanah aktif dan pasif yang berkembang saat dinding bergeser dan berputar di bawah aksi tegangan yang dikenakan. Dengan mengasumsikan bahwa tegangan statis berkembang melalui mobilisasi kekuatan geser tanah timbunan pada permukaan kegagalan potensial planar, teori tekanan tanah Coulomb memprediksi dorongan aktif statis sebesar

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \tag{8.35}$$

Dimana

$$K_A = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[\frac{\sin(\delta + \theta)\sin(\emptyset - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}\right]^2}$$

δ adalah sudut gesekan antarmuka antara dinding dan tanah, dan β dan θ seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.31.



Gambar 8.31 Ilustrasi variabel untuk perhitungan dorongan bumi aktif.

Di bawah guncangan gempa bumi, tekanan bumi aktif cenderung meningkat di atas tingkat statis. Dalam salah satu analisis rekayasa gempa geoteknik pertama, Okabe dan Mononobe dan Matsuo mengembangkan perluasan pseudo-statis dari teori Coulomb untuk memprediksi dorongan bumi aktif di bawah kondisi seismik. Dengan asumsi percepatan pseudo-statis $a_h = k_h g$ dan $a_v = k_v g$ dalam arah horizontal dan vertikal, masing-masing, dorongan total Mononobe–Okabe diberikan oleh

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \tag{8.36}$$

Dimana

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \psi}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[\frac{\sin(\delta + \emptyset)\sin(\emptyset - \beta - \psi}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}\right]^2}$$

di mana $\emptyset - \beta \geq \psi$ dan $\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$ .. Meskipun asumsi yang digunakan dalam analisis Mononobe-Okabe menyiratkan bahwa gaya dorong aktif total harus bekerja pada ketinggian $H/3$ di atas dasar dinding, hasil eksperimen menunjukkan bahwa gaya dorong tersebut bekerja pada titik yang lebih tinggi. Gaya dorong aktif total dari Persamaan (8.36) dapat dibagi menjadi komponen statis, P_A, yang diberikan oleh Persamaan (8.35), dan komponen dinamis,

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \tag{8.37}$$

yang bekerja pada ketinggian sekitar 0,6H di atas dasar dinding. Berdasarkan hal ini, gaya dorong aktif total dapat dianggap bekerja pada ketinggian tertentu.

$$h = \frac{P_A H/3 + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \tag{8.38}$$

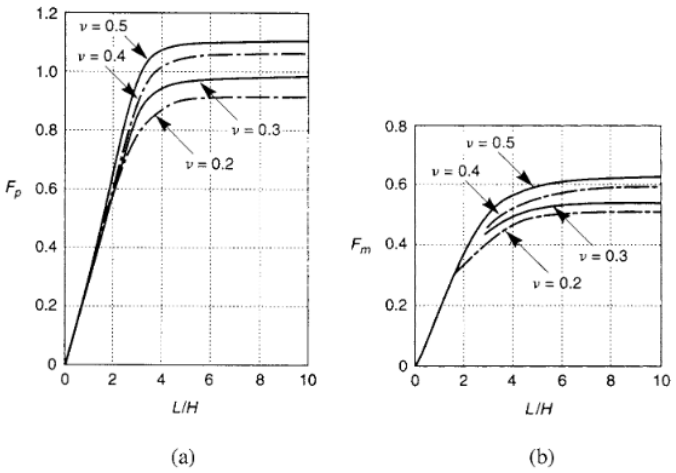
di atas dasar dinding.

Ketika dinding penahan ditopang terhadap pergerakan lateral di bagian atas dan bawah, seperti yang dapat terjadi pada dinding penahan, kekuatan geser tanah tidak akan sepenuhnya dimobilisasi dalam kondisi statis atau seismik. Akibatnya, kondisi batas minimum aktif atau maksimum pasif tidak dapat dikembangkan. Dalam kasus seperti itu, biasanya tekanan tanah lateral diperkirakan menggunakan solusi elastis Wood untuk material elastis linier dengan tinggi, H, yang terperangkap di antara dinding kaku yang dipisahkan oleh jarak horizontal, L. Untuk gerakan kurang dari setengah frekuensi fundamental timbunan yang tidak terkekang $(f_o = v_s/4H)$ dorongan dinamis dan momen guling dinamis (di sekitar dasar dinding) dapat dinyatakan sebagai

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{\mathrm{g}} F_p \tag{8.39}$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^2 \frac{a_h}{\mathrm{g}} F_m \tag{8.39}$$

di mana a_h adalah amplitudo percepatan dasar harmonik dan F_p dan F_m adalah faktor tak berdimensi yang dapat diperoleh dari Gambar 8.32. Perlu dicatat bahwa Persamaan 8.39 dan 8.40 mengacu pada gaya dorong dan momen dinamis; gaya dorong dan momen statis harus dijumlahkan untuk mendapatkan gaya dorong dan momen total.



Gambar 8.32 Bagan untuk penentuan (a) faktor dorong tak berdimensi dan (b) faktor momen tak berdimensi untuk berbagai geometri dan rasio Poisson (setelah Wood).

8.9 PERBAIKAN TANAH

Ketika kondisi bawah permukaan yang ada menimbulkan bahaya seismik yang signifikan yang berdampak buruk pada keselamatan atau biaya konstruksi, peningkatan kinerja dapat dicapai melalui program perbaikan tanah. Berbagai teknik tersedia untuk perbaikan tanah dan dapat dibagi menjadi empat kategori utama: pemadatan, drainase, penguatan, dan penginjeksian/pencampuran.

Setiap teknik perbaikan tanah memiliki kelebihan dan kekurangan yang memengaruhi biaya dan efektivitas dalam berbagai keadaan. Teknik perbaikan tanah untuk daerah seismik dan non-seismik dijelaskan secara rinci dalam referensi seperti Welsh, Van Impe, Hausmann, Broms, Bell, dan Mosely .

Teknik Pemadatan

Hampir semua sifat mekanik tanah (misalnya, kekuatan, kekakuan, dan lain-lain.) meningkat seiring dengan peningkatan kepadatan tanah. Hal ini terutama berlaku ketika masalah gempa bumi dipertimbangkan — kecenderungan tanah gembur untuk memadat di bawah beban dinamis bertanggung jawab atas bahaya seperti likuifaksi, penyebaran lateral, dan penurunan akibat gempa bumi. Kecenderungan ini dapat dimanfaatkan, karena sebagian besar teknik pemadatan mengandalkan getaran untuk memadatkan tanah granular secara efisien. Karena partikel halus menghambat pemadatan karena alasan yang hampir sama dengan menghambat pencairan, teknik pemadatan paling efisien pada pasir dan kerikil yang bersih.

Pemadatan tanah dalam volume besar dengan getaran dapat dilakukan secara ekonomis dengan pemadatan dinamis. Dalam prosedur ini, suatu lokasi dipadatkan dengan berulang kali mengangkat dan menjatuhkan beban berat dalam pola grid di permukaan lokasi. Dengan menggunakan beban yang berkisar antara 53 hingga 267 kN dan ketinggian jatuh 10 hingga 30 m, pemadatan dapat dicapai hingga kedalaman 12 m. Proses ini agak mengganggu dalam hal gangguan permukaan tanah, kebisingan, debu, dan getaran di sekitarnya, sehingga terutama digunakan di daerah yang belum dikembangkan. Getaran dari probe yang menembus di bawah permukaan tanah juga terbukti efektif untuk pemadatan. Vibroflotasi, misalnya, dilakukan dengan menurunkan alat getar ke dalam tanah (dengan bantuan semburan air, dalam beberapa kasus).

Dengan menggetarkan alat getar saat ditarik kembali ke permukaan, kolom tanah yang dipadatkan di sekitar alat getar akan terbentuk. Kerikil atau batu pecah dapat dimasukkan ke dalam tanah di permukaan atau, menggunakan alat getar pengumpan bawah, di ujung alat getar untuk membentuk kolom batu. Peledakan juga dapat digunakan untuk memadatkan tanah yang tidak kohesif. Pemadatan dengan peledakan biasanya dilakukan dengan meledakkan beberapa muatan bahan peledak yang ditempatkan secara vertikal dengan jarak 3 hingga 6 m di dalam lubang bor yang ditempatkan secara horizontal dengan jarak 5 hingga 15 m. Muatan pada ketinggian yang berbeda sering diledakkan dengan jeda waktu yang singkat untuk meningkatkan amplitudo, dan karenanya kapasitas pemadatan, dari gelombang ledakan.

Dua atau tiga putaran peledakan, dengan putaran selanjutnya diledakkan di lokasi di antara lokasi putaran sebelumnya, sering digunakan untuk mencapai tingkat pemadatan yang diinginkan. Terakhir, pemadatan dapat dicapai dengan cara statis menggunakan pemadatan grouting. Pemadatan grouting melibatkan injeksi grout semen dengan slump sangat rendah (biasanya kurang dari 25 mm) ke dalam tanah di bawah tekanan tinggi. Grout tersebut membentuk gumpalan atau kolom utuh yang memadatkan tanah di sekitarnya melalui perpindahan. Pemadatan grouting dapat dilakukan pada serangkaian titik dalam grid atau

sepanjang garis. Titik-titik grouting biasanya berjarak sekitar 1 hingga 4 m, dan telah diperluas hingga kedalaman 30 m.

Teknik Drainase

Pergerakan tanah dan pondasi yang berlebihan seringkali dapat dihilangkan dengan menurunkan muka air tanah, dan teknik konstruksi untuk pengeringan air tanah telah dikembangkan dengan baik. Penumpukan tekanan air pori yang tinggi pada tanah yang mudah mengalami likuifaksi juga dapat ditekan menggunakan teknik drainase, meskipun drainase saja jarang diandalkan untuk mitigasi bahaya likuifaksi. Kolom batu menyediakan sarana untuk drainase cepat melalui aliran horizontal, tetapi juga memperbaiki tanah dengan pemadatan (selama pemasangan) dan penguatan.

Teknik Penguatan

Kekuatan dan kekakuan beberapa endapan tanah dapat ditingkatkan dengan memasang inklusi diskrit yang memperkuat tanah. Kolom batu adalah kolom kerikil bersudut padat atau batu pecah (kolom batu) yang memperkuat tanah tempat kolom tersebut dipasang. Kolom batu juga memperbaiki tanah karena kemampuan drainasenya dan pemadatan serta peningkatan tegangan lateral yang umumnya terjadi selama pemasangannya.

Tanah granular juga dapat diperbaiki dengan pemasangan tiang pemadatan, biasanya beton prategang atau kayu, yang ditancapkan dalam pola grid dan dibiarkan di tempatnya. Tiang pemadatan seringkali dapat meningkatkan kepadatan relatif hingga 75 hingga 80% dalam jarak 7 hingga 12 diameter tiang. Inklusi yang dibor seperti tiang bor atau pilar bor telah digunakan untuk menstabilkan banyak lereng, meskipun kesulitan dalam pengeboran melalui tanah granular yang longgar membatasi kegunaannya untuk lereng dengan tanah yang mudah mencair. Paku tanah, pengikat, mikropile, dan tiang akar juga telah digunakan.

Teknik Penginjeksian/Pencampuran

Karakteristik banyak tanah dapat ditingkatkan dengan penambahan bahan semen. Dimasukkan melalui injeksi atau pencampuran, bahan-bahan ini memperkuat kontak antar butiran tanah dan mengisi ruang di antara butiran. Penginjeksian melibatkan injeksi bahan semen ke dalam rongga tanah atau ke dalam retakan di tanah; dalam kedua kasus, struktur partikel sebagian besar tanah tetap utuh. Dalam pencampuran, bahan semen dicampur secara mekanis atau hidraulik ke dalam tanah, menghancurkan sepenuhnya struktur partikel awal.

Penginjeksian permeasi melibatkan injeksi grout dengan viskositas rendah ke dalam rongga tanah tanpa mengganggu struktur partikel. Baik grout partikulat (suspensi air semen, abu terbang, bentonit, semen mikrohalus, dan lain-lain.) maupun grout kimia (gel silika dan lignin, atau resin fenolik dan akrilik) dapat digunakan. Grout partikulat yang lebih kental umumnya digunakan pada tanah berbutir kasar dengan rongga besar seperti kerikil dan pasir kasar; Bahan pengisi kimia dapat digunakan pada pasir halus.

Kehadiran partikel halus dapat secara signifikan mengurangi efektivitas pengisian permeasi. Pipa pengisi biasanya disusun dalam pola grid dengan jarak 1,2 hingga 2,4 m dan dapat menghasilkan kekuatan tanah yang diisi sebesar 350 hingga 2100 kPa. Pengisian intrusi melibatkan injeksi bahan pengisi semen yang lebih kental (dan karenanya lebih kuat) di bawah tekanan untuk menyebabkan retakan terkontrol pada tanah. Retakan pertama umumnya

mengikuti bidang perlapisan yang lemah atau bidang tegangan utama minor; setelah membiarkan bahan pengisi yang ditempatkan awalnya mengering, pengisian berulang akan memecah tanah di sepanjang bidang tambahan, akhirnya menghasilkan jaringan tiga dimensi dari lensa pengisi yang saling berpotongan.

Dengan menggunakan sistem mekanis yang terdiri dari auger batang berongga dan dayung berputar, pencampuran tanah menghasilkan campuran amorf tanah dan material semen. Proses pencampuran tanah menghasilkan kolom tanah-semen yang dapat disusun dalam pola grid atau dalam rangkaian linier kolom yang saling tumpang tindih untuk menghasilkan dinding bawah permukaan dan/atau struktur seluler. Pencampuran tanah, yang dapat digunakan di hampir semua tanah anorganik, telah menghasilkan kekuatan 1400 kPa dan peningkatan hingga kedalaman 60 m.

Dalam jet grouting, semen grouting disuntikkan secara horizontal di bawah tekanan tinggi melalui lubang di sisi batang berongga yang diturunkan ke dalam lubang bor yang telah dibor sebelumnya. Jet grouting dimulai dari bagian bawah lubang bor dan berlanjut ke atas. Rotasi nosel injeksi selama proses berlangsung memungkinkan jet untuk memotong dan mencampur kolom tanah secara hidraulik hingga diameter 2,4 m. Udara atau udara dan air juga dapat disuntikkan untuk membantu proses pencampuran. Jet grouting dapat dilakukan pada semua jenis tanah anorganik hingga kedalaman yang hanya dibatasi oleh jangkauan peralatan pengeboran.

Definisi Istilah

Istilah-istilah terpilih yang digunakan dalam bagian ini dikompilasi di bawah ini:

- **Fungsi amplifikasi**: Suatu fungsi yang menggambarkan rasio gerakan permukaan tanah terhadap gerakan batuan dasar sebagai fungsi frekuensi.
- **Atenuasi**: Laju penurunan gerakan tanah akibat gempa bumi seiring dengan jarak.
- **Kurva tulang punggung**: Kurva tegangan-regangan nonlinier dari tanah yang dibebani secara monoton.
- **Sesar dorong buta**: Sesar di kedalaman yang terjadi di bawah lipatan antiklin — karena hanya memiliki ekspresi permukaan yang samar, potensi seismogeniknya hanya dapat dievaluasi dengan cara tidak langsung. Sesar dorong buta sangat mengkhawatirkan karena tersembunyi, terkait dengan topografi lipatan secara umum, termasuk daerah dengan seismisitas yang lebih rendah dan jarang, dan oleh karena itu menghasilkan situasi di mana potensi gempa bumi ada di area geologi antiklin mana pun, bahkan jika hanya ada sedikit atau tidak ada gempa bumi dalam catatan sejarah. Gempa bumi besar jenis ini baru-baru ini termasuk gempa El Asnam (Aljazair) berkekuatan Mw 7,3 pada tahun 1980, gempa Spitak (Armenia) berkekuatan Mw 6,8 pada tahun 1988, dan gempa Northridge (California) berkekuatan Mw 6,7 pada tahun 1994.
- **Gelombang badan**: Gelombang getaran yang ditransmisikan melalui tubuh Bumi, dan terdiri **dari dua jenis**: gelombang p (mentransmisikan energi melalui gerakan dilatasi atau tarik-dorong), dan gelombang s yang lebih lambat (mentransmisikan energi melalui aksi geser tegak lurus terhadap arah gerakan).

- **Gempa karakteristik**: Rentang magnitudo yang relatif sempit pada atau mendekati maksimum yang dapat dihasilkan oleh geometri, sifat mekanik, dan keadaan tegangan suatu patahan.
- **Koherensi**: Kesamaan gerakan tanah di lokasi yang berbeda. Koherensi gerakan tanah di lokasi yang berdekatan lebih tinggi daripada pada jarak yang lebih jauh. Pada jarak tertentu, koherensi komponen frekuensi rendah (panjang gelombang panjang) lebih besar daripada komponen frekuensi tinggi (panjang gelombang pendek).
- **Mobilitas siklik**: Fenomena yang melibatkan akumulasi tekanan air pori selama pembebanan siklik pada tanah yang kekuatan geser residualnya lebih besar daripada tegangan geser yang diperlukan untuk mempertahankan keseimbangan statis.
- **Rasio resistensi siklik (CRR)**: Rasio amplitudo tegangan geser ekivalen yang diperlukan untuk memicu likuifaksi terhadap tegangan efektif vertikal awal yang bekerja pada tanah.
- **Rasio tegangan siklik (CSR)**: Rasio amplitudo tegangan geser ekivalen dari gerakan tanah gempa bumi terhadap tegangan efektif vertikal awal yang bekerja pada tanah.
- **Peredaman**: Gaya atau energi yang hilang dalam proses deformasi material (koefisien peredaman c = gaya per kecepatan).
- **Kurva peredaman**: Grafik rasio peredaman viskos ekivalen sebagai fungsi amplitudo regangan geser.
- **Penurunan diferensial**: Amplitudo relatif penurunan di lokasi yang berbeda. Penurunan diferensial dapat sangat merusak jembatan dan struktur lainnya.
- **Kemiringan**: Sudut antara bidang, seperti patahan, dan permukaan Bumi.
- **Geser miring**: Gerakan tegak lurus terhadap arah patahan, geser ke atas atau ke bawah.
- **Faktor daktilitas**: Rasio perpindahan total (elastis ditambah inelastis) terhadap perpindahan elastis (yaitu, luluh).
- **Episentrum**: Proyeksi di permukaan Bumi tepat di atas hiposenter.
- **Analisis linier ekuivalen**: Analisis di mana perilaku tegangan-regangan tanah dikarakterisasi oleh modulus geser sekan dan rasio redaman yang, melalui proses iterasi, kompatibel dengan tingkat regangan geser yang diinduksi dalam tanah.
- **Medan jauh**: Di luar medan dekat, juga disebut telesismik.
- **Patahan**: Zona kerak Bumi di mana kedua sisinya telah bergerak — patahan dapat memiliki panjang ratusan mil, kedalaman dari 1 hingga lebih dari 100 mil, dan mungkin tidak mudah terlihat di permukaan tanah.
- **Kegagalan aliran**: Kegagalan tanah yang diakibatkan oleh likuifikasi aliran. Kegagalan aliran dapat melibatkan deformasi yang sangat besar.
- **Likuifikasi aliran**: Fenomena yang dapat terjadi ketika likuifikasi dipicu dalam tanah dengan kekuatan geser residual yang lebih rendah daripada tegangan geser yang diperlukan untuk mempertahankan keseimbangan statis.
- **Hiposenter**: Lokasi awal radiasi gelombang seismik (yaitu, lokasi pertama terjadinya patahan dinamis).

- **Intensitas**: Metrik efek, atau kekuatan, bahaya gempa bumi di lokasi tertentu, umumnya diukur pada skala kualitatif seperti MMI, MSK, dan JMA.
- **Penyebaran lateral**: Fenomena yang dihasilkan dari mobilitas siklik pada tanah dengan tegangan geser awal yang bukan nol. Penyebaran lateral ditandai dengan perkembangan bertahap deformasi tanah lateral permanen.
- **Magnitudo**: Ukuran unik dari pelepasan energi regangan gempa bumi individu, diukur pada berbagai skala, di mana magnitudo momen M_w (diperoleh dari momen seismik) lebih disukai.
- **Hubungan magnitudo-frekuensi**: Probabilitas terjadinya magnitudo yang dipilih — yang paling umum adalah $\log_{10} n(m) = a - bm$
- **Meizoseismal**: Area guncangan dan kerusakan yang kuat.
- **Kurva reduksi modulus**: Rasio modulus geser sekan pada regangan geser tertentu terhadap modulus geser maksimum (yang sesuai dengan regangan sangat rendah) yang diplot sebagai fungsi amplitudo regangan geser.
- **Medan dekat**: Dalam satu dimensi sumber dari episentrum, di mana dimensi sumber mengacu pada panjang atau lebar patahan, mana pun yang lebih kecil.
- **Pendekatan nonlinier**: Analisis di mana perilaku tegangan-regangan nonlinier dan inelastis tanah dimodelkan secara eksplisit.
- **Patahan normal**: Patahan yang menunjukkan gerakan geser miring, di mana kedua sisinya mengalami tegangan dan bergerak menjauh satu sama lain.
- **Percepatan tanah puncak (PGA)**: Amplitudo maksimum percepatan yang tercatat (juga disebut ZPA, atau percepatan periode nol)
- **Pendekatan pseudo-statis**: Metode analisis di mana efek kompleks dan sementara dari guncangan gempa diwakili oleh percepatan konstan. Gaya inersia yang dihasilkan oleh percepatan ini dipertimbangkan, bersama dengan gaya statis, dalam analisis stabilitas keseimbangan batas.
- **Peredaman radiasi**: Pengurangan amplitudo gelombang akibat penyebaran geometris gelombang merambat, atau radiasi ke material yang berdekatan atau di bawahnya.
- **Spektrum respons**: Grafik amplitudo maksimum (percepatan, kecepatan, atau perpindahan) dari osilator SDOF, ketika periode alami SDOF divariasikan di seluruh spektrum minat teknik (biasanya, untuk periode alami dari 0,03 hingga 3 detik atau lebih atau frekuensi 0,3 hingga 30+ Hz).
- **Patahan terbalik**: Patahan yang menunjukkan gerakan geser miring, di mana kedua sisinya mengalami kompresi dan bergerak menjauh satu sama lain.
- **Bahaya seismik**: Fenomena dan/atau ekspektasi agen kerusakan terkait gempa bumi, seperti pecahnya patahan, gerakan tanah bergetar (yaitu, guncangan), banjir (misalnya, tsunami, seiche, kegagalan bendungan), berbagai jenis kegagalan tanah permanen (misalnya, likuifaksi), kebakaran, atau pelepasan bahan berbahaya.
- **Momen seismik**: Momen yang dihasilkan oleh gaya yang dihasilkan pada patahan gempa selama pergeseran.

- **Model seismotektonik**: Model matematika yang mewakili seismisitas, atenuasi, dan lingkungan terkait. Impedansi spesifik: Hasil perkalian densitas dan kecepatan perambatan gelombang.
- **Faktor amplifikasi spektrum**: Rasio parameter spektral respons terhadap parameter gerak tanah (di mana parameter menunjukkan percepatan, kecepatan, atau perpindahan).
- **Strike**: Perpotongan antara patahan dan permukaan Bumi, biasanya diukur dari utara (misalnya, strike patahan adalah N 60° W).
- **Patahan geser mendatar**: Lihat patahan transform atau patahan geser mendatar.
- **Subduksi**: Penurunan lempeng tektonik (misalnya, Pasifik) di bawah lempeng lain (misalnya, Amerika Utara) ke dalam mantel, karena gerakan konvergen.
- **Gelombang permukaan**: Gelombang getaran yang ditransmisikan di dalam lapisan permukaan
- **Bumi, terdiri dari dua jenis**: gelombang Love yang berosilasi horizontal (analog dengan gelombang badan S) dan gelombang Rayleigh yang berosilasi vertikal.
- **Sesar dorong**: Sesar terbalik bersudut rendah (sesar dorong tersembunyi adalah sesar di kedalaman yang terjadi di bawah lipatan antiklin — hanya memiliki ekspresi permukaan yang samar).
- **Penurunan total**: Amplitudo total penurunan di lokasi tertentu.
- **Sesar transform atau sesar geser**: Sesar di mana gerakan sesar relatif terjadi pada bidang horizontal, sejajar dengan arah sesar.
- **Spektrum bahaya seragam**: Spektrum respons dengan atribut bahwa probabilitas melebihi ambang batas tidak bergantung pada frekuensi.
- **Percepatan luluh**: Percepatan horizontal yang menghasilkan faktor keamanan pseudo-statis sebesar 1. Percepatan yang lebih besar dari percepatan luluh diperkirakan akan menghasilkan deformasi permanen.

BAB 9
KERUSAKAN AKIBAT GEMPA BUMI PADA JEMBATAN

9.1 PENDAHULUAN

Gempa Bumi Kerusakan pada jembatan dapat memiliki konsekuensi yang serius. Jelas, runtuhnya jembatan menempatkan orang-orang di atas atau di bawah jembatan dalam risiko, dan jembatan tersebut harus diganti setelah gempa bumi kecuali jalur transportasi alternatif telah diidentifikasi. Konsekuensi dari kerusakan yang kurang parah kurang jelas dan dramatis, tetapi tetap penting.

Penutupan jembatan, meskipun bersifat sementara, dapat memiliki konsekuensi yang luar biasa, karena jembatan sering menyediakan penghubung vital dalam sistem transportasi. Segera setelah gempa bumi, penutupan jembatan dapat mengganggu operasi tanggap darurat. Kemudian, dampak ekonomi dari penutupan jembatan meningkat seiring dengan lamanya waktu jembatan ditutup, pentingnya ekonomi lalu lintas yang menggunakan rute tersebut, penundaan lalu lintas yang disebabkan oleh mengikuti rute alternatif, dan biaya penggantian jembatan.

Tujuan bab ini adalah untuk mengidentifikasi dan mengklasifikasikan jenis kerusakan pada jembatan yang umumnya disebabkan oleh gempa bumi dan, jika memungkinkan, untuk mengidentifikasi penyebab kerusakan tersebut. Tugas ini tidak mudah. Kerusakan biasanya diakibatkan oleh serangkaian variabel yang kompleks dan saling berinteraksi. Rincian kerusakan seringkali tertutupi oleh kerusakan itu sendiri, sehingga diperlukan beberapa spekulasi dalam merekonstruksi peristiwa tersebut. Dalam banyak kasus, penyebab kerusakan hanya dapat dipahami setelah analisis terperinci, dan bahkan setelah itu, penyebab dan efek sebenarnya mungkin sulit dipahami.

Meskipun penyebab keruntuhan tertentu dipahami dengan baik, sulit untuk menggeneralisasi penyebab kerusakan jembatan. Pada gempa bumi di masa lalu, sifat dan tingkat kerusakan yang diderita setiap jembatan bervariasi tergantung pada karakteristik gerakan tanah di lokasi tertentu dan detail konstruksi jembatan tertentu. Tidak ada dua gempa bumi atau lokasi jembatan yang identik. Praktik desain dan konstruksi sangat bervariasi di seluruh dunia dan bahkan di Amerika Serikat. Praktik-praktik ini telah berkembang seiring waktu, dan khususnya, praktik desain seismik meningkat secara signifikan di Amerika Serikat bagian barat selama tahun 1970-an sebagai hasil dari pengalaman yang diperoleh dari gempa San Fernando tahun 1971.

Terlepas dari ketidakpastian dan variasi ini, kita dapat belajar dari kerusakan gempa bumi di masa lalu, karena banyak jenis kerusakan terjadi berulang kali. Dengan menyadari kerentanan umum yang dialami jembatan, kita dapat memperoleh wawasan tentang perilaku struktural dan mengidentifikasi potensi kelemahan pada jembatan yang ada dan yang baru. Secara historis, kerusakan yang diamati telah memberikan dorongan untuk banyak perbaikan dalam kode dan praktik rekayasa gempa.

Upaya dilakukan untuk membedakan kerusakan menurut dua kelas, sebagai berikut:

Kerusakan primer — Kerusakan yang disebabkan oleh guncangan tanah atau deformasi gempa bumi yang merupakan penyebab utama kerusakan pada jembatan, dan yang mungkin telah memicu kerusakan atau keruntuhan lainnya.

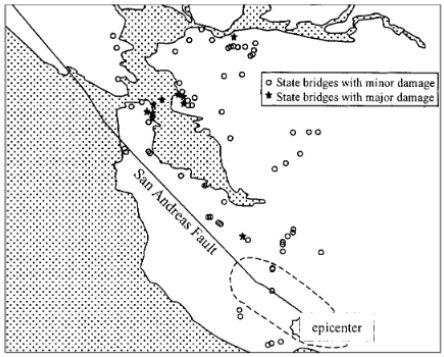
Kerusakan sekunder — Kerusakan yang disebabkan oleh guncangan tanah atau deformasi gempa bumi yang merupakan akibat dari kegagalan struktural di tempat lain di jembatan, dan disebabkan oleh redistribusi aksi internal yang tidak dirancang untuk struktur tersebut.

Penekanan dalam bab ini adalah pada kerusakan primer. Namun, harus diterima bahwa dalam banyak kasus, perbedaan antara kerusakan primer dan sekunder tidak jelas karena geometri jembatan yang kompleks atau, dalam kasus keruntuhan, karena sulit untuk merekonstruksi urutan kegagalan.

Bagian-bagian berikut disusun sesuai dengan elemen mana dalam keseluruhan rangkaian faktor penyebab yang tampaknya menjadi penyebab utama kerusakan jembatan. Tiga bagian pertama membahas isu-isu umum terkait kondisi lokasi, era konstruksi, dan kondisi jembatan saat ini. Bagian selanjutnya berfokus pada efek konfigurasi struktural, termasuk tata letak lengkung, kemiringan, dan redundansi. Lepasnya struktur atas pada sambungan ekspansi dibahas di bagian selanjutnya. Kemudian, bab ini menjelaskan jenis-jenis kerusakan umum pada struktur atas, diikuti dengan pembahasan kerusakan yang terkait dengan bantalan dan penahan yang menopang atau menghubungkan segmen-segmen struktur atas. Bagian terakhir menjelaskan kerusakan yang terkait dengan struktur bawah, termasuk fondasi.

9.2 PENGARUH KONDISI LOKASI

Kinerja struktur jembatan selama gempa bumi kemungkinan dipengaruhi oleh kedekatan jembatan dengan patahan dan kondisi lokasi. Kedua faktor ini memengaruhi intensitas guncangan tanah dan deformasi tanah, serta variabilitas efek tersebut di sepanjang jembatan. Pengaruh kondisi lokasi terhadap respons jembatan menjadi dikenal luas setelah gempa Loma Prieta tahun 1989. Gambar 9.1 menunjukkan lokasi kerusakan jembatan minor dan mayor akibat gempa Loma Prieta.

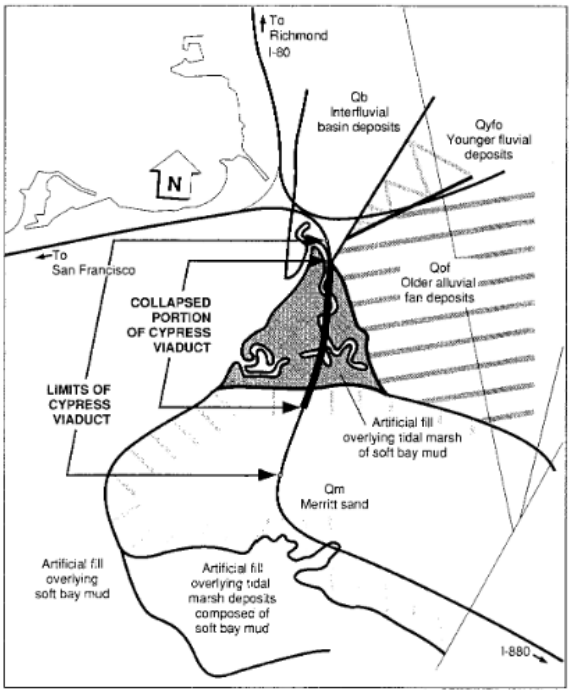


Gambar 9.1 Insiden kerusakan kecil dan besar pada gempa Loma Prieta 1989.

Dengan beberapa pengecualian, kerusakan paling signifikan terjadi di sekitar perimeter atau di dalam Teluk San Francisco di mana endapan tanah yang relatif dalam dan lunak memperkuat gerakan tanah batuan dasar. Pada gempa yang sama, lokasi runtuhnya Jembatan

Layang Cypress Street hampir bertepatan dengan zona timbunan alami dan buatan di mana guncangan tanah kemungkinan paling kuat (Gambar 9.2). Kesimpulan utama yang dapat ditarik dari gempa bumi ini dan gempa bumi lainnya adalah dampak signifikan kondisi lokasi setempat terhadap penguatan guncangan tanah yang kuat, dan peningkatan kerentanan jembatan di lokasi tanah lunak. Pengamatan ini penting karena banyak jembatan dan jalan layang melintasi badan air di mana endapan tanah lunak umum terjadi.

Selama gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) tahun 1995, kerusakan dan keruntuhan yang signifikan juga terjadi pada jalan layang dan jembatan yang didirikan berdekatan dengan atau di dalam Teluk Osaka. Beberapa jenis kondisi lokasi berkontribusi pada kegagalan tersebut. Pertama, banyak jembatan didirikan di atas teras pasir-kerikil (endapan aluvial) yang berada di atas endapan kerikil-pasir-lumpur pada kedalaman kurang dari 33 kaki (10 m), suatu kondisi yang diyakini telah menyebabkan penguatan lokasi terhadap guncangan batuan dasar.



Gambar 9.2 Peta geologi lokasi Jembatan Layang Cypress Street.

Selain itu, banyak lokasi yang mengalami likuifaksi dan pergeseran lateral, yang mengakibatkan deformasi substruktur permanen dan hilangnya dukungan superstruktur (Gambar 9.3). Terakhir, lokasi tersebut berada tepat di atas patahan, yang mengakibatkan gerakan tanah dengan percepatan tanah horizontal dan vertikal yang tinggi serta pulsa kecepatan yang besar. Guncangan tanah di dekat patahan dapat menimbulkan tuntutan deformasi besar pada struktur yang mengalami deformasi, seperti yang terlihat pada runtuhnya seluruh 17 tiang penyangga Jembatan Higashi-Nada di Jalan Tol Hanshin, Rute 3, di Kobe (Gambar 9.4). Faktor-faktor lain juga berkontribusi pada perilaku struktur di Kobe; beberapa di antaranya akan dibahas di bagian selanjutnya dari bab ini.

Gambar 9.3 Runtuhnya bentang pendekatan Jembatan Nishinomiya-ko pada gempa Hyogo-Ken Nanbu 1995 [Koleksi Kobe, Perpustakaan EERC, Universitas California, Berkeley].

9.3 KORELASI KERUSAKAN DENGAN ERA KONSTRUKSI

Praktik desain seismik jembatan telah berubah selama bertahun-tahun, sebagian besar mencerminkan pelajaran yang dipetik dari kinerja gempa bumi di masa lalu. Beberapa contoh dalam literatur menunjukkan bahwa era konstruksi jembatan merupakan indikator yang baik untuk kemungkinan kinerja, dengan tingkat kerusakan yang lebih tinggi diperkirakan terjadi pada konstruksi yang lebih tua daripada konstruksi yang lebih baru.

Contoh yang sangat baik dari pengaruh era konstruksi diberikan dengan mengamati kinerja relatif jembatan di Rute 3 dan 5 Jalan Tol Hanshin di Kobe. Rute 3 dibangun dari tahun 1965 hingga 1970, sedangkan Rute 5 selesai pada awal hingga pertengahan tahun 1990-an. Kedua rute tersebut sejajar satu sama lain, dengan Rute 3 berada lebih jauh ke pedalaman dan Rute 5 sebagian besar dibangun di atas lahan reklamasi. Meskipun kondisi tanah berpotensi lebih buruk untuk Rute 5, kinerjanya jauh lebih baik daripada Rute 3, hanya kehilangan satu bentang karena tampaknya deformasi tanah permanen dan lepasnya bentang (Gambar 9.3). Sebaliknya, Rute 3 diperkirakan mengalami kerusakan skala sedang hingga besar pada 637 pilar, dengan kerusakan pada lebih dari 1300 bentang, dan sekitar 50 bentang memerlukan penggantian (lihat, misalnya, Gambar 9.4).

Kinerja superior konstruksi yang lebih baru dalam gempa Hyogo-Ken Nanbu dan gempa bumi lainnya telah menyebabkan penggunaan tahun patokan sebagai metode yang kasar namun efektif untuk menilai kinerja konstruksi jembatan secara cepat. Metode ini telah menjadi alat yang efektif untuk penilaian jembatan di California.

Gambar 9.4 Jembatan Higashi-Nada runtuh akibat gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Alasan keberhasilannya di sana adalah perubahan cepat dalam praktik konstruksi jembatan setelah gempa San Fernando tahun 1971. Sebelum waktu itu, praktik desain dan konstruksi California didasarkan pada gaya desain yang jauh lebih rendah dan persyaratan detail yang kurang ketat dibandingkan dengan persyaratan saat ini. Pada periode setelah gempa tersebut, Departemen Transportasi California (Caltrans) mengembangkan pendekatan desain baru yang membutuhkan peningkatan kekuatan dan detail yang lebih baik untuk respons daktil.

Gempa bumi Northridge tahun 1994 memberikan studi yang mendalam tentang penggunaan tolok ukur. Lebih dari 2500 jembatan ada di sistem jalan bebas hambatan metropolitan Los Angeles pada saat itu. Tabel 9.1 merangkum kasus-kasus kerusakan dan keruntuhan besar. Semua kasus ini sesuai dengan jembatan yang dirancang sebelum atau sekitar waktu perubahan besar dalam spesifikasi Caltrans.

Menarik untuk dicatat bahwa beberapa jembatan yang dibangun pada tahun 1976 muncul dalam tabel ini. Hal ini mencerminkan fakta bahwa ketentuan desain baru tidak sepenuhnya berlaku sampai beberapa tahun setelah gempa bumi dan bahwa ketentuan tersebut tidak mengatur pembangunan beberapa jembatan yang berada pada tahap desain lanjutan pada saat itu. Oleh karena itu, diperlukan kehati-hatian dalam menetapkan dan menafsirkan konsep tahun tolok ukur.

9.4 PENGARUH PERUBAHAN KONDISI

Perubahan kondisi jembatan dapat sangat memengaruhi kinerja seismiknya. Di banyak wilayah Amerika Utara, kerusakan ekstensif pada struktur atas, bantalan, dan struktur bawah jembatan telah terakumulasi. Jelas bahwa kondisi saat ini akan menyebabkan penurunan kinerja seismik pada gempa bumi di masa mendatang, meskipun bukti kuat masih kurang karena sedikitnya gempa bumi di wilayah ini pada zaman modern.

Tabel 9.1 Ringkasan Jembatan dengan Kerusakan Parah — Gempa Bumi Northridge

Nama Jembatan	Rute	Tahun Konstruksi	Kerusakan Utama

		Runtuh	
La Cienega-Venice Undercrossing	I-10	1964	Kegagalan kolom
Gavin Canyon Undercrossing	I-5	1967	Lepasnya dudukan pada engsel ekspansi miring
Route 14/5 Separation and Overhead	I-5/SR14	1971/1974	Kegagalan kolom
North Connector	I-5/SR14	1975	Kegagalan kolom
Mission-Gothic Undercrossing	SR118	1976	Kegagalan kolom
		Kerusakan Berat	
Fairfax-Washington Undercrossing	I-10	1964	Kegagalan kolom
South Connector Overcrossing	I-5/SR14	1971/1972	Benturan (pounding) pada engsel ekspansi
Route 14/5 Separation and Overhead	I-5/SR14	1971/1974	Benturan (pounding) pada engsel ekspansi
Bull Creek Canyon Channel Bridge	SR118	1976	Kegagalan kolom

Modifikasi konstruksi, baik selama konstruksi awal maupun selama masa pakai, juga dapat memiliki pengaruh besar pada kinerja jembatan. Beberapa contoh grafis diberikan oleh gempa bumi Northridge. Gambar 9.5 menunjukkan kolom jembatan yang secara tidak sengaja ditahan oleh dinding kanal beton bertulang. Dinding tersebut memperpendek panjang efektif kolom, meningkatkan gaya geser kolom, dan menggeser respons nonlinier dari zona penahanan berat ke atas ke zona tulangan transversal ringan, di mana kapasitas daktilitas tidak memadai. Kegagalan jenis ini menggambarkan pentingnya inspeksi yang cermat selama konstruksi dan selama masa pakai jembatan.

9.5 PENGARUH KONFIGURASI STRUKTUR

Idealnya, konstruksi tahan gempa harus dirancang agar memiliki konfigurasi yang teratur sehingga perilakunya mudah dikonseptualisasikan dan dianalisis, dan agar disipasi energi inelastis dipromosikan dalam sejumlah besar komponen yang mudah diidentifikasi. Ideal ini seringkali tidak dapat dicapai dalam konstruksi jembatan karena ketidakaturan yang disebabkan oleh kondisi lokasi dan persyaratan arus lalu lintas. Secara teori, setiap elemen atau sambungan dapat dikonfigurasi untuk menahan gaya dan tuntutan deformasi yang diinduksi. Namun, dalam praktiknya, jembatan dengan konfigurasi tertentu lebih rentan terhadap gempa bumi daripada yang lain.

Pengalaman menunjukkan bahwa jembatan kemungkinan besar akan rentan jika (1) tuntutan deformasi yang berlebihan terjadi pada beberapa elemen rapuh, (2) konfigurasi strukturalnya kompleks, atau (3) jembatan tersebut tidak memiliki redundansi. Perancang jembatan perlu mengenali potensi konsekuensi dari ketidakaturan ini dan merancang sesuai

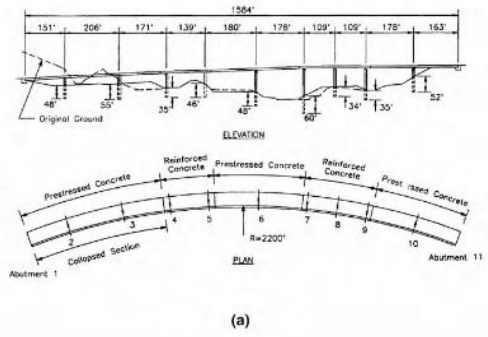
dengan itu, baik untuk mengurangi ketidakaturan atau untuk memperkuat struktur untuk mengkompensasinya.

Bentuk ketidakaturan yang umum muncul ketika jembatan melintasi cekungan yang membutuhkan kolom dengan panjang yang tidak seragam. Meskipun respons struktur atas mungkin relatif seragam, tuntutan deformasi pada pilar struktur bawah individu sangat tidak teratur; regangan terbesar dikenakan pada kolom terpendek. Dalam beberapa kasus, tuntutan deformasi pada kolom pendek dapat menyebabkan kegagalan sebelum kolom yang lebih panjang dan lebih fleksibel di sebelahnya dapat berpartisipasi sepenuhnya.

Struktur Pemisah dan Jembatan Layang Rute 14/5 memberikan contoh fenomena ini. Struktur tersebut terdiri dari monolitik balok kotak dengan tiang kolom tunggal yang tingginya bervariasi tergantung pada elevasi jalan dan kemiringan (Gambar 9.6a). Tampaknya, kolom pendek di Tiang 2 mengalami kegagalan geser karena tuntutan deformasi yang besar pada kolom tersebut, yang mengakibatkan runtuhnya bentang di sebelahnya (Gambar 9.6b).

Gambar 9.5 Kerusakan Jembatan Bull Creek Canyon Channel akibat gempa Northridge tahun 1994.

Efek yang diidentifikasi di atas dapat diperparah pada jembatan bentang panjang. Selain perubahan pada lapisan dasar dan ketidakberaturan struktural yang mungkin diperlukan untuk menyelesaikan persyaratan pondasi dan transportasi yang kompleks, jembatan panjang dapat dipengaruhi oleh variasi spasial dan temporal dalam gerakan tanah. Secara sederhana, pilar yang berbeda mengalami gerakan tanah yang berbeda pada waktu tertentu, karena gelombang seismik membutuhkan waktu untuk merambat dari satu pilar jembatan ke pilar lainnya. Efek ini dapat mengakibatkan satu pilar ditarik ke satu arah sementara pilar lainnya didorong ke arah yang berlawanan. Perilaku kompleks ini tidak diperhitungkan secara langsung dalam desain jembatan konvensional.



(a)

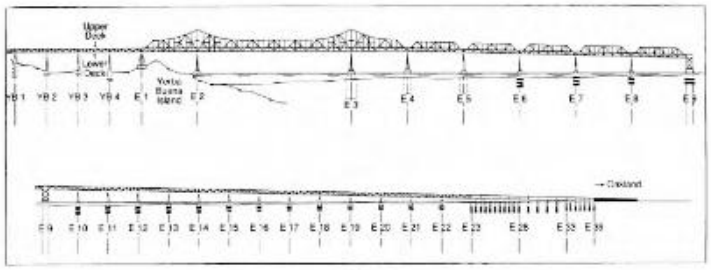
(b)

Gambar 9.6 Geometri dan keruntuhan Jembatan Pemisah dan Jembatan Layang Rute 14/5 pada gempa bumi Northridge tahun 1994. (a) Konfigurasi; (b) foto keruntuhan.

Contoh di mana perilaku ini dapat mengakibatkan peningkatan kerusakan dan keruntuhan adalah bagian timur Jembatan San Francisco–Oakland Bay (Gambar 9.7a). Jembatan ini mencakup berbagai konfigurasi struktur atas dan bawah yang berbeda, melintasi berbagai jenis tanah, dan cukup panjang sehingga variasi spasial dan temporal dalam gerakan tanah dapat menyebabkan perpindahan relatif yang besar antara segmen jembatan yang berdekatan. Jembatan tersebut kehilangan dua bentang, satu di atas dan satu di bawah, di lokasi di mana struktur atas diperlukan untuk mengakomodasi pergerakan diferensial segmen jembatan yang berdekatan (Gambar 9.7b).

9.5 LEPASNYA DUDUKAN PADA SAMBUNGAN EKSPANSI

Sambungan ekspansi menimbulkan ketidakaturan struktural yang dapat memiliki konsekuensi bencana. Sambungan semacam itu umumnya disediakan pada jembatan untuk mengurangi tekanan yang terkait dengan perubahan volume yang terjadi seiring bertambahnya usia jembatan dan perubahan suhu. Sambungan ini dapat terjadi di dalam bentang (engsel di dalam bentang), atau dapat terjadi pada penyangga, seperti pada jembatan yang ditopang sederhana.



(a)

(b)

Gambar 9.7 Jembatan San Francisco–Oakland Bay, penyeberangan timur; geometri dan keruntuhan pada gempa bumi Loma Prieta tahun 1989. (a) Konfigurasi; (b) foto keruntuhan.

Guncangan tanah akibat gempa bumi, atau deformasi tanah sementara atau permanen yang diakibatkan oleh gempa bumi, dapat menyebabkan pergerakan struktur atas yang menyebabkan bentang yang ditopang terlepas dari tempatnya. Terlepasnya bentang ini terutama menjadi masalah pada bentang yang lebih pendek yang umum pada konstruksi lama (misalnya, Referensi).

Jembatan dengan Bentang Pendek dan Sederhana

Di sebagian besar Amerika Serikat dan di banyak wilayah lain di dunia, jembatan sering kali terdiri dari serangkaian bentang sederhana yang ditopang oleh tiang penyangga. Bentang ini rentan roboh dari struktur pendukungnya baik karena guncangan atau pergerakan penyangga diferensial yang terkait dengan deformasi tanah. Pergeseran bentang jembatan sederhana telah diamati di California pada gempa bumi sebelumnya, yang dalam beberapa dekade terakhir mengarah pada pengembangan praktik konstruksi jembatan berdasarkan konstruksi substruktur balok kotak monolitik.

Gambar 9.8 Jembatan Showa runtuh akibat gempa Niigata tahun 1964.

Masalah pergeseran bentang jembatan masih terjadi pada konstruksi jembatan lama dan jembatan baru di wilayah di mana bentang jembatan sederhana masih umum. Misalnya, selama gempa bumi Kosta Rika tahun 1991, likuifaksi yang meluas menyebabkan rotasi abutmen dan bentang internal, yang mengakibatkan runtuhnya tidak kurang dari empat jembatan dengan penyangga sederhana. Runtuhnya Jembatan Showa pada gempa bumi Niigata tahun 1964 menunjukkan salah satu akibat dari pergeseran bentang jembatan sederhana (Gambar 9.8).

Gambar 9.9 Runtuhnya Jembatan Rio Bananito pada gempa Kosta Rika tahun 1991.

Jembatan Miring

Jembatan miring didefinisikan sebagai jembatan yang memiliki penyangga yang tidak tegak lurus terhadap garis lurus jembatan. Tabrakan antara jembatan miring dan abutmennya (atau rangka yang berdekatan) dapat menyebabkan jembatan berputar di sekitar sumbu vertikal. Karena abutmen menahan kompresi tetapi tidak menahan tegangan, arah rotasi ini sama (untuk konfigurasi jembatan tertentu) terlepas dari apakah jembatan bertabrakan dengan satu abutmen atau yang lainnya. Jika rotasinya besar dan panjang dudukannya kecil, jembatan dapat terlepas dari sudut-sudut tajam deknya.

Beberapa contoh kerusakan dan keruntuhan jembatan miring dapat ditemukan dalam literatur. Contoh tipikal adalah Jembatan Rio Bananito, di mana jembatan dan pilar pelat tengah miring pada sudut 30°, yang kehilangan kedua bentang dari pilar tengah ke arah kemiringan selama gempa bumi Kosta Rika tahun 1991 (Gambar 9.9). Contoh lain dari kegagalan jembatan miring adalah Jembatan Penyeberangan Gavin Canyon, yang runtuh selama gempa bumi Northridge tahun 1994. Kedua engsel miring menjadi terlepas selama gempa bumi, mengakibatkan runtuhnya bentang yang terlepas (Gambar 9.10).

Jembatan Lengkung

Jembatan lengkung dapat memiliki respons asimetris yang mirip dengan jembatan miring. Untuk pembebanan dalam satu arah, engsel di bentang cenderung menutup, sedangkan untuk pembebanan dalam arah lain, engsel terbuka. Contoh di mana keselarasan lengkung mungkin telah berkontribusi pada keruntuhan jembatan adalah jalur landai lengkung persimpangan I-5/SR14, yang mengalami keruntuhan baik pada gempa bumi San Fernando tahun 1971 maupun gempa bumi Northridge tahun 1994 (lihat Gambar 9.6). Faktor lain yang mungkin telah berkontribusi pada kegagalan tersebut termasuk dudukan engsel yang tidak memadai dan deformabilitas kolom.

Penahan Engsel

Penahan engsel tampaknya efektif dalam mencegah terlepasnya jembatan baik pada gempa Loma Prieta maupun gempa Northridge. Dalam beberapa kasus lain, penahan engsel tidak sepenuhnya efektif dalam mencegah terlepasnya jembatan. Misalnya, penahan engsel di Jembatan Penyeberangan Gavin Canyon, yang sejajar dengan garis jembatan, tidak mencegah terlepasnya jembatan (lihat Gambar 9.10).

Gambar 9.10 Runtuhnya Terowongan Bawah Gavin Canyon pada gempa Northridge tahun 1994.

9.7 KERUSAKAN PADA STRUKTUR ATAS

Struktur atas dirancang untuk menahan beban gravitasi layanan secara elastis, dan, untuk aplikasi seismik, biasanya dirancang untuk menjadi penghubung yang kuat dalam sistem penahan gempa. Akibatnya, struktur atas cenderung cukup kuat untuk tetap elastis selama gempa bumi. Secara umum, kerusakan struktur atas tidak mungkin menjadi penyebab utama runtuhnya bentang jembatan.

Sebaliknya, kerusakan biasanya terfokus pada bantalan dan struktur bawah. Struktur atas dapat bertumpu pada bantalan elastomer, penyangga pin, atau bantalan rocker, atau dapat monolitik dengan struktur bawah. Ketika bantalan dan struktur bawah rusak dan dalam beberapa kasus runtuh, berbagai kerusakan dan kegagalan struktur atas dapat terjadi, tetapi kegagalan ini seringkali sekunder; yaitu, akibat kegagalan di tempat lain di jembatan. Namun, ada juga beberapa kasus kerusakan struktur atas primer. Beberapa contoh disorot di bawah ini.

Kecuali struktur atas jembatan yang terlepas dan runtuh, bentuk kerusakan yang paling umum pada struktur atas adalah akibat benturan segmen yang berdekatan pada engsel ekspansi. Jenis kerusakan ini terjadi pada jembatan dari semua bahan konstruksi. Gambar 9.11a menunjukkan kerusakan akibat benturan pada sambungan ekspansi di bentang Jembatan Sungai Santa Clara selama gempa Northridge 1994, dan Gambar 9.11b menunjukkan kerusakan akibat benturan pada abutmen struktur yang sama.

Gambar 9.11 Kerusakan akibat benturan pada Jembatan Sungai Santa Clara dalam gempa Northridge tahun 1994. (a) Kerusakan akibat benturan pada pagar pembatas; (b) kerusakan akibat benturan pada abutmen.

Setelah gempa San Fernando 1971, Caltrans memulai fase pertama program retrofitnya, yang melibatkan pemasangan penahan engsel dan sambungan untuk mencegah sambungan dek terpisah. Baik penahan kabel maupun penahan pipa (yang pertama hanya dimaksudkan untuk menahan gerakan memanjang dan yang terakhir juga dimaksudkan untuk menahan gerakan melintang) dipasang di struktur atas jembatan. Penahan tersebut memanjang melalui diafragma ujung yang awalnya tidak dirancang untuk gaya yang terkait dengan penahan. Kerusakan geser akibat tusukan pada diafragma ujung yang dipasang kembali dengan penahan kabel diamati pada konektor I-580/I-980/SR24 setelah gempa Loma Prieta tahun 1989.

GAMBAR 9.12 Tekuk penyangga di dekat pilar 209 Jalan Tol Hanshin pada gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Struktur baja umumnya terdiri dari elemen rangka yang lebih ringan, terutama untuk penyangga melintang. Ini telah ditemukan rentan terhadap kerusakan akibat beban melintang, terutama setelah kegagalan bantalan. Beberapa kasus kerusakan struktur baja terjadi pada gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu. Gambar 9.12 menunjukkan tekuk penyangga silang di bawah jalan raya pada bentang jembatan girder baja khas Jalan Tol Hanshin.

Gambar 9.13 menunjukkan kerusakan girder di jalan tol yang sama akibat pergerakan lateral yang berlebihan pada penyangga. Gambar 9.14 menunjukkan anggota silang yang tertekuk di antara batang atas Jembatan Pulau Rokko. Jembatan lengkung terikat bentang tunggal sepanjang 710 kaki (217 m) itu terlepas dari bantalan ekspansinya, memungkinkan jembatan bergerak ke samping sekitar 10 kaki (3 m). Pergerakan tersebut cukup untuk menyebabkan salah satu ujung lengkung terlepas dari balok penutup, memutar struktur atas dan tampaknya mengakibatkan tekuknya anggota penguat batang atas.

Contoh spektakuler dari kegagalan dan keruntuhan struktur atas baja adalah bagian timur Jembatan Teluk San Francisco–Oakland selama gempa Loma Prieta tahun 1989 (lihat Gambar 9.7). Pada jembatan ini, bentang 50 kaki (15 m) di atas menara E9 merupakan titik transisi antara bentang rangka 506 kaki (154 m) di sebelah barat dan bentang rangka 290 kaki (88 m) di sebelah timur, yang berfungsi untuk mentransmisikan gaya longitudinal di antara bentang yang berdekatan dan menara baja masif di E9. Kegagalan sambungan baut antara rangka bentang 290 kaki (88 m) dan menara mengakibatkan pergeseran bentang dan terlepasnya bentang transisi di atas menara E9. Keruntuhan ini mengakibatkan penutupan jalur penghubung penting antara San Francisco dan East Bay selama 1 bulan.

9.8 KERUSAKAN PADA BANTALAN

Di beberapa wilayah di dunia, konstruksi jembatan yang umum terdiri dari struktur atas baja yang ditopang oleh bantalan, yang pada gilirannya bertumpu pada struktur bawah. Di Amerika Serikat, bentuk konstruksi ini umum di jembatan baru di sebelah timur Pegunungan Sierra Nevada serta di seluruh negeri pada jembatan lama yang sudah ada. Pada jembatan tersebut, bantalan umumnya terdiri dari komponen baja yang dirancang untuk memberikan penahan dalam satu atau lebih arah dan, dalam beberapa kasus, untuk memungkinkan pergerakan dalam satu atau lebih arah. Kegagalan bantalan ini dalam gempa bumi dapat

menyebabkan redistribusi gaya internal, yang dapat membebani struktur atas atau struktur bawah, atau keduanya. Keruntuhan juga mungkin terjadi ketika dukungan bantalan hilang.

Jenis konstruksi jembatan yang dominan di Jepang melibatkan struktur atas baja yang ditopang oleh bantalan, yang pada gilirannya ditopang oleh struktur bawah beton. Gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu memberikan beberapa contoh kegagalan bantalan pada jenis jembatan ini. Salah satu contohnya adalah Jalan Lingkar Hamate, yang merupakan jalan layang bertingkat ganda yang terdiri dari balok kotak baja di atas bantalan baja tetap atau bantalan ekspansi. Kegagalan bantalan di beberapa lokasi menyebabkan rotasi struktur atas yang besar yang dapat dilihat pada Gambar 9.15.

Gambar 9.13 Kerusakan balok di Tikungan 351 Jalan Tol Hanshin yang tampaknya disebabkan oleh pergerakan melintang selama gempa bumi Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Contoh lain adalah Jembatan Nishinomiya-ko, jembatan lengkung bentang 830 kaki (252 m) yang ditopang oleh dua bantalan tetap di satu ujung dan dua bantalan ekspansi di ujung lainnya. Bantalan ujung tetap, yang tampaknya dirancang untuk memiliki kapasitas sekitar 70% dari berat jembatan, mengalami kegagalan, yang tampaknya menyebabkan terlepasnya bentang pendekatan yang berdekatan (lihat Gambar 9.3). Bantalan yang gagal ditunjukkan pada Gambar 9.16.

Gambar 9.14 Tekuk pada balok melintang di bagian atas Jembatan Pulau Rokko akibat gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Gambar 9.15 Rotasi struktur atas Jalan Lingkar Hamate akibat kegagalan bantalan pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Gambar 9.16 Kegagalan bantalan Jembatan Nishinomiya-ko akibat gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

9.9 KERUSAKAN PADA STRUKTUR BAWAH

Kolom

Tidak seperti desain bangunan, praktik saat ini dalam desain jembatan adalah memproporsikan elemen-elemen rangka (bent) sedemikian rupa sehingga kapasitas beban lateralnya dibatasi oleh kekuatan lentur kolomnya. Agar strategi ini berhasil, elemen penghubung (misalnya, pondasi, sambungan, balok melintang) perlu cukup kuat untuk memaksa terjadinya deformasi pada kolom, dan kolom perlu cukup ulet (atau tangguh) untuk menahan deformasi yang dikenakan.

Bahkan pada jembatan yang lebih tua, di mana pendekatan desain "kolom lemah" mungkin belum diadopsi secara eksplisit, kolom cenderung lebih lemah daripada rakitan balok-diafragma-pelat yang terhubung dengannya. Akibatnya, kolom dapat mengalami tuntutan inelastis yang besar selama gempa bumi yang kuat. Kegagalan kolom dapat mengakibatkan hilangnya kapasitas menahan beban vertikal; kegagalan kolom seringkali menjadi penyebab utama runtuhnya jembatan.

Sebagian besar kerusakan pada kolom dapat disebabkan oleh detail yang tidak memadai, yang membatasi kemampuan kolom untuk mengalami deformasi inelastis. Pada

kolom beton, ketidakcukupan detail dapat menghasilkan kegagalan lentur, geser, sambungan, atau angkur, atau seperti yang sering terjadi, kegagalan yang menggabungkan beberapa mekanisme. Pada kolom baja, tekuk lokal telah diamati secara progresif menyebabkan keruntuhan.

Idealnya, kolom beton harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan beban lateral dikendalikan oleh lentur. Namun, meskipun sebagian besar aksi inelastis adalah lentur, kolom mungkin tidak cukup kuat untuk menahan deformasi lentur yang dikenakan tanpa mengalami kegagalan. Kegagalan semacam itu sangat umum terjadi pada jembatan-jembatan tua. Di Amerika Serikat, tulangan transversal kolom beton bertulang yang dirancang sebelum tahun 1971 umumnya terdiri dari tulangan melingkar #4 (Ø= 13 mm) atau pengikat dengan jarak 12 inci (305 mm).

Gambar 9.17 Kerusakan Jembatan Layang Jalan San Fernando pada gempa San Fernando tahun 1971.

Selain itu, ujung-ujung tulangan transversal jarang ditambatkan ke inti kolom-kolom ini. Jumlah dan jenis tulangan ini memberikan pengekangan yang dapat diabaikan pada beton, terutama pada kolom-kolom besar. Gambar 9.17 menunjukkan kolom jembatan yang memiliki daktilitas lentur yang tidak cukup untuk menahan gempa San Fernando tahun 1971. Gambar 9.18 menunjukkan kerusakan serupa pada kolom penampang melingkar dalam gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Praktik detail lainnya (selain memberikan sedikit pengekangan) dapat menyebabkan kegagalan lentur pada kolom beton bertulang. Praktik umum di Jepang adalah menghentikan sebagian tulangan longitudinal di dalam tinggi kolom. Panjang pengembangan tulangan yang dihentikan tersebut dapat tidak memadai, dan dapat menyebabkan kegagalan retak di sepanjang batang yang dihentikan atau kerusakan lentur dan geser di dekat titik pemotongan.

Gambar 9.18 Kerusakan Dermaga 46 Jalan Tol Hanshin pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Gambar 9.19 mengilustrasikan kegagalan kolom dengan batang yang dihentikan di dekat tengah tinggi kolom. Dalam kasus Jalan Tol Hanshin Rute 3, yang runtuh selama gempa Hyogo-Ken Nanbu 1995 (lihat Gambar 9.4), pengurangan sepertiga tulangan utama disertai dengan penggunaan pengelasan butt bertekanan gas pada tulangan longitudinal yang berkelanjutan. Dalam pengujian setelah gempa, sekitar setengah dari batang yang tidak rusak dan dilas butt mengalami kegagalan pada lasan.

Kegagalan geser kolom jembatan beton telah terjadi dalam banyak gempa bumi (misalnya,). Kegagalan semacam itu dapat terjadi pada perpindahan struktural yang relatif rendah, di mana tulangan longitudinal mungkin belum mengalami peleburan. Alternatifnya, karena kekuatan geser menurun dengan siklus pembebanan inelastis, kegagalan geser dapat terjadi setelah peleburan lentur. Contoh kegagalan geser dapat ditemukan dalam beberapa referensi yang diberikan di akhir bab ini. Gambar 9.20 mengilustrasikan kegagalan geser pada kolom yang memiliki tulangan transversal yang relatif ringan, yang khas untuk jembatan yang dibangun di Amerika Serikat bagian barat sebelum pertengahan tahun 1970-an.

Gambar 9.19 Kegagalan kolom dengan pemotongan tulangan memanjang di dekat tengah ketinggian pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Kegagalan tersebut menampilkan retakan diagonal yang miring curam dan dilatasi inti menjadi blok-blok beton yang terpisah. Di bawah aksi beberapa siklus deformasi yang dikombinasikan dengan beban vertikal, kolom dapat mengalami degradasi hingga hampir kehilangan kapasitas menahan beban sepenuhnya, seperti yang ditunjukkan oleh kolom yang rusak parah pada Gambar 9.21. Penyediaan tulangan transversal yang berjarak dekat seperti yang dipersyaratkan dalam beberapa kode modern diperlukan untuk mencegah jenis kegagalan ini. Kegagalan geser pada kolom beton bertulang dapat disebabkan oleh interaksi dengan elemen "nonstruktural".

Elemen-elemen ini dapat mengurangi jarak antara lokasi terjadinya peleburan lentur, dan oleh karena itu meningkatkan kebutuhan geser untuk sebuah kolom. Gambar 9.5, yang telah dibahas sebelumnya, menunjukkan sebuah kasus di mana dinding saluran menahan kolom di dasar dan memaksa lokasi peleburan terjadi lebih tinggi di kolom daripada yang diantisipasi dalam desain. Gambar 9.22 menunjukkan sebuah kasus di mana pelebaran arsitektur memperkuat bagian atas kolom, memaksa peleburan terjadi lebih rendah daripada yang dimaksudkan. Dalam kedua kasus tersebut, elemen yang tidak dipertimbangkan dalam perancangan kolom menyebabkan kegagalan terjadi pada bagian kolom yang kurang terkekang dan tidak mampu menahan tuntutan gaya dan deformasi.

Gambar 9.23 mengilustrasikan kegagalan jembatan dua kolom yang kokoh di jalan cabang tepat di sebelah utara Jalan Tol Hanshin pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995. Kegagalan tersebut melibatkan hancurnya kolom, kepala jembatan, dan sambungan, dan menghancurkan anggapan bahwa kekuatan saja merupakan ketentuan yang memadai untuk desain seismik jembatan.

Sambungan tumpang tindih tulangan memanjang pada jembatan beton bertulang yang lebih tua mungkin rentan karena, biasanya, sambungan tersebut pendek (sekitar 20 hingga 30 diameter batang), kurang terkekang, dan terletak di daerah dengan tuntutan lentur yang

tinggi. Secara khusus, untuk kemudahan konstruksi, sambungan sering kali terletak tepat di atas pondasi. Dengan detail ini, sambungan mungkin tidak mampu mengembangkan kapasitas lentur kolom, dan mungkin lebih rentan terhadap kegagalan geser. Terlepas dari kerentanan ini, hanya sedikit bukti lapangan mengenai kegagalan sambungan tumpang tindih di dasar kolom jembatan. Namun, kegagalan yang terkait dengan sambungan las dan tulangan memanjang yang terputus telah diidentifikasi pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995 (Gambar 9.4 dan 9.19), seperti yang telah dibahas sebelumnya.

Gambar 9.20 Kegagalan kolom persimpangan Rute 5/210 selama gempa San Fernando tahun 1971.

Kolom beton juga dapat gagal jika penjangkaran tulangan memanjang tidak memadai. Kegagalan tersebut dapat terjadi baik di bagian atas kolom pada sambungan dengan kepala tiang maupun di bagian bawah kolom pada sambungan dengan fondasi. Gambar 9.24 menunjukkan kolom yang gagal di dasarnya selama gempa San Fernando tahun 1971 (12). Kolom tersebut ditopang oleh satu tiang pancang berdiameter 6 kaki (1,8 m) yang dicor di dalam lubang bor. Kolom lain yang memiliki tulangan memanjang yang dijangkar di pondasi juga gagal dengan hasil serupa dalam gempa tersebut. Konsekuensi kegagalan penjangkaran fondasi mungkin lebih besar pada tiang kolom tunggal daripada tiang kolom ganda, karena ketahanan gaya lateral tiang kolom tunggal bergantung pada kolom yang mengembangkan kekuatan lenturnya di dasar.

Catatan mengenai kegagalan kolom baja masih jarang, karena hanya sedikit jembatan dengan kolom baja yang pernah mengalami gempa bumi kuat di luar Jepang. Pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995, kegagalan tampaknya terkait dengan tekuk lokal dan kemudian terjadi pemisahan pada lasan atau robekan baja di dekat tekuk. Pada kolom dengan penampang melingkar, tekuk lokal terkadang terjadi di lokasi di mana ketebalan penampang berubah.

Gambar 9.21 Kegagalan kolom Jembatan La Cienega-Venice di Interstate 10 pada gempa Northridge tahun 1994. (Dinding batu bata unit penyimpanan menopang rangka yang runtuh.)

Gambar 9.25 mengilustrasikan pembentukan tekuk lokal pada kolom penampang melingkar disertai dengan deformasi plastis yang terlihat. Pada kolom persegi panjang, tekuk lokal pada pelat web dan flensa tidak cukup ditahan oleh penguat web kecil. Gambar 9.26 mengilustrasikan keruntuhan kolom persegi panjang. Kolom di dekatnya mengalami tekuk lokal di dasar dan robekan pada sambungan las vertikal antara dua pelat baja yang membentuk sudut kolom, menunjukkan sifat kegagalan yang mengakibatkan keruntuhan yang ditunjukkan pada Gambar 9.26.

Balok

Balok secara tradisional kurang mendapat perhatian dibandingkan kolom dalam desain dan evaluasi seismik. Pada banyak jembatan, balok melintang lebih kuat daripada kolom karena persyaratan beban gravitasi dan aksi komposit dengan struktur atas. Selain itu, pada banyak jembatan, konsekuensi kegagalan balok kurang parah daripada konsekuensi kegagalan kolom.

Namun, pada jembatan dengan penopang luar (outrigger), balok dapat menjadi komponen penting dari kerangka dan dapat dikenai beban yang dapat mengakibatkan kegagalan. Contoh yang menggambarkan kemungkinan kerusakan pada balok penopang luar terdapat pada Gambar 9.27. Balok penopang luar ini dibingkai secara monolitik dengan struktur atas dan kolom penopang sedemikian rupa sehingga, di bawah beban longitudinal, torsi yang signifikan harus ditahan oleh bagian penopang luar balok. Dalam beberapa desain modern, torsi dikurangi dengan menyediakan sambungan "berengsel" nominal antara balok dan kolom.

Sambungan

Seperti halnya balok, sambungan secara tradisional kurang mendapat perhatian dalam desain seismik, dan sambungan juga dapat terpapar aksi yang sangat merusak ketika sambungan berada di luar struktur atas. Meskipun kegagalan sambungan terjadi pada gempa bumi sebelumnya (misalnya, Jennings), perhatian yang signifikan tidak diberikan pada sambungan sampai beberapa kegagalan spektakuler diamati setelah gempa Loma Prieta 1989. Gambar 9.28 menunjukkan kerusakan sambungan pada Jembatan Embarcadero di San

Francisco selama gempa Loma Prieta 1989. Terjadinya kerusakan pada jarak episentral yang relatif besar sekitar 60 mil (100 km) sebagian disebabkan oleh amplifikasi lokasi dan pemfokusan gelombang seismik serta kerentanan rangka.

Runtuhnya Jembatan Cypress Street selama gempa Loma Prieta memiliki konsekuensi yang lebih parah (Gambar 9.29). Kegagalan alas beton yang terletak tepat di atas sambungan tingkat pertama menyebabkan runtuhnya dek atas di atas dek bawah, dengan korban jiwa sebanyak 42 orang. Alas seperti itu tidak umum, tetapi keruntuhan ini menunjukkan bahwa setiap gempa bumi berpotensi mengungkap mode kegagalan yang belum dipertimbangkan secara rutin.

Gempa Loma Prieta juga mengidentifikasi kelemahan nyata dari desain modern. Misalnya, kerusakan terjadi pada sambungan lutut penopang penghubung Rute 980/880, yang telah dibangun beberapa tahun sebelum gempa bumi. Kerusakan ini mengidentifikasi perlunya detail khusus dalam konstruksi jembatan, yang telah menjadi subjek studi penting yang diidentifikasi di tempat lain dalam buku ini.

Gambar 9.22 Kegagalan kolom yang melebar di Rute 118, Penyeberangan Bawah Mission-Gothic, dalam gempa Northridge 1994.

Abutmen

Jenis kegagalan yang dapat terjadi pada abutmen bervariasi dari satu jembatan ke jembatan lainnya. Jenis fondasi sangat bervariasi (misalnya, fondasi telapak, fondasi yang ditopang tiang pancang, tiang bor), dan sifat tanah dapat menjadi penting, terutama jika tanah mengalami likuifaksi selama gempa bumi. Situasi ini semakin rumit karena interaksi dinding belakang, dinding sayap, fondasi, dan tiang pancang dengan tanah di sekitarnya. Praktik umum adalah memperlakukan abutmen atau komponen abutmen sebagai elemen pengorbanan, bertindak sebagai sekering untuk mengurangi gaya seismik besar yang tiba di abutmen yang kaku. Terjadinya kerusakan yang meluas dan ekstensif pada gempa Northridge tahun 1994 menunjukkan bahwa pendekatan alternatif mungkin lebih ekonomis.

Gambar 9.23 Kegagalan jembatan dua kolom pada gempa Hyogo-Ken Nanbu 1995.

Pada sebagian besar abutmen tipe dudukan, gerakan longitudinal tidak terkendali, karena ada sambungan pada antarmuka struktur atas dan dinding belakang abutmen. Konfigurasi ini menarik, karena mengurangi gaya struktur atas yang disebabkan oleh perpindahan akibat suhu dan penyusutan. Kerentanan terpenting dari abutmen tersebut adalah terlepasnya bentang, yang dapat terjadi ketika terdapat perpindahan relatif yang besar antara struktur atas dan dudukan abutmen. Kegagalan terlepasnya abutmen sering kali disebabkan oleh perpindahan atau rotasi abutmen, biasanya akibat likuifaksi atau penyebaran lateral.

Kunci geser juga dapat rusak. Kunci geser adalah komponen yang menahan perpindahan relatif (biasanya dalam arah melintang) antara struktur atas dan abutmen. Kunci geser eksternal terletak di luar penampang struktur atas, sedangkan kunci geser internal terletak di dalam penampang struktur atas. Karena elemen-elemen ini kokoh, hampir tidak mungkin untuk membuatnya ulet, dan akan gagal jika kekuatannya terlampaui.

Kegagalan kunci geser tersebar luas selama gempa Northridge 1994. Gambar 9.30 menunjukkan kegagalan tipikal di mana kunci geser eksternal gagal. Gambar 9.31 menunjukkan kunci geser internal yang gagal. Tampaknya kegagalan ini dapat terjadi dengan perpindahan melintang kecil dan sedikit disipasi energi. Kerusakan pada kunci geser internal biasanya disertai dengan kerusakan pada dinding belakang yang saling mengunci. Pada abutmen tipe dudukan, kerusakan juga terjadi pada abutmen dudukan akibat benturan dinding belakang oleh struktur atas. Jenis kerusakan ini mirip dengan yang ditunjukkan pada Gambar 9.11.

Pada abutmen monolitik, struktur atas dicor secara monolitik dengan abutmen. Konfigurasi ini menarik, karena mengurangi kemungkinan terlepasnya bentang. Namun, abutmen dapat rusak karena struktur atas bergeser ke arah memanjang menjauh dari abutmen. Selain itu, tergantung pada geometri dan detail abutmen, dinding sayap dapat berfungsi sebagai kunci geser eksternal. Dalam kasus seperti itu, dinding sayap dapat gagal dengan cara yang sama seperti kunci geser eksternal.

Gambar 9.24 Kegagalan di dasar kolom yang ditopang oleh satu tiang cor di tempat pada gempa San Fernando 1971

Fondasi

Laporan kegagalan fondasi selama gempa bumi relatif jarang, dengan pengecualian yang mencolok pada situasi di mana terjadi likuifaksi. Tidak jelas apakah kegagalan memang sangat jarang atau apakah banyak kegagalan fondasi tidak terdeteksi karena tetap berada di bawah tanah. Ada banyak alasan mengapa fondasi yang lebih tua mungkin rentan. Tiang pancang mungkin memiliki sedikit penguatan penahan, namun dikenai tuntutan deformasi yang besar. Pondasi yang lebih tua yang ditopang oleh tiang pancang jarang memiliki penguatan lentur atas atau penguatan geser apa pun.

Gempa Hyogo-Ken Nanbu 1995 mengakibatkan kerusakan luas pada struktur atas dan bawah di atas tanah, seperti yang dilaporkan di tempat lain dalam bab ini. Terjadinya kerusakan tersebut memberikan dorongan untuk melakukan investigasi ekstensif terhadap kondisi komponen fondasi. Di sepanjang Rute 3 pedalaman yang lebih tua, investigasi terhadap 109 fondasi hanya mengidentifikasi kasus retakan lentur "kecil" pada tiang pancang. Di sepanjang Rute 5 pesisir yang lebih baru, terjadi likuifaksi yang lebih luas, yang mengakibatkan penyebaran lateral dalam beberapa kasus. Investigasi terhadap 153 fondasi untuk rute ini menemukan kasus retakan lentur pada tiang pancang di mana terjadi perpindahan sisa yang besar, tetapi para peneliti tidak menemukan pengelupasan atau tekuk tulangan. Tidak adanya kerusakan yang luas dikaitkan dengan penyebaran deformasi di sepanjang sebagian besar panjang tiang pancang.

Gambar 9.25 Tekuk lokal kolom penampang melingkar Jalan Tol Hanshin pada gempa Hyogo-Ken Nanbu tahun 1995.

Kerusakan fondasi yang terkait dengan penyebaran lateral akibat likuifaksi mungkin merupakan penyebab tunggal terbesar dari kerusakan ekstrem dan runtuhnya jembatan. Masalah ini sangat kritis untuk jembatan dengan bentang sederhana (lihat Gambar 9.8). Gempa bumi Kosta Rika tahun 1991 memberikan banyak contoh kerusakan fondasi. Misalnya, Gambar 9.32 menunjukkan abutmen yang berputar karena likuifaksi dan penyebaran lateral. Gambar 9.33 menunjukkan situasi di mana pergerakan tanah telah menyebabkan kerusakan luas pada tiang pancang miring. Penggunaan tiang pancang miring harus dipertimbangkan dengan cermat dalam desain mengingat kerusakan luas yang diamati pada tiang pancang ini dalam gempa bumi ini dan gempa bumi lainnya.

Pendekatan

Meskipun struktur jembatan tetap utuh, jembatan dapat dinonaktifkan jika jalan yang menuju ke jembatan tersebut mengalami penurunan yang signifikan. Misalnya, selama gempa bumi San Fernando tahun 1971 dan gempa bumi Chili tahun 1985, penurunan abutmen timbunan menyebabkan penurunan diferensial yang tiba-tiba di banyak lokasi. Penurunan tersebut dapat cukup besar untuk menimbulkan bahaya bagi masyarakat yang bepergian. Pelat pendekatan atau pelat penurunan dapat menjadi cara yang efektif untuk membentang di atas timbunan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.9.

9.10 RINGKASAN

Bab ini telah meninjau berbagai jenis kerusakan yang dapat terjadi pada jembatan selama gempa bumi. Kerusakan pada jembatan dapat memiliki konsekuensi serius bagi perekonomian lokal, karena jembatan menyediakan penghubung vital dalam sistem transportasi suatu wilayah. Secara umum, kemungkinan kerusakan meningkat jika gerakan tanah sangat kuat, tanah lunak, jembatan dibangun sebelum kode modern diterapkan, atau konfigurasi jembatan tidak teratur. Bahkan jembatan yang dirancang dengan baik pun dapat

mengalami kerusakan jika modifikasi nonstruktural dan kerusakan struktural telah meningkatkan kerentanan jembatan.

Gambar 9.26 Keruntuhan kolom baja penampang persegi panjang pada gempa Hyogo-Ken Nanbu 1995. (a) Rangka dan struktur atas yang runtuh; (b) tampilan dekat kolom yang runtuh.

Gambar 9.27 Kerusakan penopang pada gempa Loma Prieta 1989.

Tergantung pada gerakan tanah, kondisi lokasi, konfigurasi keseluruhan, dan detail spesifik jembatan, kerusakan yang ditimbulkan pada jembatan tertentu dapat mengambil banyak bentuk. Terlepas dari kompleksitas ini, catatan menunjukkan dengan jelas. Kerusakan di dalam struktur atas jarang menjadi penyebab utama keruntuhan. Meskipun banyak pengecualian, sebagian besar kerusakan parah pada jembatan terjadi dalam salah satu bentuk berikut:

- Lepasnya struktur atas pada engsel di tengah bentang atau penyangga sederhana yang disebabkan oleh panjang dudukan atau penahan yang tidak memadai. Keberadaan konfigurasi miring atau melengkung semakin memperburuk kerentanan. Untuk jembatan yang ditopang sederhana, kegagalan ini paling mungkin terjadi ketika kegagalan tanah menyebabkan gerakan relatif antara bentang dan penyangganya.
- Kegagalan kolom yang disebabkan oleh daktilitas (ketangguhan) yang tidak memadai. Pada kolom beton bertulang, daktilitas yang tidak memadai biasanya berasal dari tulangan penahan yang tidak memadai. Pada kolom baja, daktilitas yang tidak memadai biasanya berasal dari tekuk lokal, yang berkembang menjadi keruntuhan.
- Kerusakan pada kunci geser di abutmen. Karena geometrinya, hampir tidak mungkin untuk membuat elemen kaku ini menjadi daktil.
- Kegagalan unik pada struktur kompleks. Pada Jembatan Layang Cypress Street, kerentanan uniknya adalah alas yang tidak diperkuat secara memadai di atas tingkat pertama. Pada struktur kolom penopang, kerentanannya mungkin terletak pada balok melintang atau sambungan balok-kolom.

Gambar 9.28 Kerusakan Jembatan Embarcadero selama gempa Loma Prieta tahun 1989.

Ucapan Terima Kasih

Karya ini dimungkinkan berkat kerja pengintaian dari banyak individu yang disebutkan dalam referensi yang dikutip, serta banyak yang tidak dikutip secara langsung. Para penulis mengakui upaya dan risiko signifikan yang dilakukan oleh para ahli tersebut, serta lembaga pendanaan, khususnya National Science Foundation AS. Banyak foto disediakan dengan murah hati oleh Earthquake Engineering Research Institute, seperti yang dikutip dalam keterangan gambar. Jika tidak ada kutipan yang diberikan dalam keterangan, foto tersebut berasal dari koleksi ekstensif Perpustakaan Pusat Penelitian Teknik Gempa, Pusat Penelitian Teknik Gempa

Pasifik, Universitas California, Berkeley. Koleksi tersebut dimungkinkan berkat pendanaan dari National Science Foundation AS dan Federal Emergency Management Agency, serta sumbangan murah hati dari para ahli gempa. Foto-foto dalam bab ini dapat terwujud berkat sumbangan dari K. Steinbrugge, W. Godden, M. Nakashima, dan M. Yashinski.

Gambar 9.29 Runtuhnya Jembatan Layang Cypress Street pada gempa Loma Prieta tahun 1989.

Gambar 9.30 Kerusakan pada kunci geser eksternal di abutmen pada gempa Northridge 1994.

Gambar 9.31 Kerusakan pada kunci geser internal di abutmen pada gempa Northridge 1994.

Gambar 9.32 Rotasi abutmen akibat likuifaksi dan pergeseran lateral selama gempa bumi Kosta Rika 1991.

Gambar 9.33 Tiang-tiang penyangga yang rusak selama gempa bumi Kosta Rika tahun 1991.

GAMBAR 9.34 Pelat penahan tanah yang membentang di atas material pengisi penyangga yang ambles di jembatan Rio Quebrada Calderon pada gempa bumi Kosta Rika tahun 1991.

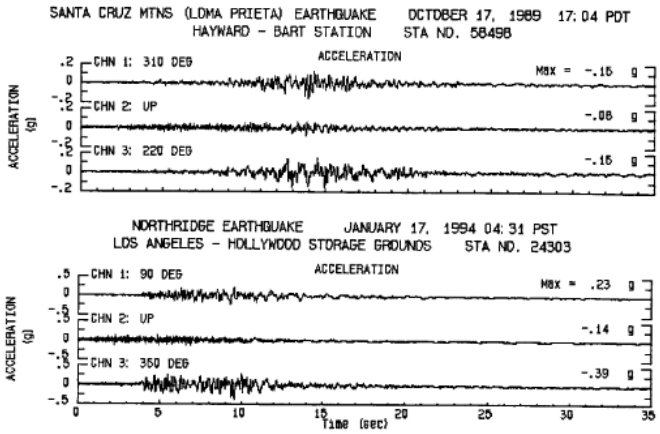
BAB 10
ANALISIS DINAMIS

10.1 PENDAHULUAN

Tujuan utama bab ini adalah untuk menyajikan metode dinamis untuk menganalisis struktur jembatan ketika dikenai beban gempa. Konsep dan asumsi dasar yang digunakan dalam analisis dinamis tipikal disajikan terlebih dahulu. Berbagai pendekatan terhadap dinamika jembatan kemudian dibahas. Beberapa contoh disajikan untuk mengilustrasikan aplikasi praktisnya.

Analisis Statis vs. Dinamis

Tujuan utama analisis struktural adalah untuk mengevaluasi perilaku struktural di bawah berbagai beban dan untuk memberikan informasi yang diperlukan untuk desain, seperti gaya, momen, dan deformasi. Analisis struktural dapat diklasifikasikan sebagai statis atau dinamis: sementara statika berkaitan dengan pembebanan yang tidak bergantung pada waktu, dinamika mempertimbangkan beban apa pun di mana besaran, arah, dan posisi bervariasi dengan waktu. Beban dinamis tipikal untuk struktur jembatan meliputi gerakan kendaraan dan aksi gelombang seperti angin, aliran sungai, dan gempa bumi.



Gambar 10.1 Gerakan tanah yang direkam selama gempa bumi baru-baru ini.

Karakteristik Gerakan Tanah Gempa Bumi

Gempa bumi adalah gerakan tanah alami yang disebabkan oleh berbagai fenomena termasuk proses tektonik global, vulkanisme, tanah longsor, letusan batuan, dan ledakan. Proses tektonik global terus menerus menghasilkan pegunungan dan palung laut di permukaan Bumi dan menyebabkan gempa bumi. Bagian ini secara singkat membahas masukan gempa bumi untuk analisis jembatan seismik. Pembahasan rinci tentang gerakan tanah disajikan dalam Bab 8.

Gerakan tanah diwakili oleh riwayat waktu atau seismograf dalam hal percepatan, kecepatan, dan perpindahan untuk lokasi tertentu selama gempa bumi. Plot riwayat waktu

berisi informasi lengkap tentang gerakan gempa bumi dalam tiga arah ortogonal (dua horizontal dan satu vertikal) di lokasi instrumen gerakan kuat. Percepatan biasanya direkam oleh akselerograf gerakan kuat dan kecepatan serta perpindahan ditentukan oleh integrasi numerik. Percepatan yang tercatat di lokasi yang jaraknya hampir sama dari episentrum dapat berbeda secara signifikan dalam durasi, kandungan frekuensi, dan amplitudo karena kondisi tanah lokal yang berbeda. Gambar 10.1 menunjukkan beberapa riwayat waktu gempa bumi baru-baru ini.

Dari sudut pandang teknik struktur, karakteristik terpenting dari gempa bumi adalah percepatan tanah puncak (PGA), durasi, dan kandungan frekuensi. PGA adalah percepatan maksimum dan mewakili intensitas gerakan tanah. Meskipun kecepatan tanah mungkin merupakan ukuran intensitas yang lebih signifikan daripada percepatan, kecepatan tanah seringkali tidak diukur secara langsung, tetapi ditentukan menggunakan perhitungan tambahan. Durasi adalah lamanya waktu antara puncak pertama dan terakhir yang melebihi tingkat gerakan kuat tertentu. Semakin lama durasi gerakan kuat, semakin banyak energi yang diberikan pada suatu struktur. Karena energi regangan elastis yang diserap oleh suatu struktur sangat terbatas, gempa bumi kuat yang lebih lama memiliki kemungkinan lebih besar untuk memaksa struktur masuk ke dalam rentang inelastis. Kandungan frekuensi dapat diwakili oleh jumlah perpotongan nol per detik dalam akselerogram. Sudah dipahami dengan baik bahwa ketika frekuensi gaya pengganggu reguler sama dengan frekuensi getaran alami suatu struktur (resonansi), osilasi struktur dapat diperbesar secara signifikan dan efek redaman menjadi minimal. Meskipun gerakan gempa bumi tidak pernah se-reguler gelombang sinusoidal, biasanya ada periode yang mendominasi respons.

Karena tidak mungkin mengukur gerakan tanah secara detail untuk semua lokasi struktur, gerakan batuan atau gerakan tanah diperkirakan pada patahan dan kemudian dipropagasi ke permukaan Bumi menggunakan program komputer dengan mempertimbangkan kondisi tanah setempat. Dua pedoman yang baru-baru ini dikembangkan oleh Departemen Transportasi California menyediakan metode untuk mengembangkan gerakan tanah seismik untuk jembatan.

Metode Analisis Dinamis untuk Desain Jembatan Tahan Gempa

Tergantung pada zona gempa, geometri, dan pentingnya jembatan, metode analisis berikut dapat digunakan untuk desain jembatan tahan gempa:

- Metode mode tunggal (analisis beban spektral dan seragam mode tunggal) mengasumsikan bahwa beban gempa dapat dianggap sebagai gaya horizontal statis ekivalen yang diterapkan pada rangka individual baik dalam arah memanjang maupun melintang. Gaya statis ekivalen didasarkan pada periode alami dari satu derajat kebebasan (SDOF) dan spektrum respons yang ditentukan dalam kode. Insinyur harus menyadari bahwa metode mode tunggal (kadang-kadang disebut sebagai analisis statis ekivalen) paling cocok untuk struktur dengan bentang yang seimbang dengan kekakuan yang terdistribusi secara merata.
- Analisis spektral multimode mengasumsikan bahwa gaya, momen, dan perpindahan elemen akibat beban seismik dapat diperkirakan dengan menggabungkan respons dari

masing-masing mode menggunakan metode seperti metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC) dan metode akar kuadrat dari jumlah kuadrat (SRSS). Metode CQC memadai untuk sebagian besar sistem jembatan, dan metode SRSS paling cocok untuk menggabungkan respons dari mode yang terpisah dengan baik.

- Metode spektrum respons dukungan ganda (MSRS) memberikan spektrum respons dan perpindahan puncak pada derajat kebebasan dukungan individual dengan secara akurat memperhitungkan variabilitas spasial gerakan tanah termasuk efek ketidakkoherensi, perlintasan gelombang, dan respons lokasi yang bervariasi secara spasial. Metode ini dapat digunakan untuk struktur panjang dengan banyak dukungan.
- Metode riwayat waktu adalah integrasi numerik langkah demi langkah dari persamaan gerak. Biasanya diperlukan untuk jembatan kritis/penting atau jembatan dengan geometri kompleks. Analisis inelastis memberikan ukuran perilaku struktural yang lebih realistis jika dibandingkan dengan analisis elastis.

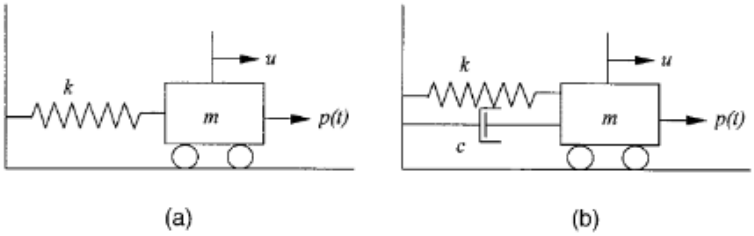
Pemilihan metode analisis untuk struktur jembatan tertentu tidak boleh semata-mata berdasarkan pada pelaksanaan analisis struktural, tetapi harus berdasarkan pada keputusan desain yang efektif. Pembahasan rinci mengenai metode-metode tersebut disajikan pada bagian-bagian berikut.

10.2 SISTEM SATU DERAJAT KEBEBASAN

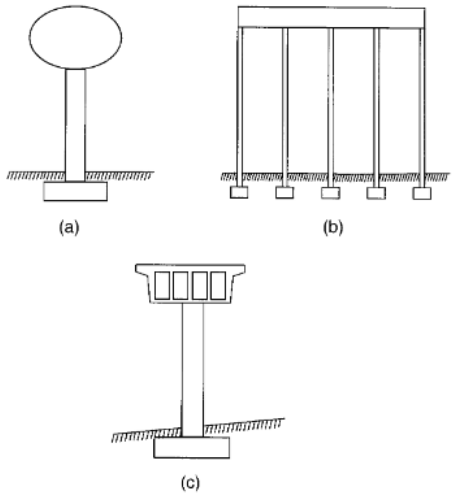
Sistem pegas-massa yang umum dikenal mewakili model dinamis paling sederhana dan ditunjukkan pada Gambar 10.2a. Ketika struktur ideal yang tidak teredam digerakkan baik dengan menggerakkan penyangga atau dengan menggeser massa ke satu arah, massa berosilasi di sekitar keadaan keseimbangan selamanya tanpa berhenti. Namun, struktur nyata akan berhenti setelah beberapa waktu karena fenomena yang disebut peredaman. Untuk memasukkan efek peredaman, peredam viskos tanpa massa selalu disertakan dalam model dinamis, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.2b.

Dalam analisis dinamis, jumlah perpindahan yang diperlukan untuk menentukan posisi perpindahan semua massa relatif terhadap posisi asalnya disebut jumlah derajat kebebasan (DOF). Ketika sistem struktural dapat diidealkan dengan satu massa yang terkonsentrasi di satu lokasi dan hanya digerakkan ke satu arah, sistem dinamis ini disebut sistem SDOF. Beberapa struktur, seperti tangki air yang ditopang oleh struktur rangka satu lantai dengan satu kolom dan jembatan dua bentang yang ditopang oleh satu kolom, dapat diidealkan sebagai model SDOF (Gambar 10.3).

Dalam sistem SDOF yang ditunjukkan pada Gambar 10.3c, massa struktur atas jembatan adalah massa sistem dinamis. Kekakuan sistem dinamis adalah kekakuan kolom terhadap goyangan samping dan peredam viskos sistem adalah penyerapan energi internal struktur jembatan.



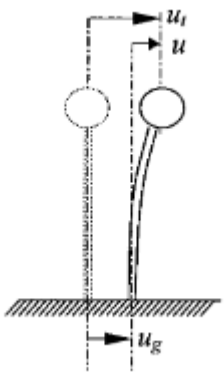
Gambar 10.2 Model dinamis yang diidealkan. (a) Sistem SDOF tanpa peredaman; (b) sistem SDOF dengan peredaman.



Gambar 10.3 Contoh struktur SDOF. (a) Tangki air yang ditopang oleh satu kolom; (b) bangunan rangka satu lantai; (c) jembatan dua bentang yang ditopang oleh satu kolom.

Persamaan Gerak

Respons suatu struktur bergantung pada massa, kekakuan, redaman, dan beban atau perpindahan yang diterapkan. Struktur dapat terangsang dengan menerapkan gaya eksternal p(t) pada massanya atau oleh gerakan tanah u(t) pada tumpuannya. Dalam bab ini, karena pembebanan seismik diinduksi oleh rangsangan pada tumpuan, kita terutama berfokus pada persamaan gerak sistem SDOF yang dikenai rangsangan tanah.



Gambar 10.4 Gerakan sistem SDOF yang diinduksi gempa bumi.

Perpindahan gerakan tanah u_g, perpindahan total massa tunggal u_t, dan perpindahan relatif antara massa dan tanah u (Gambar 10.4) dihubungkan oleh

$$u_t = u + u_s \tag{10.1}$$

Dengan menerapkan hukum Newton dan prinsip keseimbangan dinamis D'Alembert, dapat ditunjukkan bahwa

$$f_I + f_D f_s = 0 \tag{10.2}$$

di mana f_I adalah gaya inersia massa tunggal dan berhubungan dengan percepatan massa dengan $f_I = m\ddot{u}_t$; $f_D$adalah gaya redaman pada massa dan berhubungan dengan kecepatan melintasi peredam viskos dengan $f_D = c\dot{u}$; f_s adalah gaya elastis yang diberikan pada massa dan berhubungan dengan perpindahan relatif antara massa dan tanah dengan$f_s = ku$, di mana k adalah konstanta pegas; c adalah rasio redaman; dan m adalah massa sistem dinamis.

Dengan mensubstitusikan ekspresi-ekspresi ini untuk f_I , f_D , dan f_S ke dalam Persamaan (10.2) diperoleh

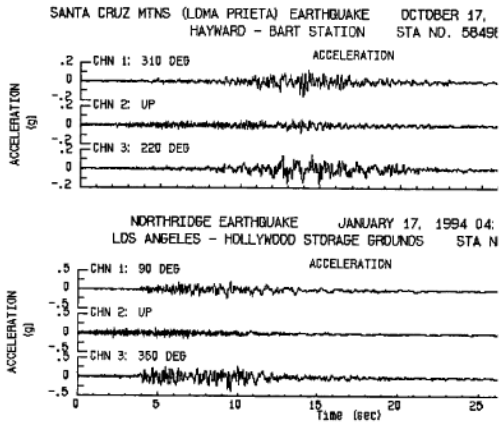
$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0 \tag{10.3}$$

Persamaan gerak untuk sistem SDOF yang dikenai gerak tanah kemudian dapat diperoleh dengan mensubstitusikan Persamaan (10.1) ke dalam Persamaan (10.3), dan diberikan oleh

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_s \tag{10.4}$$

Karakteristik Getaran Bebas

Untuk menentukan karakteristik osilasi seperti waktu untuk menyelesaikan satu siklus osilasi (T_n) dan jumlah siklus osilasi per detik (ω_n), pertama-tama kita melihat getaran bebas dari suatu sistem dinamis. Getaran bebas biasanya dipicu oleh gangguan pada struktur dari keadaan stabilnya.



Gambar 10.5 Respons tipikal dari sistem SDOF. (a) Tanpa redaman; (b) dengan redaman.

$$m\ddot{u} + cu + ku = 0 \tag{10.5}$$

Membagi persamaan (10.5) dengan massanya m akan menghasilkan

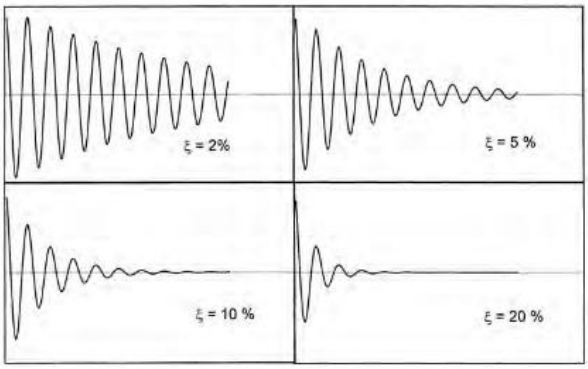
$$\ddot{u} + \left(\frac{c}{m}\right)\dot{u} + \left(\frac{k}{m}\right)u = 0 \tag{10.6}$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n + \omega_n^2 u = 0 \tag{10.7}$$

Dimana $\omega_n = \sqrt{k/m}$ frekuensi melingkar alami getaran atau frekuensi tanpa redaman; $\xi = c/c_{cr}$ rasio redaman; $c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = 2k/\omega_n$ koefisien redaman kritis.

Gambar 10.5a menunjukkan respons dari sistem SDOF ideal yang tidak teredam. Waktu yang dibutuhkan sistem SDOF untuk menyelesaikan satu siklus getaran disebut periode getaran alami (T_n) dari sistem dan diberikan oleh

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \tag{10.8}$$



Gambar 10.6 Respons sistem SDOF untuk berbagai rasio redaman.

Selanjutnya, frekuensi siklik alami getaran fn diberikan oleh

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} \tag{10.9}$$

Gambar 10.5b menunjukkan respons dari struktur SDOF teredam yang khas. Frekuensi sudut getaran atau frekuensi getaran teredam dari struktur SDOF,ω_d,diberikan oleh $\omega_d = \omega_n\sqrt{1-\xi^2}$ Periode getaran teredam (T_d) dari sistem diberikan oleh

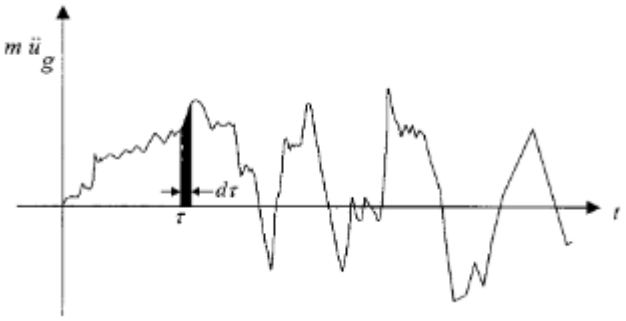
$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{2\pi}{\sqrt{1-\xi^2}}\sqrt{\frac{m}{k}} \tag{10.10}$$

Ketika $\xi 1 \text{ atau } c = c_{cr}$ struktur kembali ke posisi keseimbangannya tanpa berosilasi dan disebut sebagai struktur teredam kritis. Ketika $\xi > 1 \text{ atau } c > c_{cr}$, struktur teredam berlebih dan berhenti tanpa berosilasi, tetapi dengan laju yang lebih lambat. Ketika $\xi < 1 \text{ atau } c < c_{cr}$, struktur teredam kurang dan berosilasi di sekitar keadaan keseimbangannya dengan amplitudo yang semakin berkurang.

Gambar 10.6 menunjukkan respons struktur SDOF dengan rasio redaman yang berbeda. Untuk struktur seperti bangunan, jembatan, bendungan, dan struktur lepas pantai, rasio redaman kurang dari 0,15 dan karenanya dapat dikategorikan sebagai struktur teredam kurang. Sifat dinamis dasar yang diperkirakan menggunakan asumsi teredam atau tidak teredam kira-kira sama. Misalnya, ketika $\xi = 0.10$, $\omega_d = 0.995\omega_n$, and $T_d = 1.01T_n$.

Peredaman menghilangkan energi dari suatu struktur dalam pembukaan dan penutupan retakan mikro pada beton, penegangan elemen nonstruktural, dan gesekan pada sambungan anggota baja. Dengan demikian, koefisien peredaman memperhitungkan semua mekanisme penghilang energi dari struktur dan hanya dapat diperkirakan dengan metode eksperimental.

Dua struktur yang tampak identik mungkin memiliki sifat material yang sedikit berbeda dan dapat menghilangkan energi dengan laju yang berbeda. Karena peredaman tidak memainkan peran kuantitatif yang penting kecuali untuk respons resonansi dalam respons struktural, umum untuk menggunakan rasio peredaman rata-rata berdasarkan jenis bahan konstruksi. Rasio redaman relatif untuk jenis struktur umum, seperti logam las sebesar 2 hingga 4%, struktur logam baut sebesar 4 hingga 7%, struktur beton prategang sebesar 2 hingga 5%, struktur beton bertulang sebesar 4 hingga 7% dan struktur kayu sebesar 5 hingga 10%, direkomendasikan oleh Chmielewski et al.



Gambar 10.7 Gaya gempa bumi yang diinduksi vs. waktu pada sistem SDOF.

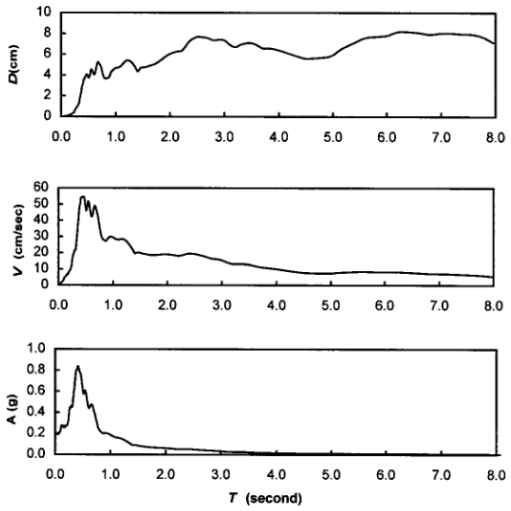
Respons terhadap Gerakan Tanah Gempa Bumi

Eksitasi gerakan tanah yang umum ditunjukkan pada Gambar 10.7. Persamaan gerak dasar sistem SDOF dinyatakan dalam Persamaan (10.4). Karena gaya eksitasi $m\,\ddot{u}_g$ tidak dapat dijelaskan dengan ekspresi matematika sederhana, solusi bentuk tertutup untuk Persamaan (10.4) tidak tersedia. Dengan demikian, seluruh eksitasi tanah perlu diperlakukan sebagai superposisi impuls berdurasi pendek untuk mengevaluasi respons struktur terhadap eksitasi tanah. Impuls didefinisikan sebagai hasil perkalian gaya dengan durasi. Misalnya, impuls gaya pada waktu τ selama interval waktu $d\tau$ sama dengan $-m\,\ddot{u}_g(\tau)d\tau$ dan diwakili oleh area yang diarsir pada Gambar 10.7. Respons total struktur terhadap gerakan gempa kemudian dapat diperoleh dengan mengintegrasikan semua respons impuls inkremental. Pendekatan ini kadang-kadang disebut sebagai "analisis riwayat waktu." Berbagai teknik solusi tersedia dalam literatur teknis tentang dinamika struktur.

Dalam desain struktur seismik, perancang tertarik pada nilai maksimum atau ekstrem dari respons suatu struktur seperti yang dibahas di bagian berikut. Setelah karakteristik dinamis (T_n dan ω_n) dari struktur ditentukan, perpindahan, momen, dan geser maksimum pada sistem SDOF dapat dengan mudah diperkirakan menggunakan prinsip-prinsip dasar mekanika.

Spektrum Respons

Spektrum respons adalah hubungan antara nilai puncak dari kuantitas respons (percepatan, kecepatan, atau perpindahan) dengan karakteristik dinamis struktural (periode alami atau frekuensi). Konsep intinya dalam rekayasa gempa memberikan ukuran efek gempa yang jauh lebih nyaman dan bermakna daripada kuantitas lainnya. Ini mewakili respons puncak dari semua sistem SDOF yang mungkin terhadap gerakan tanah tertentu.



Gambar 10.8 Contoh spektrum respons (peredaman kritis 5%) untuk gerakan Loma Prieta 1989.

Spektrum Respons Elastis

Spektrum respons dari sistem struktur elastis ini dapat diperoleh dengan langkah-langkah berikut:

1. Tentukan riwayat waktu percepatan tanah (biasanya pada interval 0,02 detik).
2. Pilih periode alami T_n dan rasio redaman ξ dari sistem SDOF elastis.
3. Hitung respons deformasi $u(t)$ menggunakan metode numerik apa pun.
4. Tentukan u_o, nilai puncak $u(t)$.
5. Hitung ordinat spektral dengan $D = u_o, V = 2\pi D/T_n, \text{dan } A = (2\pi/T_n)^2 D$
6. Ulangi Langkah 2 dan 5 untuk berbagai nilai T_n dan ξ untuk semua kemungkinan kasus.
7. Susun hasil secara grafis untuk menghasilkan tiga spektrum terpisah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.8 atau plot tripartit gabungan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.9.

Perlu dicatat bahwa meskipun tiga spektrum (perpindahan, kecepatan, dan percepatan) untuk gerakan tanah tertentu mengandung informasi yang sama, masing-masing memberikan kuantitas yang bermakna secara fisik. Spektrum perpindahan menunjukkan perpindahan puncak. Spektrum kecepatan berhubungan langsung dengan energi regangan puncak yang tersimpan dalam sistem. Spektrum percepatan berhubungan langsung dengan nilai puncak gaya statis ekivalen dan geser dasar.

Spektrum respons (Gambar 10.9) dapat dibagi menjadi tiga rentang periode:

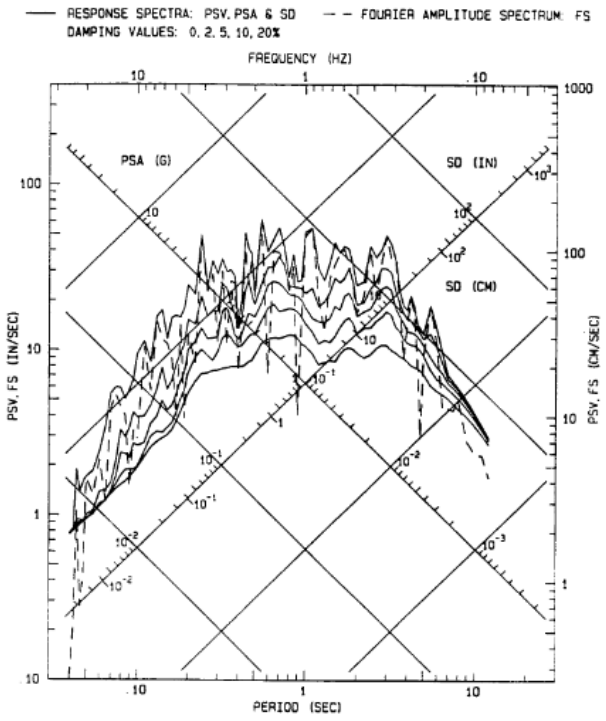
- Daerah sensitif percepatan (daerah periode sangat pendek): Struktur dengan periode sangat pendek sangat kaku dan diharapkan mengalami deformasi yang sangat sedikit. Massanya bergerak kaku bersama tanah dan percepatan puncaknya kira-kira sama dengan percepatan tanah.
- Daerah sensitif kecepatan (daerah periode menengah): Struktur dengan periode menengah merespons kecepatan tanah jauh lebih besar daripada parameter gerakan tanah lainnya.

- Daerah sensitif perpindahan (daerah periode sangat panjang): Struktur dengan periode sangat panjang sangat fleksibel dan diharapkan tetap diam sementara tanah bergerak. Deformasi puncaknya lebih dekat dengan perpindahan tanah. Respons struktural paling langsung terkait dengan perpindahan tanah.

Spektrum Desain Elastis

Karena desain jembatan seismik dimaksudkan untuk menahan gempa bumi di masa depan, penggunaan spektrum respons yang diperoleh dari gerakan gempa bumi masa lalu tertentu tidak tepat. Selain itu, nilai spektrum yang bergerigi pada rentang kecil akan membutuhkan akurasi yang tidak masuk akal dalam penentuan periode struktur. Juga tidak mungkin untuk memprediksi spektrum respons yang bergerigi dalam semua detailnya untuk gerakan tanah yang mungkin terjadi di masa depan.

Untuk mengatasi kekurangan ini, spektrum desain elastis, spektrum respons ideal yang dihaluskan, biasanya dikembangkan untuk mewakili amplop gerakan tanah yang direkam di lokasi selama gempa bumi masa lalu. Pengembangan spektrum desain elastis didasarkan pada analisis statistik spektrum respons untuk kumpulan gerakan tanah. Gambar 10.10 menunjukkan serangkaian spektrum desain elastis dalam Spesifikasi Desain Jembatan Caltrans. Gambar 10.11 menunjukkan spektrum respons percepatan spesifik proyek untuk Jembatan Sonoma Creek California.



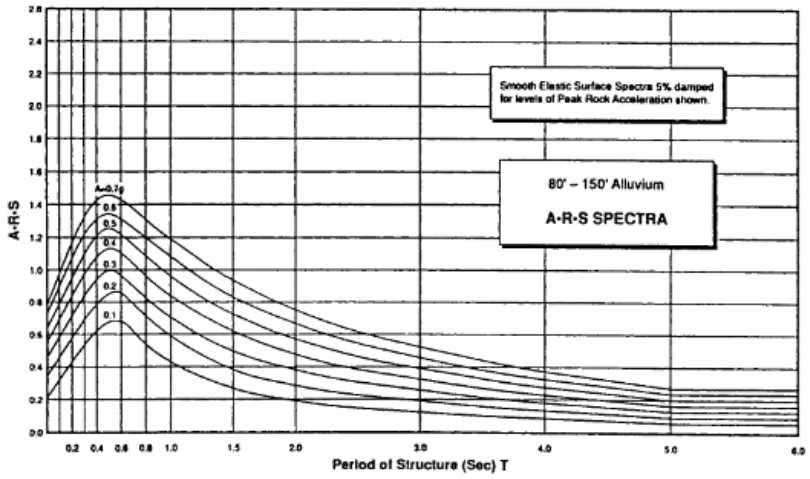
Gambar 10.9 Plot tripartit – spektrum respons (Gempa Bumi Northridge 1994, Stasiun Pemadam Kebakaran Arleta–Rordhoff Ave.).

Para insinyur harus menyadari perbedaan konseptual antara spektrum respons dan spektrum desain. Spektrum respons hanyalah respons puncak dari semua sistem SDOF yang

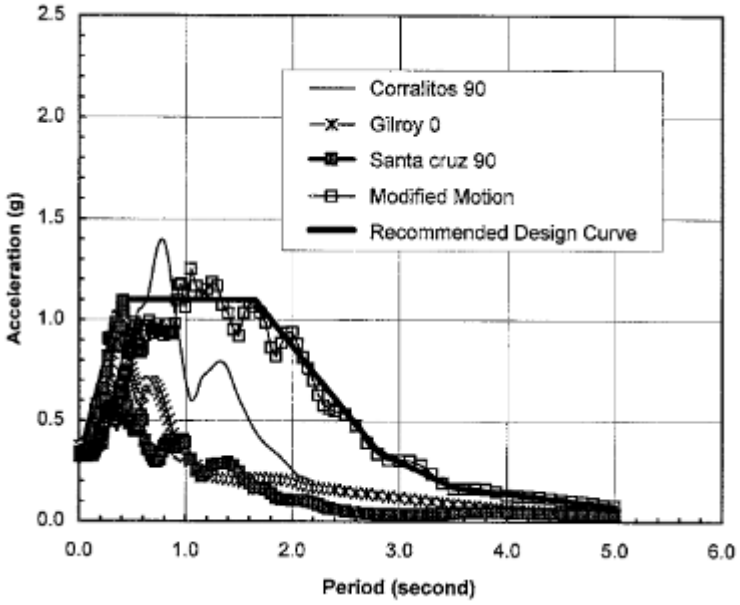
mungkin terjadi akibat gerakan tanah tertentu, sedangkan spektrum desain adalah tingkat gaya atau deformasi desain seismik yang ditentukan dan merupakan selubung dari dua spektrum desain elastis yang berbeda. Spektrum desain elastis memberikan dasar untuk menentukan gaya dan deformasi desain untuk sistem SDOF elastis.

Spektrum Respons Inelastis

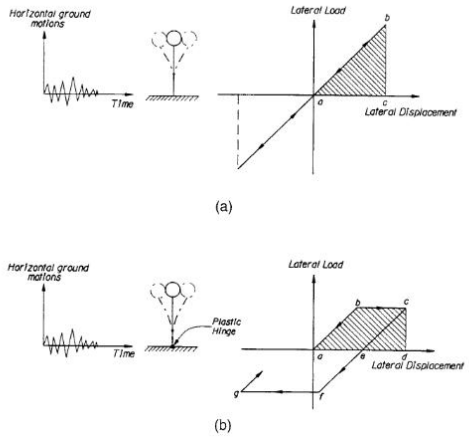
Struktur jembatan dapat mengalami perilaku inelastis selama gempa bumi besar. Respons elastis dan elastis-plastik tipikal dari SDOF ideal terhadap gerakan gempa bumi yang parah ditunjukkan pada Gambar 10.12. Energi seismik masukan yang diterima oleh struktur jembatan dihilangkan oleh peredaman viskos dan peleburan (deformasi inelastis lokal yang berubah menjadi panas dan bentuk energi lain yang tidak dapat dipulihkan). Baik redaman viskos maupun deformasi plastis mengurangi respons struktur inelastis dibandingkan dengan struktur elastis. Redaman viskos mewakili kehilangan gesekan internal struktur ketika mengalami deformasi dan kira-kira konstan karena sebagian besar bergantung pada material struktural. Deformasi plastis, di sisi lain, bervariasi tergantung pada material struktural, konfigurasi struktural, dan pola serta riwayat pembebanan. Redaman memiliki efek yang dapat diabaikan pada respons struktur untuk sistem periode panjang dan pendek dan paling efektif dalam mengurangi respons struktur untuk sistem periode menengah.



Gambar 10.10 Spektrum respons desain elastis tipikal Caltrans.



Gambar 10.11 Spektrum respons percepatan untuk Jembatan Sonoma Creek.



Gambar 10.12 Respons SDOF terhadap gerakan tanah gempa. (a) Sistem elastis; (b) sistem inelastis.

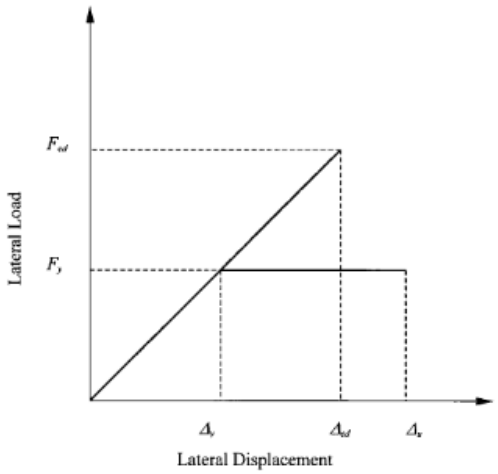
Dalam desain jembatan tahan gempa, tujuan utama adalah untuk memastikan bahwa suatu struktur mampu mengalami deformasi secara daktil ketika dikenai beban gempa yang lebih besar. Penting untuk mempertimbangkan respons inelastis dari sistem jembatan terhadap gempa besar. Meskipun analisis dinamis inelastis nonlinier tidak sulit secara konsep, hal ini membutuhkan pemodelan struktural yang cermat dan upaya komputasi yang intensif. Untuk mempertimbangkan perilaku seismik inelastis suatu struktur tanpa melakukan analisis inelastis nonlinier yang sebenarnya, metode faktor daktilitas dapat digunakan untuk memperoleh spektrum respons inelastis dari spektrum respons elastis. Daktilitas suatu struktur biasanya disebut sebagai faktor daktilitas perpindahan Δ yang didefinisikan oleh (Gambar 10.13):

$$\mu \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{10.11}$$

di mana Δ_u adalah kapasitas perpindahan maksimum dan Δ_u adalah perpindahan leleh. Pendekatan paling sederhana untuk mengembangkan spektrum desain inelastis adalah dengan memperkecil spektrum desain elastis dengan beberapa fungsi dari daktilitas yang tersedia dari sistem struktur:

$$ARS_{\text{inelastic}} = \frac{ARS_{\text{elastic}}}{f(\mu)} \tag{10.12}$$

$$f(\mu) = \begin{cases} 1 & \text{for } T_n \leq 0.03\ sec. \\ 2\,\mu - 1 & \text{for } 0.03\ sec. < T_n \leq 0.5\ sec. \\ \mu & \text{for } T_n \geq 0.5\ sec. \end{cases} \tag{10.13}$$



Gambar 10.13 Hubungan beban lateral–perpindahan.

Untuk periode yang sangat singkat (T_n ≤0,03 detik) di wilayah yang sensitif terhadap percepatan, kebutuhan perpindahan elastis Δ_{ed} lebih kecil daripada kapasitas perpindahan Δ_u (lihat Gambar 10.13). Faktor reduksi $f(\mu)$ = 1 menyiratkan bahwa struktur harus dirancang dan dipertahankan pada kondisi elastis untuk menghindari deformasi inelastis yang berlebihan. Untuk periode menengah ($0{,}03\ \text{detik} < T_n \leq 0{,}5\ \text{detik}$) di wilayah yang sensitif terhadap kecepatan, kebutuhan perpindahan elastis Δed mungkin lebih besar atau lebih kecil daripada kapasitas perpindahan Δ_u dan faktor reduksi didasarkan pada konsep energi yang sama. Untuk periode yang sangat panjang ($T_n > 0{,}5\text{detik}$) di wilayah yang sensitif terhadap perpindahan, faktor reduksi didasarkan pada konsep perpindahan yang sama.

Contoh sistem SDOF

Diberikan, Struktur jembatan SDOF ditunjukkan pada Gambar 10.14. Untuk menyederhanakan masalah, diasumsikan jembatan hanya bergerak searah longitudinal. Total hambatan terhadap gerakan longitudinal berupa gesekan pada bantalan dan ini dapat dianggap sebagai peredam. Asumsikan sifat-sifat berikut untuk struktur: rasio redaman $\xi = 0{,}05$, luas struktur atas A = 3,57 m^2, momen kolom $I_c = 0{,}1036\ m^4$, Ec kolom = 20.700 MPa,

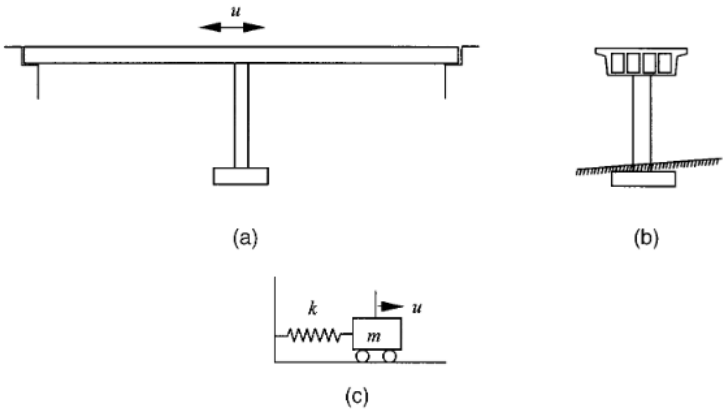
massa jenis material $\rho = 2400\ kg/\mathrm{m}^3$, panjang kolom $L_c = 9{,}14\ m$, dan panjang struktur atas $L_s = 36{,}6\ m$. Kurva respons percepatan struktur diberikan pada Gambar 10.11. Tentukan (1) periode alami struktur, (2) periode redaman struktur, (3) perpindahan maksimum struktur atas, dan (4) momen maksimum pada kolom.

Solusi

$$\text{Kekakuan: } k = \frac{12E_cI_c}{L_c} = \frac{12(20700 \times 10^6)(0.1036)}{9.14^3} = 33690301\ \text{N/m}$$

$$\text{Mass: } m = AL_s\,\rho = (3.57)(11.6)(2400) = 313.588.8\ \text{kg}$$

$$\text{Frekuensi melingkar alami: } \omega_\text{n} = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{33,690,301}{313,588.8}}$$



Gambar 10.14 Contoh jembatan SDOF. (a) Diagram skematik jembatan dua bentang; (b) tiang penyangga kolom tunggal; (c) model ekuivalen ideal untuk respons longitudinal.

$$\text{Frekuensi siklik alami: } f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{10.36}{2\pi} = 1.65\ \text{cycles/s}$$

$$\text{Periode alami struktur: } T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{1.65} = 0.606\ \text{s}$$

Frekuensi sudut teredam diberikan oleh

$$\omega_d = \omega_n\sqrt{1-\xi^2} = 10.36\sqrt{1-0.05^2} = 10.33\ \text{rad/s}$$

Periode redaman struktur diberikan oleh

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{2\pi}{10.33} = 0.608\ \text{s}$$

Dari kurva ARS, untuk periode 0,606 s, percepatan maksimum struktur akan menjadi 0,9 g = 1,13 × 9,82 = 11,10 m/s². Kemudian,

$$\text{Gaya yang bekerja pada massa} = m \times 11.10 = 313588.8 \times 11.10 = 3.48\text{MN}$$

$$\text{Perpindahan maksimum} = \frac{FL^3{}_c}{12EI_c} = \frac{3.48 \times 9.14^3}{12 \times 20700 \times 0.1036} = 0.103\text{m}$$

$$\text{Momen maksimum pada kolom} = \frac{FL_c}{2} = \frac{3.48 \times 9.14}{2} = 15.90 \text{ MN} - \text{m}$$

10.3 SISTEM MULTIDERAJAT KEBEBASAN

Pendekatan SDOF mungkin tidak berlaku untuk struktur kompleks seperti struktur rangka bertingkat dan jembatan dengan beberapa penyangga. Untuk memprediksi respons struktur kompleks, struktur tersebut didiskretisasi dengan beberapa anggota massa terkonsentrasi. Seiring bertambahnya jumlah massa terkonsentrasi, jumlah perpindahan yang diperlukan untuk menentukan posisi perpindahan semua massa juga meningkat. Respons sistem multiderajat kebebasan (MDOF) dibahas pada bagian ini.

Persamaan Gerak

Persamaan gerak sistem MDOF mirip dengan sistem SDOF, tetapi kekakuan **k**, massa **m**, dan redaman **c** adalah matriks. Persamaan gerak sistem MDOF di bawah gerak tanah dapat ditulis sebagai

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{C}]\{u\} = -[\mathbf{M}]\{\mathbf{B}\}\ddot{u}_{\text{g}} \qquad (10.14)$$

Matriks kekakuan $[\mathbf{K}]$ dapat diperoleh dari model analisis berbasis perpindahan statis standar dan mungkin memiliki suku di luar diagonal. Matriks massa [**M**], karena efek kopling massa yang dapat diabaikan, paling baik diekspresikan dalam bentuk massa terkonsentrasi yang berkontribusi pada derajat kebebasan perpindahan yang sesuai, menghasilkan matriks massa diagonal atau tidak terkopling. Matriks redaman [**C**] memperhitungkan semua mekanisme disipasi energi dalam struktur dan mungkin memiliki suku di luar diagonal. Vektor [**B**] adalah vektor transformasi perpindahan yang memiliki nilai 0 dan 1 untuk mendefinisikan derajat kebebasan tempat beban gempa diterapkan.

Getaran Bebas dan Mode Getaran

Untuk memahami respons sistem MDOF dengan lebih baik, kita pertama-tama melihat getaran bebas tanpa redaman dari sistem N derajat kebebasan (N-DOF).

Getaran Bebas Tanpa Redaman

Dengan menyamakan [**C**] dan $\ddot{u}_{\text{g}}$ dengan nol pada Persamaan (10.14), persamaan gerak getaran bebas tanpa redaman dari sistem N-DOF dapat ditunjukkan sebagai:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{K}]\{u\} = 0 \qquad (10.15)$$

di mana [**M**] dan [**K**] adalah matriks persegi $n \times n$.
Persamaan (10.15) kemudian dapat disusun ulang menjadi

$$\left[[\mathbf{K}] - \omega_n{}^2[\mathbf{M}]\right]\{\emptyset_n\} = 0 \tag{10.16}$$

di mana $\emptyset_n$ adalah matriks bentuk defleksi. Solusi untuk persamaan ini dapat diperoleh dengan menetapkan

$$\left|\left[[\mathbf{K}] - \omega_n{}^2[\mathbf{M}]\right]\right| = 0 \tag{10.17}$$

Akar atau nilai eigen dari Persamaan (10.17) akan menjadi N frekuensi alami dari sistem dinamis. Setelah frekuensi alami (ω_n) diperkirakan, Persamaan (10.16) dapat diselesaikan untuk matriks bentuk defleksi independen (atau vektor eigen) yang sesuai, $\emptyset_n$. Dengan kata lain, sistem bergetar dengan N-DOF akan memiliki *N* frekuensi alami (biasanya diurutkan dari terkecil hingga terbesar), periode alami T_n yang sesuai, dan N bentuk mode alami. Vektor eigen ini kadang-kadang disebut sebagai mode getaran alami atau bentuk mode getaran alami. Penting untuk menyadari bahwa vektor eigen atau bentuk mode hanya mewakili bentuk defleksi yang sesuai dengan frekuensi alami, bukan besaran defleksi sebenarnya.

Vektor eigen N dapat disusun dalam satu matriks persegi $n \times n$ $[\mathbf{\Phi}]$, matriks modal, di mana setiap kolom mewakili koefisien yang terkait dengan mode alami. Salah satu aspek penting dari bentuk mode ini adalah bahwa mereka ortogonal satu sama lain. Secara matematis,

$$\text{if } \omega_\text{n} \neq \omega_\text{r}, \quad \{\emptyset_n\}^T[K]\{\emptyset_r\} = 0 \quad \text{dan } \{\emptyset_n\}^T[K]\{\emptyset_r\} = 0 \tag{10.18}$$

$$[K^*] = [\Phi]^T[K][\Phi] \tag{10.19}$$

$$[M^*] = [\Phi]^T[M][\Phi] \tag{10.20}$$

di mana $[\mathbf{K}]$ dan $[\mathbf{M}]$ memiliki elemen non-diagonal, sedangkan $[\mathbf{K}^*]$ dan $[\mathbf{M}^*]$ adalah matriks diagonal.

Getaran Bebas Teredam

Ketika peredaman sistem MDOF disertakan, respons getaran bebas dari sistem teredam akan diberikan oleh

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}\} + [\mathbf{K}]\{u\} = 0 \tag{10.21}$$

Pergeseran pertama kali dinyatakan dalam bentuk mode alami, dan kemudian dikalikan dengan matriks mode alami yang telah ditransformasikan untuk mendapatkan ekspresi berikut:

$$[\mathbf{M}^*]\{\ddot{Y}\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{Y}\} + [\mathbf{K}^*]\{Y\} = 0 \tag{10.22}$$

di mana, $[\mathbf{M}^*]$ dan $[\mathbf{K}^*]$ adalah matriks diagonal yang diberikan oleh Persamaan (10.19) dan (10.20) dan

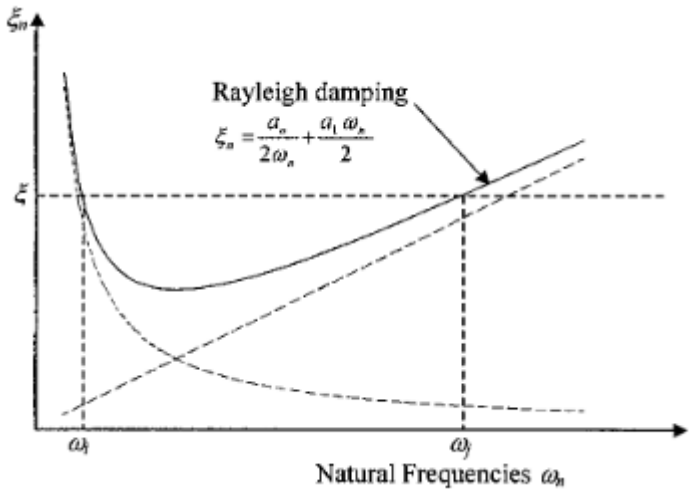
$$[\mathbf{C}^*] = [\mathbf{\Phi}]^T[\mathbf{C}][\mathbf{\Phi}] \tag{10.23}$$

Sementara $[\mathbf{M}^*]$ dan $[\mathbf{K}^*]$ adalah matriks diagonal, $[\mathbf{C}^*]$mungkin memiliki suku di luar diagonal. Ketika $[\mathbf{C}^*]$memiliki suku di luar diagonal, matriks redaman disebut sebagai matriks redaman nonklasik atau nonproporsional. Ketika diagonal, ia disebut sebagai matriks redaman klasik atau proporsional. Redaman klasik merupakan idealisasi yang tepat ketika mekanisme redaman serupa didistribusikan di seluruh struktur. Idealisasi redaman nonklasik tepat untuk analisis ketika mekanisme redaman berbeda secara signifikan dalam suatu sistem struktural.

Karena sebagian besar struktur jembatan didominasi oleh satu jenis material konstruksi, struktur jembatan dapat diidealkan sebagai sistem struktural redaman klasik. Dengan demikian, matriks redaman pada Persamaan (10.22) akan menjadi matriks diagonal untuk sebagian besar struktur jembatan. Dan, persamaan bentuk mode ke-n atau persamaan modal ke-n yang digeneralisasi diberikan oleh

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega^2 Y_n = 0 \tag{10.24}$$

Persamaan (10.24) mirip dengan Persamaan (10.7) dari sistem SDOF. Selain itu, sifat getaran dari setiap mode dapat ditentukan dengan menyelesaikan Persamaan (10.24).



Gambar 10.15 Variasi Redaman Rayleigh Dengan Frekuensi Alami.

Redaman Rayleigh

Redaman suatu struktur berkaitan dengan jumlah energi yang hilang selama gerakannya. Dapat diasumsikan bahwa sebagian energi hilang karena deformasi, dan dengan demikian redaman dapat diidealkan sebanding dengan kekakuan struktur. Mekanisme lain dari disipasi energi dapat dikaitkan dengan massa struktur, dan dengan demikian redaman

diidealkan sebanding dengan massa struktur. Dalam redaman Rayleigh, diasumsikan bahwa redaman sebanding dengan massa dan kekakuan struktur.

$$[\mathbf{C}] = a_o[\mathbf{M}] + a_1[\mathbf{K}] \tag{10.25}$$

Redaman umum dari mode ke-n kemudian diberikan oleh

$$C_n = a_o M_n + a_1 K_n \tag{10.26}$$

$$C_n = a_o M_n + a_1 \omega_n{}^2 M_n \tag{10.27}$$

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n\omega_n} \tag{10.28}$$

$$\xi_n = \frac{a_o}{2}\frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2}\omega_n \tag{10.29}$$

Gambar 10.15 menunjukkan variasi redaman Rayleigh terhadap frekuensi alami. Koefisien a_o dan a_1 dapat ditentukan dari rasio redaman yang ditentukan pada dua mode dominan independen (misalnya, mode ke-i^{th} dan ke-j^{th}). Mengekspresikan Persamaan (10.29) untuk kedua mode ini akan menghasilkan persamaan berikut:

$$\xi = \frac{a_o}{2}\frac{1}{\omega_i} + \frac{a_1}{2}\omega_i \tag{10.30}$$

$$\xi_j = \frac{a_o}{2}\frac{1}{\omega_j} + \frac{a_1}{2}\omega_j \tag{10.31}$$

Ketika rasio redaman pada mode ke-i^{th} dan ke-j^{th} sama dan bernilai ξ, dapat ditunjukkan bahwa

$$a_o = \xi\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \qquad a_o = \xi\frac{2}{\omega_i + \omega_j} \tag{10.32}$$

Penting untuk dicatat bahwa rasio redaman pada mode antara mode ke-i^{th} dan ke-j^{th} kurang dari ξ. Dan, dalam masalah praktis, rasio redaman yang ditentukan harus dipilih untuk memastikan nilai yang wajar pada semua bentuk mode yang terletak di antara bentuk mode ke-i dan ke-j.

Analisis Modal dan Faktor Partisipasi Modal

Pada bagian sebelumnya, kita telah membahas sifat getaran dasar dari sistem MDOF. Sekarang, kita akan melihat respons sistem MDOF terhadap gerakan tanah gempa bumi. Persamaan gerak dasar MDOF untuk gerakan tanah gempa bumi yang diberikan oleh Persamaan (10.14) diulangi di sini:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}\} + [\mathbf{K}]\{u\} = -[\mathbf{M}]\{B\}\ddot{u_g}$$

Pergeseran tersebut pertama kali dinyatakan dalam bentuk mode alami, dan kemudian dikalikan dengan matriks mode alami yang telah ditransformasikan untuk mendapatkan ekspresi berikut:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{Y}\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{Y}\} + [\mathbf{K}^*]\{Y\} = -[\mathbf{\Phi}]^T[\mathbf{M}]\{B\}\ddot{u_g} \quad (10.33)$$

Dan, persamaan bentuk mode ke-n diberikan oleh

$$M_n^*\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n M_n^* Y_n + \omega^2 M_n\dot{Y}_n = L_n\ddot{u_g} \quad (10.34)$$

Dimana

$$M_n^*\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n M_n^* Y_n + \omega^2 M_n\dot{Y}_n = L_n\ddot{u_g} \quad (10.34)$$

$$M_n^* = \{\emptyset_n\}^T[\mathbf{M}]\{\emptyset_n\} \quad (10.35)$$

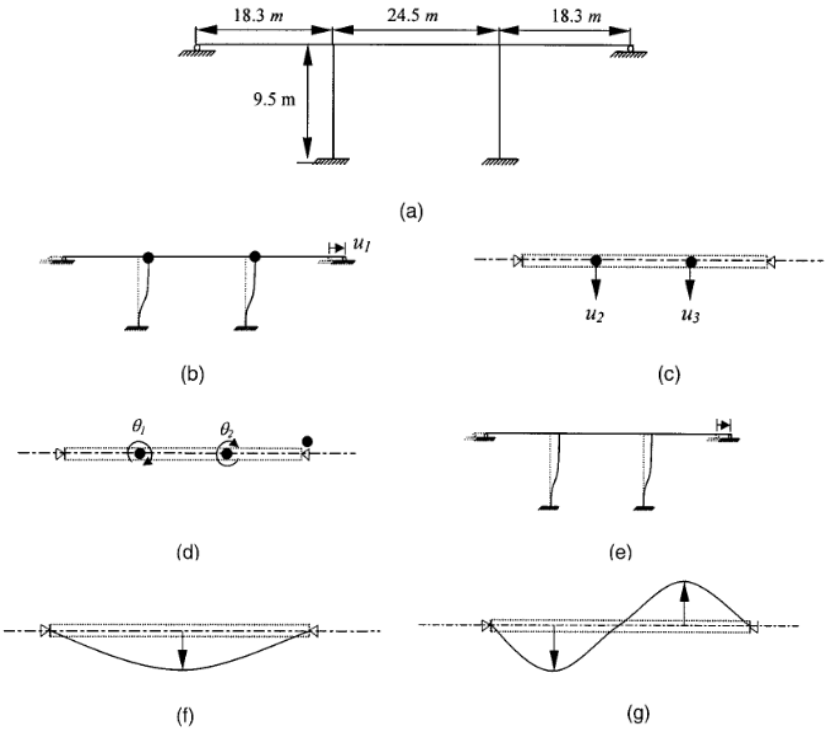
$$L_n = -\{\emptyset_n\}^T[\mathbf{M}][\mathbf{B}] \quad (10.36)$$

L_n disebut sebagai faktor partisipasi modal dari mode ke-n. Dengan membagi Persamaan (10.34) dengan M_n^*, persamaan modal umum dari mode ke-n menjadi

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n + \omega^2 Y_n = \left(\frac{L_n}{M_n^*}\right)\ddot{u_g} \quad (10.37)$$

Persamaan (10.34) mirip dengan persamaan gerak sistem SDOF, dan dengan demikian Yn dapat ditentukan dengan menggunakan metode yang mirip dengan yang dijelaskan untuk sistem SDOF. Setelah Y_n ditetapkan, perpindahan akibat mode ke-n akan diberikan oleh $u_n(t) = \emptyset_n Y_n(t)$. Perpindahan total akibat kombinasi semua bentuk mode kemudian dapat ditentukan dengan menjumlahkan semua perpindahan untuk setiap mode dan diberikan oleh

$$u(t) = \sum \emptyset_n Y_n(t) \quad (10.38)$$



Gambar 10.16 Struktur jembatan rangka kontinu tiga bentang contoh MDOF. (a) Diagram skematik; (b) derajat kebebasan longitudinal; (c) derajat kebebasan transversal; (d) derajat kebebasan rotasional; (e) bentuk mode 1; (f) bentuk mode 2; (g) bentuk mode 3.

Pendekatan ini terkadang disebut sebagai metode superposisi mode klasik. Mirip dengan estimasi perpindahan total, gaya elemen juga dapat diestimasi dengan menambahkan gaya elemen untuk setiap bentuk mode.

Contoh Sistem MDOF

Diberikan, Jembatan yang ditunjukkan pada Gambar 10.16 adalah struktur rangka kontinu tiga bentang. Detail jembatan adalah sebagai berikut: panjang bentang adalah 18,3, 24,5, dan 18,3 m; panjang kolom adalah 9,5 m; luas struktur atas adalah 5,58 m2; momen inersia struktur atas adalah 70,77 m4; Momen inersia kolom adalah 0,218 m4; modulus elastisitas beton adalah 20.700 MPa. Tentukan mode dan frekuensi getaran jembatan tersebut.

Solusi, Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.16b, c, dan d, lima derajat kebebasan tersedia untuk struktur ini. Matriks kekakuan dan massa diestimasi secara terpisah dan hasilnya diberikan di sini.

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} 126318588 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1975642681 & -1194370500 & -1520122814 & -14643288630 \\ 0 & -1194370500 & 1975642681 & 14643288630 & 1520122814 \\ 0 & -1520122814 & 14643288630 & 479327648712 & 119586857143 \\ 0 & -14643288630 & 1520122814 & 119586857143 & 479327648712 \end{bmatrix}$$

$$[\mathbf{M}] = \begin{bmatrix} 81872 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 286827 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 286827 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Prosedur kondensasi akan menghilangkan derajat kebebasan rotasi dan akan menghasilkan tiga derajat kebebasan. (Prosedur kondensasi dilakukan secara terpisah dan hasilnya diberikan di sini.) Persamaan gerak getaran bebas struktur adalah

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\}$$

Dengan mensubstitusikan matriks kekakuan dan massa yang dipadatkan ke dalam persamaan di atas, diperoleh

$$\begin{bmatrix} 81872 & 0 & 0 \\ 0 & 286827 & 0 \\ 0 & 0 & 286827 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 126318588 & 0 & 0 \\ 0 & 1975642681 & -1194370500 \\ 0 & -1194370500 & 1975642681 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Persamaan di atas dapat disusun ulang dalam bentuk berikut:

$$\frac{1}{\omega^2}[M]^{-1}[K]\{\emptyset\} = \{\emptyset\}$$

Substitusi nilai yang sesuai ke dalam ekspresi di atas memberikan hasil berikut.

$$\frac{1}{\omega_n^2} \begin{bmatrix} \frac{1}{818172} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{286827} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{286827} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 126318588 & 0 & 0 \\ 0 & 1518171572 & -1215625977 \\ 0 & -1215625977 & 1518171572 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \emptyset_{1n} \\ \emptyset_{2n} \\ \emptyset_{3n} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \emptyset_{1n} \\ \emptyset_{2n} \\ \emptyset_{3n} \end{Bmatrix}$$

$$\frac{1}{\omega_n^2} \begin{bmatrix} 154.39 & 0 & 0 \\ 0 & 5292.9 & -4238.2 \\ 0 & -4238.2 & 5292.9 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \emptyset_{1n} \\ \emptyset_{2n} \\ \emptyset_{3n} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \emptyset_{1n} \\ \emptyset_{2n} \\ \emptyset_{3n} \end{Bmatrix}$$

Dengan mengasumsikan mode getaran yang berbeda, frekuensi alami struktur dapat diperkirakan. Substitusi mode getaran $\{1\ 0\ 0\}^T$ akan menghasilkan frekuensi alami pertama.

$$\frac{1}{\omega_n^2} \begin{bmatrix} 154.39 & 0 & 0 \\ 0 & 5292.9 & -4238.2 \\ 0 & -4238.2 & 5292.9 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \frac{1}{\omega_n^2} \begin{bmatrix} 154.39 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Dengan demikian, $\omega_n^2 = 154.39$ dan 12.43 rad / s

Dengan mensubstitusikan mode getaran $\{0\ 1\ 1\}^T$ dan $\{0\ 1\ -1\}^T$ ke dalam persamaan di atas

Eksitasi Dukungan Ganda

Sejauh ini kita telah mengasumsikan bahwa semua dukungan dari suatu sistem struktur mengalami gerakan tanah yang sama. Asumsi ini berlaku untuk struktur dengan dukungan fondasi yang berdekatan. Namun, untuk struktur jembatan bentang panjang, dukungannya mungkin berjarak jauh. Seperti yang dijelaskan pada Bagian 10.1., gerakan tanah di suatu lokasi bergantung pada lapisan tanah lokal dan jarak dari episentrum.

Dengan demikian, struktur jembatan dengan dukungan yang terletak jauh satu sama lain dapat mengalami eksitasi tanah yang berbeda. Misalnya, Gambar 10.17c, d, dan e menunjukkan prediksi gerakan gempa bumi di Pier W3 dan Pier W6 dari Jembatan Teluk San Francisco–Oakland (SFOBB) di California. Jarak antara Pier W3 dan Pier W6 dari SFOBB adalah sekitar 1411 m. Eksitasi ini diprediksi oleh Departemen Transportasi California dengan mempertimbangkan sifat tanah dan batuan di sekitar SFOBB dan pergerakan tanah yang diharapkan di patahan San Andreas dan Hayward. Perhatikan bahwa gerakan Bumi di Pilar W3 dan Pilar W6 sangat berbeda.

Lebih lanjut, Gambar 10.17c, d, dan e menunjukkan bahwa gerakan Bumi tidak hanya bervariasi dengan lokasi, tetapi juga bervariasi dengan arah. Dengan demikian, untuk mengevaluasi respons struktur jembatan yang panjang, ditopang oleh banyak penyangga, dan rumit, penggunaan eksitasi gempa bumi aktual di setiap penyangga direkomendasikan.

Persamaan gerak eksitasi multi-penyangga akan mirip dengan Persamaan (10.14), tetapi satu-satunya perbedaan adalah sekarang $\{B\}\ddot{u_{\mathrm{g}}}$ digantikan oleh susunan perpindahan $\{\ddot{u}_{\mathrm{g}}\}$ Dan, persamaan gerak untuk sistem multi-penyangga menjadi

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}\} + [\mathbf{K}]\{u\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{u}_{\mathrm{g}}\} \tag{10.39}$$

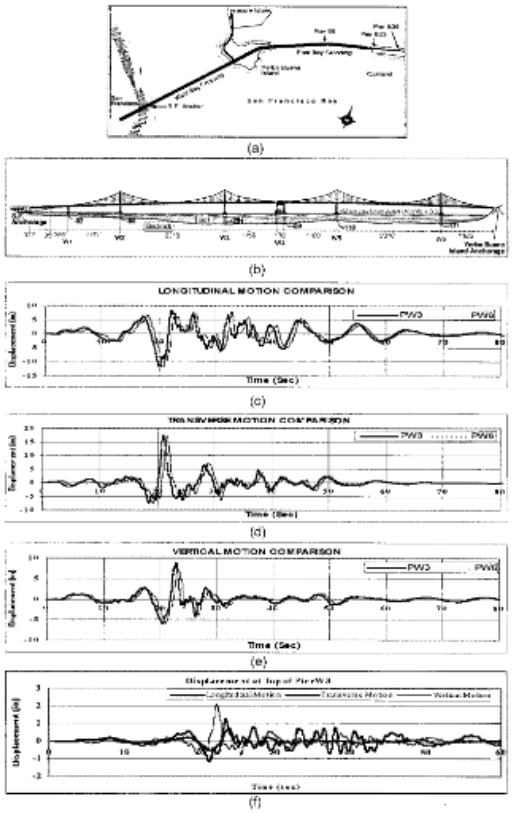
di mana $\{\ddot{u}_{\mathrm{g}}\}$ memiliki percepatan di setiap lokasi tumpuan dan bernilai nol di lokasi tanpa tumpuan. Dengan menggunakan prosedur pemisahan yang dijelaskan di bagian sebelumnya, persamaan modal dari mode ke-n dapat ditulis sebagai

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n\omega_{\mathrm{n}}\dot{Y}_n + \omega^2\, Y_n = -\sum_{I=1}^{N_{\mathrm{g}}} \frac{L_n}{M_n^*}\ddot{u}_{\mathrm{g}} \tag{10.40}$$

di mana N_{g} adalah jumlah total penyangga yang tereksitasi secara eksternal. Respons deformasi mode ke-n kemudian dapat ditentukan seperti yang dijelaskan pada bagian sebelumnya. Setelah respons perpindahan struktur untuk semua bentuk mode diperkirakan, respons dinamis total dapat diperoleh dengan menggabungkan perpindahan tersebut.

Analisis Riwayat Waktu

Ketika struktur memasuki rentang nonlinier, atau memiliki sifat redaman nonklasik, analisis modal tidak dapat digunakan. Metode integrasi numerik, yang kadang-kadang disebut sebagai analisis riwayat waktu, diperlukan untuk mendapatkan respons struktur yang lebih akurat.



Gambar 10.17 Jembatan San Francisco–Oakland Bay. (a) Peta sekitar; (b) elevasi rencana umum; (c) gerakan longitudinal pada permukaan batuan; (d) gerakan transversal pada permukaan batuan; (e) gerakan vertikal pada permukaan batuan; (f) respons perpindahan di puncak Pilar W3.

Dalam analisis riwayat waktu, skala waktu dibagi menjadi serangkaian langkah yang lebih kecil, $d_{□}$.. Katakanlah respons pada interval waktu ke-i telah ditentukan dan dilambangkan dengan $\ddot{u}_i$, $\ddot{u}_i$, $\ddot{u}_i$. Maka, respons sistem pada interval waktu ke-i akan memenuhi persamaan gerak (Persamaan 10.39).

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}_i\} + [\mathbf{C}]\{\dot{u}_i\} + [\mathbf{K}]\{u_i\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{u}_{\mathrm{gi}}\} \tag{10.41}$$

Metode langkah waktu memungkinkan kita untuk melangkah maju dan menentukan respons $u_{□1}$,$\dot{u}_{□1}$,$\ddot{u}_{□1}$ pada interval waktu $i + 1^{th}$ dengan memenuhi Persamaan (10.39). Dengan demikian, persamaan gerak pada interval waktu $i + 1^{th}$ akan menjadi

$$[\mathrm{M}]\{\ddot{u}_{i+1}\} + [\mathrm{C}]\{\dot{u}_{i+1}\}[\mathrm{K}]\{u_{i+1}\} = -[\mathrm{M}]\{\ddot{u}_{\mathrm{gi+1}}\} \tag{10.42}$$

Persamaan (10.42) perlu diselesaikan sebelum melanjutkan ke langkah waktu berikutnya. Dengan menelusuri semua langkah waktu, respons aktual struktur dapat ditentukan pada semua saat.

Contoh Analisis Riwayat Waktu

Pilar W3 dari SFOBB dimodelkan menggunakan program ADINA dan analisis nonlinier dilakukan menggunakan riwayat waktu perpindahan. Riwayat waktu perpindahan dalam tiga arah diterapkan di bagian bawah Pilar W3 dan respons Pilar W3 dipelajari untuk memperkirakan beban pada Pilar W3. Salah satu hasilnya, respons perpindahan di bagian atas Pilar W3, ditunjukkan pada Gambar 10.17f.

10.4 ANALISIS SPEKTRUM RESPONS

Analisis spektrum respons adalah metode perkiraan analisis dinamis yang memberikan respons maksimum (percepatan, kecepatan, atau perpindahan) dari sistem SDOF dengan rasio redaman yang sama, tetapi dengan frekuensi alami yang berbeda, merespons eksitasi seismik tertentu. Model struktur dengan n derajat kebebasan dapat ditransformasikan menjadi n sistem derajat tunggal dan prinsip spektrum respons dapat diterapkan pada sistem dengan banyak derajat kebebasan. Untuk sebagian besar jembatan biasa, riwayat waktu lengkap tidak diperlukan. Karena desain umumnya didasarkan pada respons gempa maksimum, analisis spektrum respons mungkin merupakan metode yang paling umum digunakan di kantor desain untuk menentukan respons struktural maksimum akibat pembebanan transien. Pada bagian ini, kita akan membahas prosedur dasar analisis spektrum respons untuk struktur jembatan.

Analisis Spektral Mode Tunggal

Analisis spektral mode tunggal didasarkan pada asumsi bahwa gaya desain gempa untuk struktur merespons terutama pada mode getaran pertama. Metode ini paling cocok untuk jembatan elastis linier reguler untuk menghitung gaya dan deformasi, tetapi tidak berlaku untuk jembatan tidak beraturan (bentang tidak seimbang, kekakuan yang tidak sama pada kolom, dan lain-lain.) karena mode getaran yang lebih tinggi memengaruhi distribusi gaya dan perpindahan yang dihasilkan secara signifikan. Metode ini dapat diterapkan pada struktur atas jembatan kontinu dan non-kontinu baik dalam arah longitudinal maupun transversal. Fleksibilitas pondasi pada abutmen dapat dimasukkan dalam analisis.

Analisis mode tunggal didasarkan pada metode energi Rayleigh — metode perkiraan yang mengasumsikan bentuk getaran untuk suatu struktur. Periode alami struktur kemudian dihitung dengan menyamakan energi potensial dan kinetik maksimum yang terkait dengan bentuk yang diasumsikan. Gaya inersia $p_e(x)$ dihitung menggunakan periode alami, dan gaya serta perpindahan desain kemudian dihitung menggunakan analisis statis. Prosedur detailnya dapat dijelaskan dalam langkah-langkah berikut:

1. Terapkan pembebanan seragam p_o di sepanjang struktur dan hitung perpindahan statis yang sesuai $u_s(x)$. Defleksi struktur di bawah pembebanan gempa, $u_s(x,t)$kemudian didekati oleh fungsi bentuk, $u_s(x)$, dikalikan dengan fungsi amplitudo umum, $u(t)$, yang memenuhi kondisi batas geometris sistem struktural. Defleksi dinamis ini ditunjukkan sebagai

$$u(x,t) = u_s(x)u(t) \tag{10.43}$$

2. Hitung parameter umum α, β, dan γ menggunakan persamaan berikut:

$$\alpha = \int u_s(x)\, dx \tag{10.44}$$

$$\beta = \int w(x) u_s(x) dx \tag{10.45}$$

$$\gamma = \int w(x)[u_s(x)]^2\, dx \tag{10.46}$$

di mana $w(x)$ adalah berat beban mati struktur atas jembatan dan struktur bawah yang ditanggungnya.

3. Hitung periode T_n

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} \tag{10.47}$$

di mana g adalah percepatan gravitasi (mm/s^2).

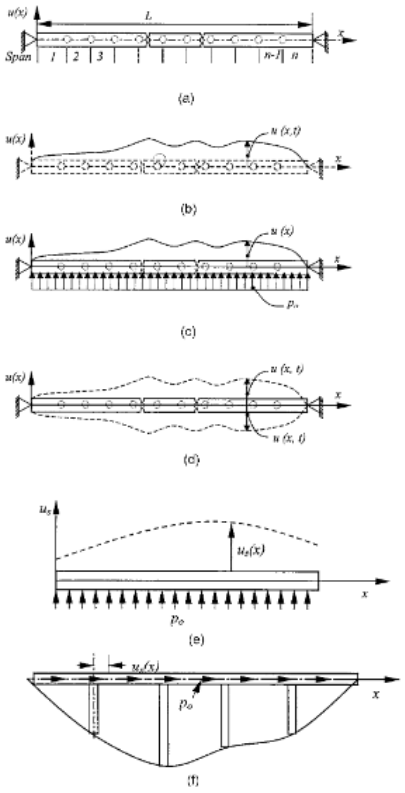
4. Hitung beban statis $p_e(x)$ yang mendekati efek inersia yang terkait dengan perpindahan $u_s(x)$ menggunakan kurva ARS atau persamaan berikut:

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) u_s(x) \tag{10.48}$$

$$C_{sm} = \frac{1.2\, AS}{T_m^{2/3}} \tag{10.49}$$

di mana C_{sm} adalah koefisien respons seismik elastis tak berdimensi; A adalah koefisien percepatan dari peta koefisien percepatan; S adalah koefisien tanah tak berdimensi berdasarkan tipe profil tanah; T_n adalah periode struktur seperti yang ditentukan di atas; $p_e(x)$ adalah intensitas beban seismik statis ekivalen yang diterapkan untuk mewakili mode getaran utama (N/mm).

5. Terapkan beban $p_e(x)$ yang telah dihitung ke struktur seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.18 dan hitung defleksi struktur dan gaya anggota.



Gambar 10.18 Metode analisis spektral mode tunggal. (a) Tampak atas jembatan yang dikenai gerakan gempa transversal. (b) Fungsi perpindahan yang menggambarkan posisi transversal dek jembatan. (c) Bentuk defleksi akibat beban statis seragam. (d) Getaran bebas transversal jembatan dalam bentuk mode yang diasumsikan. (e) Beban transversal (f) Beban longitudinal.

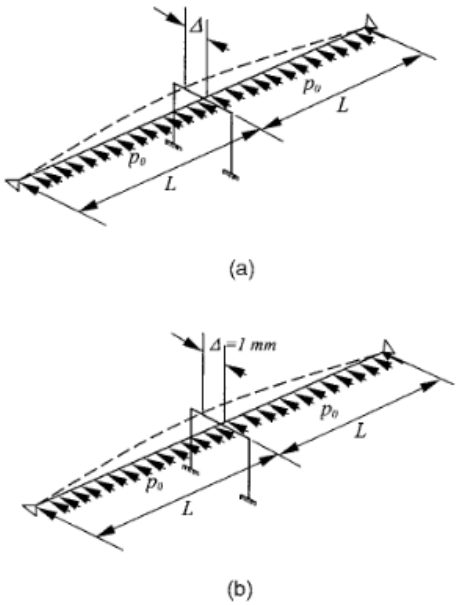
Metode ini merupakan prosedur iteratif, dan perhitungan sebelumnya digunakan sebagai parameter masukan untuk iterasi baru yang menghasilkan periode dan bentuk defleksi baru. Proses ini dilanjutkan hingga bentuk yang diasumsikan sesuai dengan bentuk mode fundamental.

Metode Beban Seragam

Metode beban seragam pada dasarnya adalah metode statis ekuivalen yang menggunakan beban lateral seragam untuk menghitung efek beban seismik. Untuk struktur jembatan sederhana dengan penyelarasan yang relatif lurus, kemiringan kecil, kekakuan seimbang, substruktur yang relatif ringan, dan tanpa engsel, metode beban seragam dapat diterapkan untuk menganalisis struktur terhadap beban seismik. Metode ini tidak cocok untuk jembatan dengan substruktur yang kaku seperti dinding pilar. Metode ini mengasumsikan kontinuitas struktur dan mendistribusikan gaya gempa ke semua elemen jembatan dan didasarkan pada mode getaran fundamental baik dalam arah longitudinal maupun transversal.

Periode getaran diambil sebagai periode osilator pegas-massa tunggal ekuivalen. Perpindahan maksimum yang terjadi di bawah beban seragam sembarang digunakan untuk menghitung kekakuan pegas ekuivalen. Koefisien respons elastis seismik C_{sm} atau kurva ARS kemudian digunakan untuk menghitung beban seismik seragam ekivalen, yang digunakan

untuk menghitung perpindahan dan gaya. Langkah-langkah berikut menguraikan metode beban seragam:



Gambar 10.19 Idealisasi struktur dan bentuk defleksi untuk metode beban seragam. (a) Idealisasi struktur; (b) bentuk defleksi dengan perpindahan maksimum 1 mm.

1. Idealisasikan struktur menjadi model yang disederhanakan dan terapkan beban horizontal seragam (p_o) sepanjang jembatan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.19. Beban ini memiliki satuan gaya/panjang satuan dan dapat diatur secara sembarang sama dengan 1 N/mm.
2. Hitung perpindahan statis $u_s(x)$ di bawah beban seragam p_o menggunakan analisis statis.
3. Hitung perpindahan maksimum $u_{s.max}$ dan sesuaikan dengan 1 mm dengan menyesuaikan beban seragam p_o.
4. Hitung kekakuan lateral jembatan K menggunakan persamaan berikut:

$$K = \frac{p_o L}{u_{s,max}} \tag{10.50}$$

di mana L adalah panjang total jembatan (mm); dan $u_{s,max}$ adalah perpindahan maksimum (mm).

5. Hitung berat total W dari struktur termasuk elemen struktural dan beban relevan lainnya seperti dinding pilar, abutmen, kolom, dan pondasi, dengan

$$W = \int w(x)dx \tag{10.51}$$

di mana $w(x)$ adalah beban mati nominal tanpa faktor dari struktur atas jembatan dan struktur bawah yang ditanggungnya.

6. Hitung periode struktur T_n menggunakan persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2\pi}{31.623}\sqrt{\frac{W}{gK}} \tag{10.52}$$

di mana g adalah percepatan gravitasi (m/s^2).

7. Hitung gaya gempa statis ekivalen p_e menggunakan kurva ARS atau menggunakan persamaan berikut:

$$p_e = \frac{C_{sm}W}{L} \tag{10.53}$$

8. Hitung lendutan struktur dan gaya pada elemen struktur dengan menerapkan gaya p_e pada struktur.

Analisis Spektral Multimode

Metode analisis spektral multimode lebih canggih daripada analisis spektral single-mode dan sangat efektif dalam menganalisis respons struktur elastis linier yang lebih kompleks terhadap eksitasi gempa bumi. Metode ini sesuai untuk struktur dengan geometri, massa, atau kekakuan yang tidak beraturan. Ketidakberaturan ini menyebabkan kopling dalam tiga arah ortogonal dalam setiap mode getaran. Selain itu, untuk jembatan-jembatan ini, beberapa mode getaran berkontribusi pada respons lengkap struktur. Analisis spektral multimode biasanya dilakukan dengan memodelkan struktur jembatan yang terdiri dari elemen rangka tiga dimensi dengan massa struktural yang terkonsentrasi di berbagai lokasi untuk mewakili mode getaran komponen. Biasanya, lima elemen per bentang sudah cukup untuk mewakili tiga mode getaran pertama. Aturan umum yang berlaku adalah, untuk menangkap mode getaran ke-i, bentang harus memiliki setidaknya $(2i - 1)$ elemen.

Untuk struktur bentang panjang, lebih banyak elemen harus digunakan untuk menangkap semua mode getaran yang berkontribusi. Untuk mendapatkan respons yang wajar, jumlah mode harus sama dengan setidaknya tiga kali jumlah bentang. Analisis ini biasanya dilakukan dengan program komputer analisis dinamis seperti ADINA, GTSTRUDL, SAP2000, ANSYS, dan NASTRAN. Untuk jembatan dengan penyangga luar, penyangga C, dan penyangga kolom tunggal, momen inersia rotasi struktur atas harus disertakan. Diskontinuitas pada engsel dan abutmen harus disertakan dalam model. Kolom dan pilar harus memiliki simpul perantara pada titik seperempat selain simpul di ujung kolom.

Dengan menggunakan program yang disebutkan di atas, frekuensi, bentuk mode, gaya anggota, dan perpindahan sambungan dapat dihitung. Langkah-langkah berikut merangkum persamaan yang digunakan dalam analisis spektral multi-mode.

1. Hitung bentuk mode tak berdimensi $\{\emptyset_i\}$ dan frekuensi yang sesuai $\emptyset_i$ dengan

$$\left[[\mathbf{K}] - \omega^2[\mathbf{M}]\right]\{u\} = 0 \tag{10.54}$$

Di mana

$$u_i = \sum_{j=1}^{n} \emptyset_j y_j = \Phi y_i \tag{10.55}$$

$y_j =$ amplitudo modal dari mode ke-j; $\emptyset_j$faktor bentuk dari mode ke-j^{th} ; Φ matriks bentuk mode. Periode untuk mode ke-i^{th} kemudian dapat dihitung dengan

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} (i = 1,2, \ldots., n) \tag{10.56}$$

2. Tentukan amplitudo mode absolut maksimum untuk seluruh riwayat waktu yang diberikan oleh

$$Y_i(t)_{max} = \frac{T_i^2 S_a(\xi_i, T_i)}{4\pi^2} \frac{\{\emptyset_i\}^T[\mathbf{M}]\{B\}\ddot{u}_g}{\{\emptyset_i\}^T \ [\mathbf{M}]\ \{\emptyset_i\}} \tag{10.57}$$

di mana $S_a\xi_i, T_i = gC_{sm}$ (adalah nilai spektral respons percepatan; Csm adalah koefisien respons seismik elastis untuk mode *m* = 1.2 *AS* $T^{2/3}$; A adalah koefisien percepatan dari peta koefisien percepatan; S adalah koefisien tanah tak berdimensi berdasarkan jenis profil tanah; T_n adalah periode mode getaran ke-n^{th}.

3. Hitung nilai kuantitas respons Z(t) (geser, momen, perpindahan) menggunakan persamaan berikut:

$$Y_i(t) = \sum_{i=1}^{n} A_i Y_i(t) \tag{10.58}$$

di mana koefisien A_i adalah fungsi dari matriks bentuk mode (∅) dan hubungan gaya-perpindahan.

4. Hitung nilai maksimum $Z(t)$ selama gempa bumi menggunakan metode kombinasi mode yang dijelaskan di bagian selanjutnya.

Aturan Kombinasi Mode

Metode kombinasi mode adalah alat yang sangat berguna untuk menganalisis jembatan dengan sejumlah besar derajat kebebasan. Dalam sistem struktur linier, respons maksimum dapat diperkirakan dengan kombinasi mode setelah menghitung frekuensi alami dan bentuk mode struktur menggunakan analisis getaran bebas. Respons maksimum tidak dapat dihitung dengan menambahkan respons maksimum dari setiap mode karena mode yang berbeda mencapai nilai maksimumnya pada waktu yang berbeda.

Jumlah absolut dari kontribusi modal individu memberikan batas atas yang umumnya sangat konservatif dan tidak disarankan untuk desain. Ada beberapa metode empiris atau statistik yang berbeda yang tersedia untuk memperkirakan respons maksimum suatu struktur

dengan menggabungkan kontribusi dari berbagai mode getaran dalam analisis spektral. Dua metode yang umum digunakan adalah akar kuadrat dari jumlah kuadrat (SRSS) dan kombinasi kuadrat lengkap (CQC).

Untuk struktur tanpa redaman, hasil yang dihitung menggunakan metode CQC identik dengan hasil yang menggunakan metode SRSS. Untuk struktur dengan bentuk mode dominan yang berdekatan, metode CQC akurat sedangkan SRSS memperkirakan hasil yang tidak akurat. Mode yang berdekatan adalah mode yang berada dalam rentang 10% satu sama lain dalam hal frekuensi alami. Metode SRSS cocok untuk memperkirakan respons maksimum total untuk struktur dengan mode yang berjarak baik. Secara teoritis, semua bentuk mode harus disertakan untuk menghitung respons, tetapi lebih sedikit bentuk mode yang dapat digunakan ketika partisipasi massa yang sesuai lebih dari 85% dari total massa struktur.

Secara umum, faktor-faktor yang dipertimbangkan untuk menentukan jumlah mode yang diperlukan untuk kombinasi mode bergantung pada karakteristik struktural jembatan, distribusi spasial, dan kandungan frekuensi beban gempa. Daftar berikut merangkum beberapa metode kombinasi mode yang umum digunakan untuk menghitung respons total maksimum. Variabel Z mewakili nilai maksimum dari beberapa besaran respons (perpindahan, geser, dan lain-lain.), Z_i adalah nilai puncak dari besaran tersebut dalam mode ke-i, dan N adalah jumlah total mode yang berkontribusi.

1. *Jumlah Mutlak*: Jumlah mutlak adalah jumlah dari kontribusi modal:

$$Z = \sum_{i=1}^{N} |Z_i| \tag{10.59}$$

2. *Metode SRSS atau Root Mean Square (RMS)*: Metode ini menghitung nilai maksimum dengan mengambil akar kuadrat dari jumlah kuadrat kontribusi modus:

$$Z = \left[\sum_{i=1}^{N} Z_i^2\right]^{1/2} \tag{10.60}$$

3. Nilai Rata-Rata Kuadrat Puncak (PRMS): Nilai absolut dari kontribusi modal terbesar ditambahkan ke nilai rata-rata kuadrat dari kontribusi modal lainnya:

$$Z_j = |\max Z_i| \tag{10.61}$$

$$Z = \left[\sum_{i=1}^{N} Z_i^2\right]^{1/2} + Z_j \text{ with } i \neq j \tag{10.62}$$

4. CQC: Korelasi silang antar semua mode dipertimbangkan:

$$Z = \left[\sum_{i=1}\sum_{j=1} Z_i \, \rho_{ij} \, Z_j\right] \tag{10.63}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}\left(\xi_i + r\xi_j\right) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j (1+r^2) + 4\left(\xi_i^2 + \xi_j^2\right) r^2} \tag{10.64}$$

Di mana

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \tag{10.65}$$

5. *Metode Pengelompokan Komisi Regulasi Nuklir:* Metode ini mirip dengan metode RMS dengan tambahan perhitungan untuk kelompok mode yang frekuensinya berada dalam rentang 10%.

$$Z = \left[\sum_{i=1}^{N} Z_i^2 + \sum_{\mathrm{g}=1}^{G} \sum_{n=s}^{e} \sum_{m=s}^{e} \left| Z_n^{\mathrm{g}} \times Z_m^{\mathrm{g}} \right| \right]^{1/2} \qquad n \neq m \tag{10.66}$$

di mana *G* adalah jumlah grup; s adalah nomor bentuk mode di mana grup ke-gth dimulai; e adalah nomor bentuk mode di mana grup ke-gth berakhir; dan Z_i^{g} adalah kontribusi modal ke-i^{th} dalam grup ke-gth.

6. *Metode Sepuluh Persen Komisi Regulasi Nuklir*: Metode ini mirip dengan metode RMS dengan tambahan perhitungan untuk semua mode yang frekuensinya berada dalam rentang 10%.

$$Z = \left[\sum_{i=1}^{N} Z_i^2 + 2 \sum \left| Z_n Z_m \right| \right]^{1/2} \tag{10.67}$$

Persyaratan tambahan harus memenuhi

$$\frac{\omega_n - \omega_m}{\omega_m} \leq 0.1 \quad \text{for} \quad 0.1 \leq m \leq n \leq N \tag{10.68}$$

7. *Metode Penjumlahan Ganda Komisi Regulasi Nuklir*: Metode ini mirip dengan metode CQC.

$$Z = \left[\sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} \left| Z_i Z_j \right| \quad \varepsilon_{ij} \right]^{1/2} \tag{10.69}$$

$$\varepsilon_{ij} = \left[1 + \left\{ \frac{\left(\omega_i' - \omega_j'\right)}{\left(\xi_i' \omega_i + \xi_j' \omega_j\right)} \right\} \right]^{-1} \tag{10.70}$$

$$\omega_i' = \omega[1 - \xi_i^2]^{1/2} \tag{10.71}$$

$$\xi_i' = \xi_i + \frac{2}{t_d \omega_i} \tag{10.72}$$

di mana t_d adalah durasi gerakan penopang.

Efek Kombinasi

Efek gerakan tanah dalam dua arah horizontal ortogonal harus dikombinasikan saat mendesain jembatan dengan konfigurasi geometris sederhana. Untuk jembatan dengan bentang panjang, penyangga luar, dan bentang kantilever, atau di mana efek akibat masukan vertikal signifikan, masukan vertikal harus dimasukkan dalam desain bersama dengan dua masukan horizontal ortogonal.

Ketika struktur jembatan dianalisis secara independen di sepanjang setiap arah menggunakan analisis spektrum respons, maka respons digabungkan baik menggunakan metode, seperti aturan kombinasi SRSS seperti yang disebutkan di bagian sebelumnya, atau menggunakan metode alternatif yang dijelaskan di bawah ini. Untuk struktur yang dirancang menggunakan analisis statis ekuivalen atau analisis modal, efek seismik harus ditentukan menggunakan metode alternatif berikut untuk kasus beban berikut:

1. *Kasus beban seismik* 1: 100% Transversal + 30% Longitudinal + 30% Vertikal
2. *Kasus beban seismik* 2: 30% Transversal + 100% Longitudinal + 30% Vertikal
3. *Kasus beban seismik* 3: 30% Transversal + 30% Longitudinal + 100% Vertikal

Untuk struktur yang dirancang menggunakan analisis riwayat waktu, respons struktur dihitung menggunakan gerakan masukan yang diterapkan dalam arah ortogonal secara simultan. Jika hal ini tidak memungkinkan, prosedur alternatif di atas dapat digunakan untuk menggabungkan respons independen.

Metode Spektrum Respons Dukungan Ganda

Catatan dari gempa bumi baru-baru ini menunjukkan bahwa gerakan tanah seismik dapat sangat bervariasi di lokasi dukungan yang berbeda untuk struktur panjang yang didukung ganda. Ketika gerakan tanah yang berbeda diterapkan pada berbagai titik dukungan struktur jembatan, respons total dapat dihitung dengan superposisi respons akibat masukan dukungan independen. Analisis ini melibatkan kombinasi respons dinamis dari masukan tunggal dan respons pseudo-statis yang dihasilkan dari gerakan dukungan relatif satu sama lain.

Efek kombinasi gaya dinamis dan pseudo-statis akibat eksitasi dukungan ganda pada jembatan bergantung pada konfigurasi struktural jembatan dan karakteristik gerakan tanah. Baru-baru ini, Kiureghian dan rekan-rekan. menyajikan studi komprehensif tentang metode spektrum respons dukungan ganda (MSRS) berdasarkan prinsip-prinsip dasar teori getaran acak stasioner untuk analisis seismik struktur yang didukung ganda yang memperhitungkan efek variabilitas antar gerakan dukungan. Dengan menggunakan aturan kombinasi MSRS, respons sistem struktur linier yang dikenai eksitasi multi-penopang dapat dihitung secara langsung dalam bentuk spektrum respons konvensional pada derajat kebebasan penopang dan fungsi koherensi yang menggambarkan variabilitas spasial gerakan tanah.

Metode ini memperhitungkan tiga efek penting dari variabilitas spasial gerakan tanah, yaitu efek inkoherensi, efek perambatan gelombang, dan efek respons lokasi. Ketiga komponen variabilitas spasial gerakan tanah ini dapat sangat memengaruhi respons jembatan multi-penopang dan dapat memperkuat atau mengurangi respons hingga satu orde besaran. Dua keterbatasan penting dari metode ini adalah nonlinieritas pada komponen struktural jembatan dan/atau sambungan serta efek interaksi tanah-struktur. Metode ini merupakan solusi yang efisien, akurat, dan serbaguna serta membutuhkan waktu komputasi yang lebih sedikit daripada analisis riwayat waktu sebenarnya. Berikut adalah langkah-langkah yang menjelaskan prosedur analisis MSRS.

1. *Menentukan perlunya analisis gerak tumpuan variabel*: Tiga faktor yang memengaruhi respons struktur di bawah eksitasi tumpuan ganda adalah jarak antar tumpuan struktur, laju variabilitas kondisi tanah lokal, dan kekakuan struktur. Faktor pertama, jarak antar tumpuan, memengaruhi efek ketidakkoherenan dan perambatan gelombang. Faktor kedua, laju variabilitas kondisi lokal, memengaruhi respons lokasi. Faktor ketiga, kekakuan struktur atas, memainkan peran penting dalam menentukan perlunya analisis gerak tumpuan variabel. Struktur kaku seperti jembatan balok kotak dapat menghasilkan gaya internal yang besar di bawah gerak tumpuan variabel, sedangkan struktur fleksibel seperti jembatan gantung mudah menyesuaikan diri dengan gerak tumpuan variabel.
2. *Menentukan fungsi respons frekuensi untuk setiap lokasi tumpuan*. Program seperti SHAKE dapat digunakan untuk mengembangkan fungsi-fungsi ini menggunakan data lubang bor dan analisis respons lokasi domain waktu. Plot spektrum respons, perpindahan tanah puncak dalam tiga arah ortogonal untuk setiap lokasi penyangga, dan fungsi koherensi untuk setiap pasangan derajat kebebasan diperlukan untuk melakukan analisis MSRS. Laporan komprehensif oleh Kiureghian menyediakan semua rumus yang diperlukan untuk memperhitungkan efek nonlinieritas dalam perilaku tanah dan frekuensi lokasi yang melibatkan kedalaman batuan dasar.
3. *Hitung Sifat Struktural*: seperti frekuensi modal efektif, rasio redaman, koefisien pengaruh, dan faktor partisipasi modal efektif $(\omega_i \xi_i a_k, \text{dan } b_{ki})$ dihitung secara eksternal dan diberikan sebagai input.
4. *Tentukan plot spektrum respons, perpindahan tanah puncak dalam tiga arah, dan fungsi koherensi untuk setiap pasangan derajat kebebasan penopang yang diperlukan untuk melakukan analisis MSRS*: Tiga komponen fungsi koherensi adalah inkoherensi, efek perambatan gelombang, dan efek respons lokasi. Analisis dengan serangkaian rekaman digunakan untuk menentukan komponen inkoherensi. Model untuk metode empiris ini tersedia secara luas. Parameter seperti kecepatan gelombang geser, arah perambatan gelombang seismik, dan sudut datang digunakan untuk menghitung efek perambatan gelombang. Fungsi respons frekuensi yang ditentukan pada langkah-langkah sebelumnya digunakan untuk menghitung komponen respons lokasi.

10.5 ANALISIS DINAMIS INELASTIS

Persamaan Gerak

Analisis dinamis inelastis biasanya dilakukan untuk evaluasi keselamatan jembatan penting guna menentukan respons inelastis jembatan ketika terkena gerakan tanah gempa desain. Analisis dinamis inelastis memberikan ukuran respons yang realistis karena model inelastis memperhitungkan redistribusi aksi internal akibat perilaku perpindahan gaya nonlinier komponen. Analisis dinamis inelastis mempertimbangkan redaman nonlinier, kekakuan, perilaku deformasi beban anggota termasuk tanah, dan sifat massa. Prosedur integrasi langkah demi langkah adalah metode paling ampuh yang digunakan untuk analisis dinamis nonlinier.

Salah satu asumsi penting dari prosedur ini adalah bahwa percepatan bervariasi secara linier sementara sifat-sifat sistem seperti redaman dan kekakuan tetap konstan selama interval waktu. Dengan menggunakan prosedur ini, sistem nonlinier didekati sebagai serangkaian sistem linier dan respons dihitung untuk serangkaian interval waktu kecil yang sama f_t dan keseimbangan ditetapkan pada awal dan akhir setiap interval.

Akurasi prosedur ini bergantung pada panjang peningkatan waktu f_t. Peningkatan waktu ini harus cukup kecil untuk mempertimbangkan laju perubahan beban $p(t)$, sifat redaman dan kekakuan nonlinier, dan periode alami getaran. Sistem SDOF dan karakteristiknya ditunjukkan pada Gambar 10.20. Karakteristik tersebut meliputi gaya pegas dan redaman, gaya yang bekerja pada massa sistem, dan beban terapan sembarang. Keseimbangan gaya dapat ditunjukkan sebagai

$$f_t(t) + f_d(t) + f_s(t) = p(t) \tag{10.73}$$

dan persamaan gerak inkremental untuk waktu t dapat ditunjukkan sebagai

$$m\Delta\ddot{u}(t) + c(t)\Delta\dot{u}(t) + k(t)\Delta u(t) = \Delta p(t) \tag{10.74}$$

Peredaman saat ini $f_d(t)$, gaya elastis $f_s(t)$ kemudian dihitung menggunakan kecepatan awal $\dot{u}(t)$, nilai perpindahan $u(t)$, sifat nonlinier sistem, peredaman $c(t)$, dan kekakuan $k(t)$ untuk interval tersebut. Sifat struktural baru dihitung pada awal setiap peningkatan waktu berdasarkan keadaan deformasi saat ini. Respons lengkap kemudian dihitung dengan menggunakan nilai perpindahan dan kecepatan yang dihitung pada akhir setiap langkah waktu sebagai kondisi awal untuk interval waktu berikutnya dan diulang hingga waktu yang diinginkan.

Pertimbangan Pemodelan

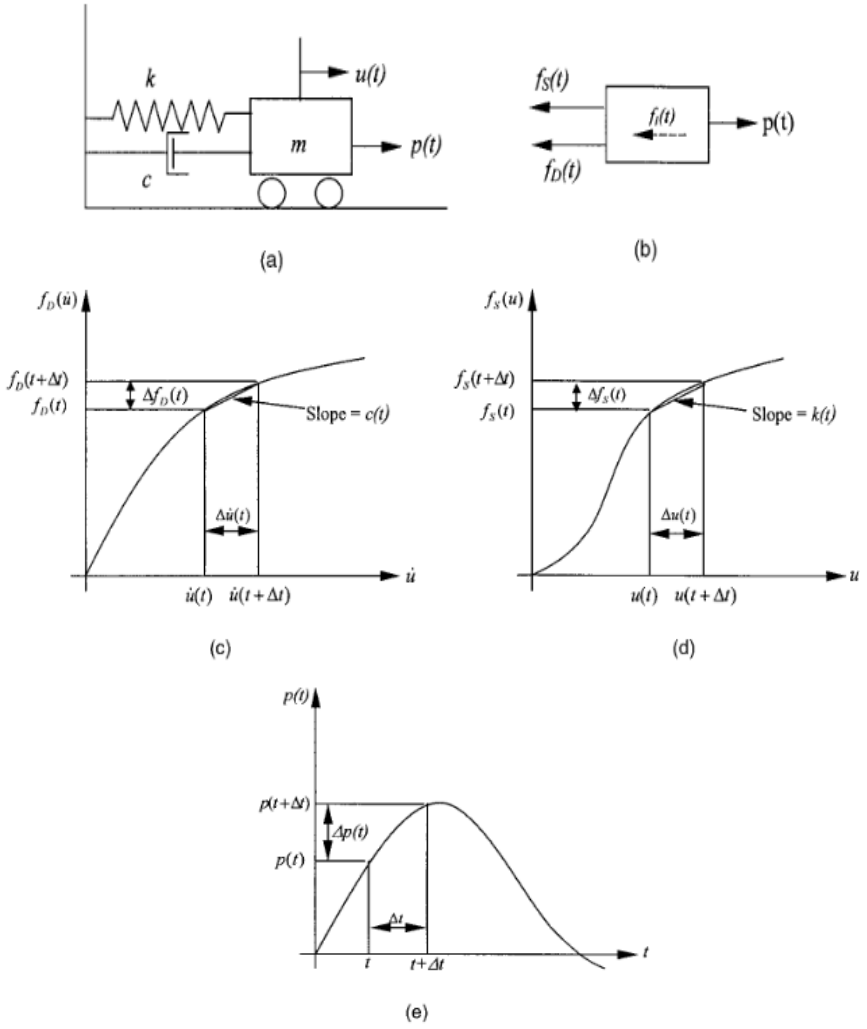
Model struktur jembatan harus memiliki derajat kebebasan yang cukup dan pemilihan elemen linier/nonlinier yang tepat sehingga respons yang realistis dapat diperoleh. Analisis nonlinier biasanya didahului oleh analisis linier sebagai bagian dari prosedur analisis lengkap untuk menangkap interaksi fisik dan mekanis dari masukan seismik dan respons struktur.

Keluaran dari solusi respons linier kemudian digunakan untuk memprediksi nonlinieritas mana yang akan memengaruhi respons secara signifikan dan untuk memodelkannya dengan tepat.

Dengan kata lain, para insinyur dapat membenarkan efek dari setiap elemen nonlinier yang diperkenalkan di lokasi yang tepat dan membangun kepercayaan pada analisis nonlinier. Saat mendiskretisasi model, para insinyur harus menyadari pertimbangan antara akurasi, waktu komputasi, dan penggunaan informasi seperti wilayah nonlinier geometris dan material yang signifikan. Elemen nonlinier harus memiliki perilaku material untuk mensimulasikan hubungan histeresis di bawah pembebanan siklik terbalik yang diamati dalam percobaan.

Masalah umum dalam pemodelan struktur jembatan meliputi geometri, kekakuan, distribusi massa, dan kondisi batas. Secara umum, abutmen, struktur atas, penutup tiang, kolom dan dinding pilar, sambungan ekspansi, dan pegas pondasi adalah elemen yang termasuk dalam model struktural. Distribusi massa dalam model struktural bergantung pada jumlah elemen yang digunakan untuk mewakili komponen jembatan. Model harus mampu mensimulasikan mode getaran semua komponen yang berkontribusi pada respons seismik struktur.

Struktur atas: Struktur atas dan penutup tiang biasanya dimodelkan menggunakan elemen balok tiga dimensi elastis linier. Model yang detail mungkin memerlukan elemen balok nonlinier.



Gambar 10.20 Definisi sistem dinamis nonlinier. (a) Struktur SDOF dasar; (b) keseimbangan gaya; (c) redaman nonlinier; (d) kekakuan nonlinier; (e) beban yang diterapkan.

Kolom dan dinding pilar: Kolom dan dinding pilar biasanya dimodelkan menggunakan elemen balok nonlinier yang memiliki sifat respons dengan permukaan leleh yang dijelaskan oleh beban aksial dan lentur biaxial. Beberapa karakteristik perilaku kolom meliputi degradasi kekakuan awal akibat retak beton, leleh lentur di ujung tetap kolom, pengerasan regangan, dan penyempitan pada titik pembalikan beban. Aksi geser dapat dimodelkan menggunakan hubungan deformasi beban linier atau nonlinier untuk kolom. Untuk kolom dan dinding pilar, torsi dapat dimodelkan dengan sifat elastis linier. Untuk pembebanan di luar bidang, respons lentur dinding pilar mirip dengan kolom, sedangkan untuk pembebanan di dalam bidang, perilaku nonlinier biasanya berupa aksi geser.

Sambungan ekspansi: Sambungan ekspansi dapat dimodelkan menggunakan elemen celah yang mensimulasikan perilaku nonlinier sambungan. Variabelnya meliputi celah awal, kapasitas geser sambungan, dan karakteristik deformasi beban nonlinier celah.

Fondasi dan abutmen: Fondasi biasanya dimodelkan menggunakan elemen pegas nonlinier untuk mewakili kekakuan translasi dan rotasi fondasi guna mewakili perilaku yang diharapkan selama gempa bumi desain. Abutmen dimodelkan menggunakan elemen pegas dan celah nonlinier untuk mewakili aksi tanah, kekakuan kelompok tiang pancang, dan celah di dudukan.

Bab ini telah menyajikan prinsip dan metode dasar analisis dinamis untuk desain seismik jembatan. Analisis spektrum respons — SDOF atau analisis statis setara berbasis SDOF — efisien, nyaman, dan paling sering digunakan untuk jembatan biasa dengan konfigurasi sederhana. Analisis dinamis elastis diperlukan untuk jembatan dengan konfigurasi kompleks. Analisis spektrum respons multi-dukungan yang baru-baru ini dikembangkan oleh Kiureghian dan rekan-rekan. Penggunaan mode elemen balok massa terkonsentrasi dapat digunakan sebagai pengganti analisis riwayat waktu elastis.

Analisis spektrum respons inelastis merupakan konsep yang berguna, tetapi pendekatan saat ini hanya berlaku untuk struktur SDOF. Analisis riwayat waktu dinamis nonlinier yang sebenarnya mungkin diperlukan untuk beberapa jembatan penting dan kompleks, tetapi analisis dinamis linier (analisis kekakuan sekan dinamis) dan analisis statis inelastis (analisis push-over statis) (Bab 36) adalah alternatif terbaik untuk sebagian besar jembatan.

BAB 11
ANALISIS NONLINIER STRUKTUR JEMBATAN

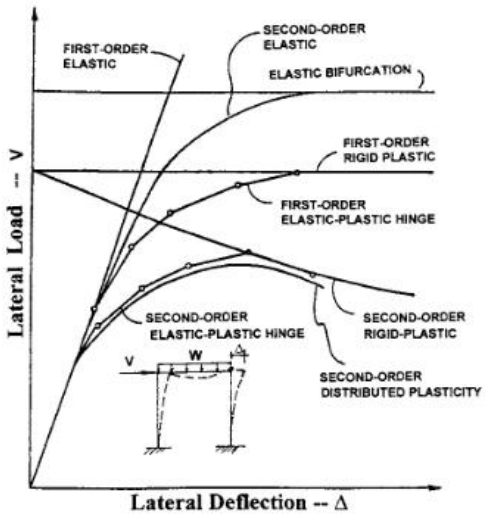
11.1 PENDAHULUAN

Dalam beberapa tahun terakhir, analisis jembatan nonlinier telah mendapatkan momentum yang lebih besar karena kebutuhan untuk menilai perilaku struktural inelastis di bawah beban seismik. Filosofi desain seismik umum untuk jembatan biasa memungkinkan beberapa tingkat kerusakan tanpa keruntuhan. Untuk mengontrol dan mengevaluasi kerusakan, diperlukan analisis nonlinier pasca-elastis. Analisis nonlinier itu kompleks dan melibatkan banyak asumsi penyederhanaan. Insinyur harus terbiasa dengan kompleksitas dan asumsi tersebut untuk merancang jembatan yang aman dan ekonomis.

Banyak faktor yang berkontribusi pada perilaku nonlinier suatu jembatan. Ini termasuk faktor-faktor seperti inelastisitas material, efek geometris atau orde kedua, interaksi tanah-pondasi-struktur nonlinier, pembukaan dan penutupan celah pada engsel dan lokasi abutmen, efek yang bergantung pada waktu karena rangkak dan penyusutan beton, dan lain-lain. Subjek analisis nonlinier sangat luas dan tidak dapat dibahas secara detail dalam satu bab ini.

Hanya nonlinieritas material dan geometris serta beberapa formulasi dasar analisis statis nonlinier dengan aplikasi praktisnya pada desain jembatan tahan gempa yang akan disajikan di sini. Pembaca dapat merujuk pada banyak makalah, laporan, dan buku yang sangat baik yang membahas jenis analisis ini secara lebih detail.

Dalam bab ini, beberapa pedoman umum untuk analisis statis nonlinier disajikan. Ini diikuti oleh pembahasan formulasi nonlinieritas geometris dan material untuk analisis penampang dan rangka. Dua contoh diberikan untuk mengilustrasikan aplikasi analisis push-over nonlinier statis dalam desain jembatan tahan gempa.



Gambar 11.1 Kurva beban lateral–perpindahan pada sebuah rangka.

11.2 KLASIFIKASI ANALISIS DAN PEDOMAN UMUM

Para insinyur menggunakan analisis struktur sebagai alat fundamental untuk membuat keputusan desain. Penting bagi para insinyur untuk memiliki akses ke beberapa alat analisis yang berbeda dan memahami asumsi pengembangan serta keterbatasannya. Pemahaman tersebut sangat penting untuk memilih alat analisis yang tepat guna mencapai tujuan desain.

Gambar 11.1 menunjukkan kurva beban lateral vs. perpindahan rangka menggunakan beberapa metode analisis struktur. Tabel 11.1 merangkum asumsi dasar dari metode-metode tersebut. Dapat dilihat dari Gambar 11.1 bahwa analisis elastis orde pertama memberikan garis lurus dan tidak ada beban kegagalan. Analisis inelastis orde pertama memprediksi kapasitas beban plastis maksimum berdasarkan geometri yang tidak berubah bentuk. Analisis elastis orde kedua mengikuti proses tekuk elastis. Analisis inelastis orde kedua melacak kurva beban-defleksi dengan lebih akurat.

Klasifikasi

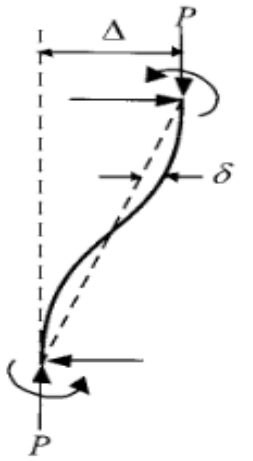
Metode analisis struktur dapat diklasifikasikan berdasarkan formulasi keseimbangan yang berbeda, persamaan konstitutif dan kompatibilitas seperti yang dibahas di bawah ini.

Klasifikasi Berdasarkan Formulasi Keseimbangan dan Kompatibilitas

Analisis orde pertama: Analisis di mana keseimbangan diformulasikan sehubungan dengan geometri struktur yang tidak terdeformasi (atau asli). Analisis ini didasarkan pada teori regangan kecil dan perpindahan kecil.

Tabel 11.1 Metode Analisis Struktural

Metode		fitur		
		Hubungan Konstitutif	Formulasi Kesetimbangan	Kompatibilitas Geometris
Orde Pertama	Elastis Kaku-plastis Sendi elastis-plastis Plastisitas terdistribusi	Elastis Kaku plastis Elastis sempurna plastis Inelastis	Geometri asli yang belum terdeformasi	Regangan kecil dan perpindahan kecil
Orde Kedua	Elastis Kaku-plastis Sendi elastis-plastis Plastisitasterdistribusi	Elastis Kaku plastis Elastis sempurna plastis Inelastis	Geometri struktur terdeformasi $P-\Delta$ dan $P-\delta$)	Regangan kecil dan rotasi moderat (perpindahan mungkin besar)
Perpindahan besar sebenarnya	Elastis Inelastis	Elastis Inelastis	Geometri struktur terdeformasi	Regangan besar dan deformasi besar



Gambar 11.2 Efek orde kedua.

Analisis orde kedua: Analisis di mana keseimbangan dirumuskan sehubungan dengan geometri struktur yang terdeformasi. Analisis orde kedua biasanya memperhitungkan efek P-Δ (pengaruh gaya aksial yang bekerja melalui perpindahan yang terkait dengan rotasi batang) dan efek P-δ (pengaruh gaya aksial yang bekerja melalui perpindahan yang terkait dengan kelengkungan lentur batang) (lihat Gambar 11.2). Ini didasarkan pada teori regangan kecil dan deformasi batang kecil, tetapi rotasi sedang dan perpindahan besar.

Klasifikasi Berdasarkan Formulasi Konstitutif

- *Analisis elastis*: Analisis di mana persamaan konstitutif elastis dirumuskan.
- *Analisis inelastis*: Analisis di mana persamaan konstitutif inelastis dirumuskan.
- *Analisis kaku-plastik*: Analisis di mana persamaan konstitutif elastis kaku-plastik dirumuskan.
- *Analisis sendi elastis-plastis*: Analisis di mana inelastisitas material diperhitungkan dengan menggunakan sendi plastis terkonsentrasi "panjang nol".
- *Analisis plastisitas terdistribusi*: Analisis di mana penyebaran plastisitas melalui penampang dan sepanjang panjang elemen dimodelkan secara eksplisit.

Klasifikasi Berdasarkan Formulasi Matematika

- *Analisis linier*: Analisis di mana persamaan keseimbangan, kompatibilitas, dan konstitutif bersifat linier.
- *Analisis nonlinier*: Analisis di mana sebagian atau seluruh persamaan keseimbangan, kompatibilitas, dan konstitutif bersifat nonlinier.

Pedoman Umum

Pedoman berikut mungkin berguna dalam pemilihan jenis analisis:

- Analisis orde pertama mungkin memadai untuk jembatan bentang pendek hingga menengah. Analisis orde kedua harus selalu dianjurkan untuk jembatan bentang panjang, tinggi, dan ramping. Analisis perpindahan besar yang sebenarnya umumnya tidak diperlukan untuk struktur jembatan.
- Analisis elastis cukup untuk desain berbasis kekuatan. Analisis inelastis harus digunakan untuk desain berbasis perpindahan.

- Efek lengkung (efek lentur pada deformasi aksial anggota), efek Wagner (efek momen lentur dan gaya aksial yang bekerja melalui perpindahan yang terkait dengan puntiran anggota), dan efek geser pada anggota dengan web padat dapat diabaikan untuk sebagian besar struktur jembatan.
- Untuk nonlinieritas baja, peleburan harus diperhitungkan. Pengerasan regangan dan fraktur dapat dipertimbangkan. Untuk nonlinieritas beton, hubungan regangan-tegangan lengkap (dalam kompresi hingga regangan maksimum) harus digunakan. Kekuatan tarik beton dapat diabaikan.
- Nonlinieritas lainnya, yang terpenting, interaksi tanah-pondasi-struktur, perangkat modifikasi respons seismik (peredam dan isolasi seismik), fleksibilitas sambungan, penutupan dan pembukaan celah harus dipertimbangkan dengan cermat.

11.3 FORMULASI NONLINIERITAS GEOMETRIS

Nonlinieritas geometris dapat dipertimbangkan dalam formulasi matriks kekakuan elemen. Hubungan gaya-perpindahan umum untuk elemen prismatik seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.3 dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$\{\boldsymbol{F}\} = [\boldsymbol{K}]\{\boldsymbol{D}\} \tag{11.1}$$

di mana {**F**} dan {**D**} adalah vektor gaya dan perpindahan dan [**K**] adalah matriks kekakuan. Untuk elemen dua dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.3a

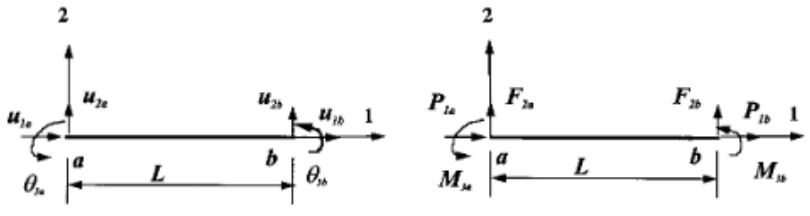
$$\{F\} = \{P_{1a}, F_{2a}, M_{3a}, P_{1b}, F_{2b}, M_{3b}\}^T \tag{11.2}$$

$$\{D\} = \{u_{1a}, u_{2a}, \theta_{3a} u_{1b} u_{2b}, \theta_{3b}\}^T \tag{11.3}$$

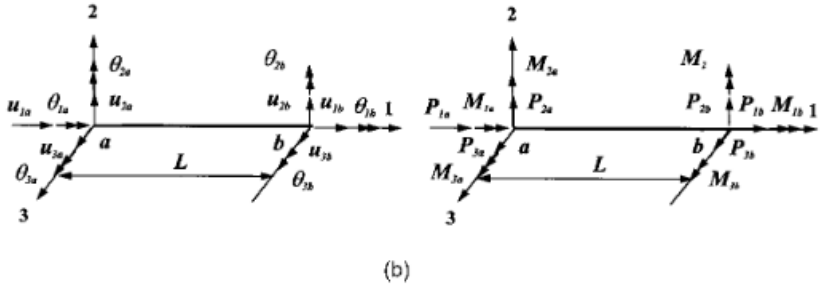
Untuk elemen tiga dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.3b

$$\{F\} = \{P_{1a}, F_{2a}, F_{3a} M_{1a}, M_{2a}, M_{3a}, P_{1b} F_{2b}, M_{1b}, M_{2b} M_{3b}\}^1 \tag{11.4}$$

$$\{D\} = \{u_{1a}, u_{2a}, u_{3a}, \theta_{1a}, \theta_{2a}, \theta_{3a}, u_{1b}, u_{2b}, u_{3b}, \theta_{1b}, \theta_{2b}, \theta_{3b}\}^1 \tag{11.5}$$



(a)



Gambar 11.3 Derajat kebebasan dan gaya nodal untuk anggota rangka. (a) Anggota dua dimensi dan (b) anggota tiga dimensi.

Dua set formulasi matriks kekakuan berbasis fungsi stabilitas dan berbasis elemen hingga disajikan pada bagian berikut.

Anggota Dua Dimensi

Untuk anggota prismatik dua dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.3a, matriks kekakuan berbasis fungsi stabilitas adalah sebagai berikut:

$$[K] = \begin{vmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{-AE}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3\ \ \emptyset_1} & \frac{-6EI}{L^2\ \ \emptyset_2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3\ \ \emptyset} & \frac{-6EI}{L^2\ \ \emptyset_2} \\ & & 4\emptyset_3 & 0 & \frac{6EI}{L^2\ \ \emptyset_2} & 2\emptyset_4 \\ & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{12EI}{L^3\ \ \emptyset} & \frac{6EI}{L^2\ \ \emptyset_2} \\ & & & & & 4\emptyset_3 \end{vmatrix} \quad (11.6)$$

di mana A adalah luas penampang; E adalah modulus elastisitas material; L adalah panjang elemen; $\emptyset_1, \emptyset_2, \emptyset_3$ dan $\emptyset_4$ dapat dinyatakan dengan persamaan stabilitas dan tercantum dalam Tabel 11.2. Atau, fungsi $\emptyset_i$ juga dapat dinyatakan dalam deret pangkat yang diperoleh dari solusi analitik seperti yang tercantum dalam Tabel 11.3.

Dengan asumsi fungsi perpindahan polinomial, matriks kekakuan berbasis elemen hingga memiliki bentuk sebagai berikut:

$$[K] = [K_e] + \left[K_{\mathrm{g}}\right] \quad (11.7)$$

di mana $[\boldsymbol{K}_e]$ adalah matriks kekakuan elastis linier konvensional orde pertama dan $\left[\boldsymbol{K}_{\mathrm{g}}\right]$ adalah matriks kekakuan geometris yang mempertimbangkan efek beban aksial pada kekakuan lentur suatu elemen.

TABEL 11.2 Persamaan $\emptyset_i$ Berbasis Fungsi Stabilitas untuk Elemen Dua Dimensi

ϕ	Beban Aksial P		
	Kompresi	Nol	Ketegangan
Φ_1	$\frac{(kL)^3 \sin KL}{12\Phi_C}$	1	$\frac{(kL)^3 \sinh KL}{12\Phi_t}$
Φ_2	$\frac{(kL)^2(1-\cos kL)}{6\emptyset_c}$	1	$\frac{(kL)^2(\cosh kL-1)}{6\emptyset_c}$
Φ_3	$\frac{(kL)(\sin kL - kL cos kL)}{4\Phi_C}$	1	$\frac{(kL)(kL\cosh kL - kL\sinh kL)}{4\Phi_t}$
Φ_4	$\frac{(kL)(kL-\sin kL)}{2\Phi_c}$	1	$\frac{(kL)(\sin kL - kL)}{2\Phi_t}$

Catatan: ϕ_c =2-2 cos *kL*-*kL* sin *kL* ; ϕ_t = 2-2 cosh *kL* ;*k*=$\sqrt{P/EI}$

Tabel 11.3 Ekspresi Deret Pangkat Persamaan $\emptyset_i$

Φ_1	$\frac{1+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n+1)!}[\mp(kL)^2]^n}{12\emptyset}$
Φ_2	$\frac{\frac{1}{2}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n+2)!}[\mp(kL)^2]^n}{6\emptyset}$
Φ_3	$\frac{\frac{1}{3}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n+3)!}[\mp(kL)^2]^n}{4\emptyset}$
Φ_4	$\frac{\frac{1}{6}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{(2n+4)!}[\mp(kL)^2]^n}{2\emptyset}$
Φ	$\frac{1}{12}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{2(n+1)}{(2n+4)!}[\mp(kL)^2]^n$

Catatan: tanda minus = kompresi; tanda plus = tegangan.

$$[\boldsymbol{K}] = \begin{vmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ & & 4 & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & 2 \\ & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \text{sym} & & & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & & & & 4 \end{vmatrix} \quad (11.8)$$

$$[\boldsymbol{K}] = \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{6}{5} & \frac{-L}{10} & 0 & \frac{-6}{5} & \frac{-L}{10} \\ & & \frac{2L^2}{15} & 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ & \text{sym} & & & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ & & & & & \frac{2L^2}{15} \end{vmatrix} \quad (11.9)$$

Perlu dicatat bahwa Persamaan (11.8) dan (11.9) persis sama dengan matriks kekakuan berbasis fungsi stabilitas jika hanya diambil dua suku pertama dari ekspansi deret Taylor pada Persamaan (11.6).

Anggota Tiga Dimensi

Untuk anggota rangka tiga dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.3b, matriks kekakuan berbasis fungsi stabilitas memiliki bentuk sebagai berikut:

$$[K] = \begin{vmatrix} \emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s6} & 0 & -\emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s6} \\ & & \emptyset_{s9} & 0 & -\emptyset_{s8} & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s9} & 0 & -\emptyset_{s8} & 0 \\ & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \emptyset_{s4} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s8} & 0 & \emptyset_{s5} & 0 \\ & & & & & \emptyset_{s2} & 0 & -\emptyset_{s6} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s3} \\ & & & & & & \emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s6} \\ & & \text{Sym.} & & & & & & \emptyset_{s9} & 0 & \emptyset_{s8} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \emptyset_{s4} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \emptyset_{s2} \end{vmatrix} \quad (11.10)$$

di mana G adalah modulus elastisitas geser; J adalah konstanta torsi; $\emptyset_{s1}$ hingga $\emptyset_{s9}$ dinyatakan oleh persamaan stabilitas dan tercantum dalam Tabel 11.4. Matriks kekakuan berbasis elemen hingga memiliki bentuk:

$$[K_e] = \begin{vmatrix} \emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s6} & 0 & -\emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s6} \\ & & \emptyset_{s9} & 0 & -\emptyset_{s8} & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s9} & 0 & -\emptyset_{s8} & 0 \\ & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & \emptyset_{s4} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s8} & 0 & \emptyset_{s5} & 0 \\ & & & & & \emptyset_{s2} & 0 & -\emptyset_{s6} & 0 & 0 & 0 & \emptyset_{s3} \\ & & & & & & \emptyset_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \emptyset_{s7} & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{s6} \\ & & \text{Sym.} & & & & & & \emptyset_{s9} & 0 & \emptyset_{s8} & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & \emptyset_{s4} & 0 \end{vmatrix} \quad (11.10)$$

$\emptyset_{s2}$

Tabel 11.4 Fungsi Stabilitas Berdasarkan $\emptyset_{si}$ untuk Anggota Tiga Dimensi

ϕzi	Si	Kompresi(Tekan)	Tegangan(Tarik)
$\phi_{z1} = S_1 \frac{EA}{L}$	S_1	$\frac{1}{1 - \frac{EA}{4P^3L^2}[H_y + H_z]}$	$\frac{1}{1 - \frac{EA}{4P^3L^2}[H'_y + H'_z]}$
$\phi_{z2} = S_2 \frac{(4+\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)L}$	S_2	$\frac{(\alpha L)(\sin\alpha L - \alpha L\cos\alpha L)}{4\phi_\alpha}$	$\frac{(\alpha L)(\alpha L\cosh\alpha L - \sinh\alpha L)}{4\phi_\alpha}$
$\phi_{z3} = S_3 \frac{(2-\phi_y)EI_z}{(1+\phi_y)L}$	S_3	$\frac{(\alpha L)(\alpha L - \sin\alpha L)}{2\phi_\alpha}$	$\frac{(\alpha L)(\sinh\alpha L - \alpha L)}{2\phi_\alpha}$
$\phi_{z4} = S_4 \frac{(4+\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)L}$	S_4	$\frac{(\beta L)(\sin\beta L - \beta L\cos\beta L)}{4\phi_\beta}$	$\frac{(\beta L)(\beta L\cosh\beta L - \sinh\beta L)}{4\phi_\beta}$
$\phi_{z5} = S_5 \frac{(2-\phi_z)EI_y}{(1+\phi_z)L}$	S_5	$\frac{(\beta L)(\beta L - \sin\beta L)}{2\phi_\beta}$	$\frac{(\beta L)(\sinh\beta L - \beta L)}{2\phi_\beta}$
$\phi_{z6} = S_6 \frac{6EI_z}{(1+\phi_y)L^2}$	S_6	$\frac{(\alpha L)^2(1-\cos\alpha L)}{6\phi_\alpha}$	$\frac{(\alpha L)^2(\cosh\alpha L - 1)}{6\phi_\alpha}$
$\phi_{z7} = S_7 \frac{12EI_z}{(1+\phi_y)L^3}$	S_7	$\frac{(\alpha L)^3\sin\alpha L}{12\phi_\alpha}$	$\frac{(\alpha L)^3\sinh\alpha L}{12\phi_\alpha}$
$\phi_{z8} = S_8 \frac{6EI_y}{(1+\phi_z)L^2}$	S_8	$\frac{(\beta L)^2(1-\cos\beta L)}{6\phi_\beta}$	$\frac{(\beta L)^2(\cosh\beta L - 1)}{6\phi_\beta}$
$\phi_{z9} = S_9 \frac{12EI_y}{(1+\phi_z)L^3}$	S_9	$\frac{(\beta L)^3\sin\beta L}{12\phi_\beta}$	$\frac{(\beta L)^3\sinh\beta L}{12\phi_\beta}$
$\alpha = \sqrt{P/EI_z}$	ϕ_μ	$2 - 2\cos\alpha L - \alpha L\sin\alpha L$	$2 - 2\cosh\alpha L + \alpha L\sin\alpha L$
$\beta = \sqrt{P/EI_y}$	ϕ_μ	$2 - 2\cos\beta L - \beta L\sin\beta L$	$2 - 2\cosh\beta L + \beta L\sinh\beta L$

$$H_y = \beta L\left(M_{ya}^2 + M_{yb}^2\right)(\cot\beta L + \beta L\,\mathrm{cosec}^2\beta L) - 2\left(M_{ya} + M_{yb}\right)^2 + 2\beta L M_{ya}M_{yb}(\mathrm{cosec}\,\beta L)(1 + \beta L\cot\beta L)$$

$$H_z = \alpha L(M_{za}^2 + M_{zb}^2)(\cot\alpha L + \alpha L\,\mathrm{cosec}^2\alpha L) - 2(M_{za} + M_{zb})^2 + 2\alpha L M_{za}M_{zb}(\mathrm{cosec}\,\alpha L)(1 + \alpha L\cot\alpha L)$$

$$H'_y = \beta L\left(M_{ya}^2 + M_{yb}^2\right)(\coth\beta L + \beta L\cos\mathrm{ech}^2\,\beta L) - 2\left(M_{ya} + M_{yb}\right)^2 + 2\beta L M_{ya}M_{yb}(\mathrm{cosech}\,\beta L)(1 + \beta L\coth\beta L)$$

$$H'_z = \alpha L(M_{za}^2 + M_{zb}^2)(\coth\alpha L + \alpha L\cos ech^2\,\alpha L) - 2(M_{za} + M_{zb})^2 + 2\alpha L M_{za}M_{zb}(\mathrm{cosech}\,\alpha L)(1 + \alpha L\coth\alpha L)$$

$$[K_g] = \begin{vmatrix} \emptyset_{g1} & \emptyset_{g10} & -\emptyset_{g11} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\emptyset_{g10} & \emptyset_{g11} & 0 & 0 & 0 \\ & \emptyset_{g7} & 0 & \emptyset_{g12} & \emptyset_{g13} & \emptyset_{g6} & -\emptyset_{g10} & \emptyset_{g7} & 0 & \emptyset_{g14} & -\emptyset_{g13} & \emptyset_{g6} \\ & & \emptyset_{g9} & \emptyset_{g15} & -\emptyset_{g6} & \emptyset_{g13} & \emptyset_{g11} & 0 & -\emptyset_{g9} & \emptyset_{g16} & -\emptyset_{g6} & -\emptyset_{g13} \\ & & & \emptyset_{g17} & \emptyset_{g18} & \emptyset_{g19} & 0 & -\emptyset_{g12} & -\emptyset_{g15} & -\emptyset_{g17} & -\emptyset_{g20} & \emptyset_{g21} \\ & & & & \emptyset_{g4} & 0 & 0 & -\emptyset_{g13} & \emptyset_{g6} & -\emptyset_{g20} & -\emptyset_{g5} & \emptyset_{g13} \\ & & & & & \emptyset_{g2} & 0 & -\emptyset_{g6} & -\emptyset_{g13} & \emptyset_{g21} & -\emptyset_{g13} & -\emptyset_{g3} \\ & & & & & & \emptyset_{g1} & \emptyset_{g10} & -\emptyset_{g11} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & \emptyset_{g7} & 0 & -\emptyset_{g14} & \emptyset_{g13} & -\emptyset_{s6} \\ & & \text{Sym.} & & & & & & \emptyset_{g9} & -\emptyset_{g16} & \emptyset_{g6} & \emptyset_{g13} \\ & & & & & & & & & \emptyset_{g17} & \emptyset_{g18} & \emptyset_{g19} \\ & & & & & & & & & & \emptyset_{g4} & 0 \\ & & & & & & & & & & & \emptyset_{g2} \end{vmatrix} \quad (11.12)$$

di mana $\emptyset_{ei}$ dan $\emptyset_{gi}$ diberikan pada Tabel 11.5.

Tabel 11.5 Elemen Matriks Kekakuan Berbasis Elemen Hingga

Matriks Elastis Linear		**Matriks Non-Linear Geometris**
$\phi_{e1} = \frac{AE}{L}$	$\phi_{e2} = \frac{4EI_z}{L}$	$\phi_{g1} = 0$
$\phi_{e3} = \frac{2EI_z}{L}$	$\phi_{e4} = \frac{4EI_y}{L}$	$\phi_{g2} = \phi_{g4} = \frac{2F_{xb}L}{15}$
$\phi_{e5} = \frac{2EI_y}{L}$	$\phi_{e6} = \frac{6EI_z}{L^2}$	$\phi_{g3} = \phi_{g5} = -\frac{F_{xb}L}{30}$
$\phi_{e7} = \frac{12EI_z}{L^3}$	$\phi_{e8} = \frac{6EI_y}{L^2}$	$\phi_{g6} = \phi_{g8} = \frac{F_{xb}}{10}$
$\phi_{e9} = \frac{12EI_y}{L^3}$		$\phi_{g7} = \phi_{g9} = \frac{6F_{xb}}{5L}$
		$\phi_{g10} = \frac{M_{za} + M_{zb}}{L^2}$
		$\phi_{g11} = \frac{M_{ya} + M_{yb}}{L^2}$
		$\phi_{g12} = \frac{M_{ya}}{L}; \phi_{g13} = \frac{M_{yb}}{L}$
		$\phi_{g14} = \frac{M_{yb}}{L}; \phi_{g15} = \frac{M_{za}}{L}$
		$\phi_{g16} = \frac{M_{zb}}{L}; \phi_{g17} = \frac{F_{xb}I_p}{AL}$
		$\phi_{g18} = \frac{M_{zb}}{6} - \frac{M_{za}}{3}; \phi_{g19} = \frac{M_{ya}}{3} - \frac{M_{yb}}{6}$
		$\phi_{g20} = \frac{M_{za} + M_{zb}}{6}; \phi_{g21} = \frac{M_{ya} + M_{yb}}{6}$

I_z dan I_y adalah momen inersia terhadap sumbu z–z dan y–y, masing-masing; I_p adalah momen inersia polar.

Matriks kekakuan yang mempertimbangkan derajat kebebasan lentur dan rotasi terbatas untuk elemen berdinding tipis diturunkan oleh Yang dan McGuire. Kesimpulannya, kedua set matriks kekakuan telah berhasil digunakan ketika mempertimbangkan nonlinieritas geometris (efek P-□ dan P-□). Formulasi berbasis fungsi stabilitas memberikan solusi akurat

menggunakan lebih sedikit derajat kebebasan dibandingkan dengan metode elemen hingga. Ekspansi deret pangkatnya (Tabel 11.3) dapat diimplementasikan dengan mudah tanpa pemotongan untuk menghindari kesulitan numerik.

Formulasi berbasis elemen hingga menghasilkan solusi perkiraan. Bentuknya lebih sederhana dan mungkin memerlukan pembagian elemen menjadi sejumlah besar elemen agar suku (P/L) tetap kecil untuk mendapatkan hasil yang akurat.

11.4 FORMULASI NONLINIER MATERIAL

Beton Struktural

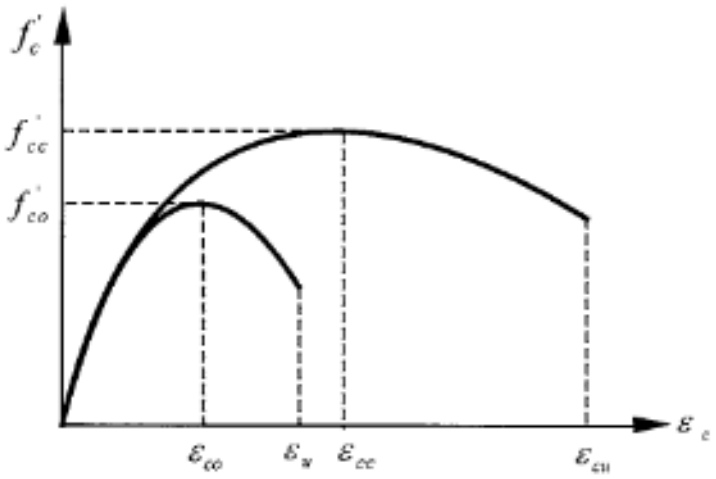
Nonlinier material beton dimasukkan ke dalam analisis menggunakan hubungan tegangan-regangan nonlinier. Gambar 11.4 menunjukkan kurva tegangan-regangan ideal untuk beton tanpa pengekangan dan beton dengan pengekangan dalam kompresi uniaksial. Pengujian telah menunjukkan bahwa pengekangan yang diberikan oleh tulangan transversal yang berdekatan dapat secara substansial meningkatkan tegangan dan regangan tekan beton ultimate.

Baja pengekangan mencegah tekuk prematur tulangan tekan longitudinal dan meningkatkan daktilitas beton. Penelitian ekstensif telah dilakukan untuk mengembangkan hubungan tegangan-regangan beton.

1. Hubungan Tegangan-Regangan Tekan

Beton Tanpa Pengekangan

Hubungan tegangan-regangan umum yang diusulkan oleh Hognestad banyak digunakan untuk beton polos atau beton bertulang dengan sedikit tulangan transversal. Hubungan tersebut memiliki bentuk sederhana sebagai berikut:



Gambar 11.4 Kurva tegangan-regangan ideal untuk beton dalam kompresi uniaksial.

$$f_c = \begin{cases} f'_{co}\left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}\right)^2\right] & \varepsilon_c \le \varepsilon_{co} \\ f'_{co}\left[1 - \beta\left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_u - \varepsilon_{co}}\right)\right] & \varepsilon_{co} < \varepsilon_c \le \varepsilon_u \end{cases} \qquad (11.13)$$

$$\varepsilon_{co} = \frac{2f'_{co}}{E_c} \tag{11.14}$$

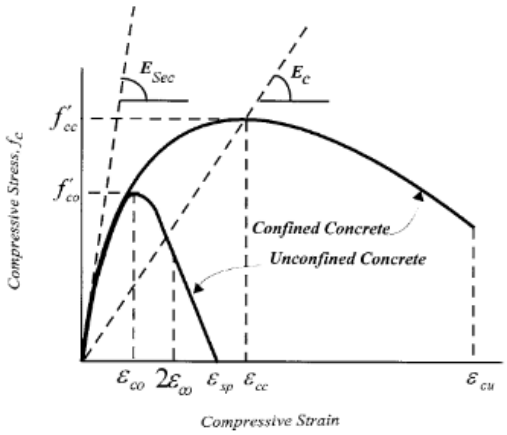
di mana f_c dan ε_c adalah tegangan dan regangan beton; f'_{co} adalah tegangan puncak untuk beton tanpa pengekangan yang biasanya diambil sebagai kekuatan tekan silindrisf'_c; ε_{co}adalah regangan pada tegangan puncak untuk beton tanpa pengekangan yang biasanya diambil sebagai 0,002; $\varepsilon_u$adalah regangan tekan maksimum untuk beton tanpa pengekangan yang diambil sebagai 0,003; Ec adalah modulus elastisitas beton; β adalah faktor reduksi untuk cabang menurun yang biasanya diambil sebagai 0,15. Perhatikan bahwa format Persamaan (11.13) juga dapat digunakan untuk beton terkekang jika tegangan puncak beton terkekang f_{cc} dan regangan E_{cu} diketahui atau diasumsikan dan disubstitusikan untuk f'_{co} dan ε_u, masing-masing.

Beton Terkekang — Model Mander

Model analitis yang menggambarkan hubungan tegangan-regangan untuk beton terkekang bergantung pada jenis tulangan transversal yang mengikat (seperti tulangan melingkar, spiral, atau pengikat) dan bentuknya (seperti lingkaran, persegi, atau persegi panjang). Beberapa model analitis tersebut lebih umum daripada yang lain dalam penerapannya pada berbagai jenis dan bentuk pengekangan. Model tegangan-regangan umum (Gambar 11.5) untuk beton terkekang yang berlaku (secara teori) untuk berbagai penampang dan pengekangan diusulkan oleh Mander dan rekan-rekan. dan memiliki bentuk sebagai berikut:

$$f_c = \frac{f'_{cc}(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})r}{r - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{\,r}} \tag{11.15}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right] \tag{11.16}$$



Gambar 11.5 Kurva tegangan-regangan — model mander.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{11.17}$$

$$E_{scc} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{cc}} \tag{11.18}$$

di mana f'_{cc} dan ε_{cc} adalah tegangan tekan puncak dan regangan yang sesuai untuk beton terkekang. f'_{cc} dan ε_{cc} yang bergantung pada jenis dan bentuk kekangan, dihitung sebagai berikut:

Tegangan Puncak Terbatas

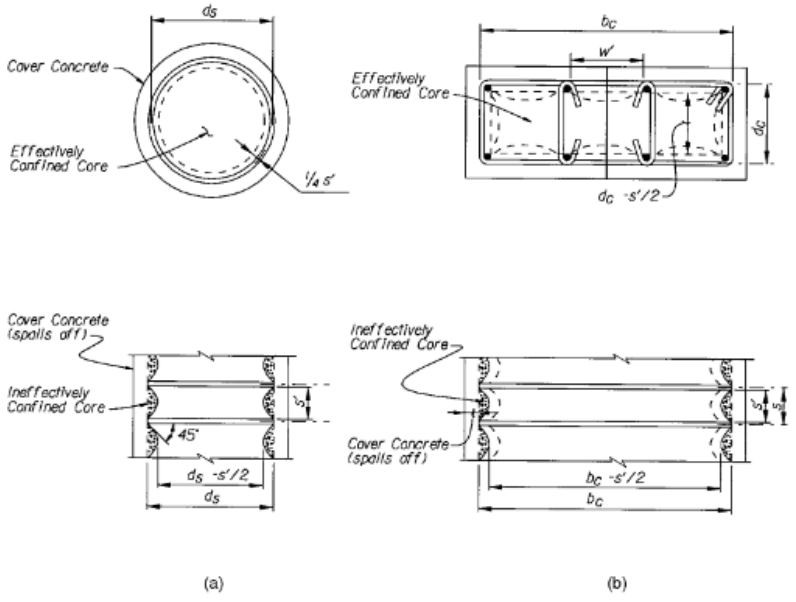
1. **Beton Bundar Terkekang (Gambar. 11.6a)**

$$f'_{cc} = f'_{cc}\left(2.254\sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}} - \frac{2f'_l}{f'_{co}}} - 1.254\right) \tag{11.19}$$

$$f'_l = \frac{1}{2}\, K_e \rho_s f_{yh} \tag{11.20}$$

$$K_e = \begin{cases} (1 - s'/2d_s)^2 & \text{untuk lingkaran} \\ (1 - s'/2d_s)/(1 - \rho_{cc}) & \text{untuk lingkaran} \end{cases} \tag{11.21}$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \tag{11.22}$$



Gambar 11.6 Inti terkekang untuk tulangan melingkar. (a) Tulangan melingkar dan (b) tulangan melingkar persegi panjang.

di mana f_l' adalah tekanan pengekangan lateral efektif; K_e adalah koefisien efektivitas pengekangan, f_{yh} adalah tegangan leleh tulangan transversal, s' adalah jarak vertikal bersih antara lingkaran atau spiral; s adalah jarak pusat ke pusat spiral atau lingkaran; d_s adalah diameter garis tengah spiral atau lingkaran; ρ_{cc} adalah rasio luas tulangan longitudinal terhadap luas inti penampang; ρ_s adalah rasio volume baja pengekangan transversal terhadap volume inti beton terkekang; dan A_{sp} adalah luas batang tulangan transversal.

2. Penampang Beton Persegi Terkekang (Gambar. 11.6b)

Lingkaran persegi panjang dapat menghasilkan dua tekanan pengekangan efektif yang tidak sama f_{1x}' dan f_{1y}' pada arah x dan y utama yang didefinisikan sebagai berikut:

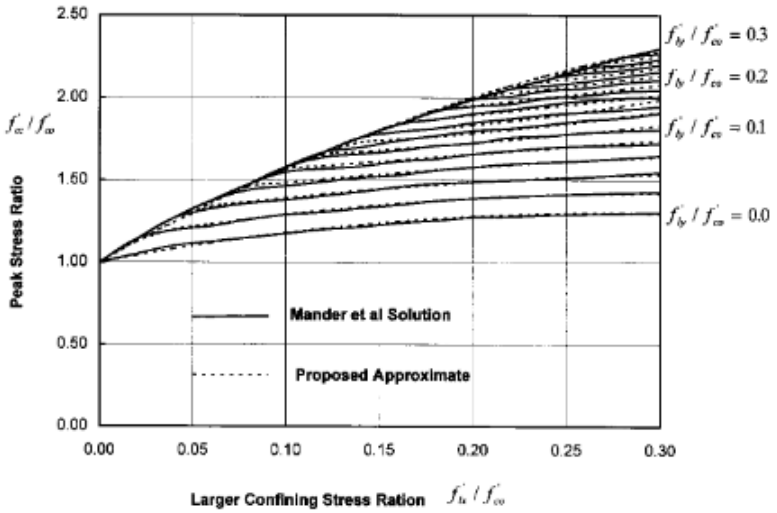
$$f_{lx}' = K_e \rho_x f_{yh} \tag{11.23}$$

$$f_{ly}' = K_e \rho_y f_{yh} \tag{11.24}$$

$$K_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w_i')^2}{6 b_c d_c}\right]\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \tag{11.25}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \tag{11.26}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sy}}{s b_c} \tag{11.27}$$



Gambar 11.7 Tegangan puncak beton terkekang.

di mana f_{yh} adalah kekuatan luluh tulangan transversal; w_i' adalah jarak bersih ke-i antara batang longitudinal yang berdekatan; b_c dan d_c adalah dimensi inti ke garis tengah tulangan

melingkar dalam arah x dan y (di mana $b \geq d$), masing-masing; A_{sx} dan A_{sy} adalah luas total batang transversal dalam arah x dan y, masing-masing.

Setelah f'_{lx} dan f'_{ly} ditentukan, kekuatan beton terkekang f'_{cc} dapat ditemukan menggunakan grafik yang ditunjukkan pada Gambar 11.7 dengan f'_{lx} lebih besar atau sama dengan f'_{ly}. Grafik tersebut menggambarkan solusi umum dari permukaan kegagalan multiaxial "lima parameter" yang dijelaskan oleh William dan Warnke.

Sebagai alternatif dari grafik tersebut, penulis menurunkan persamaan berikut untuk memperkirakan f'_{cc}:

$$f_{cc} = \begin{cases} A{f'_{lx}}^2 + Bf'_{lx} + C & f'_{ly} < f'_{lx} \text{ dan } f'_{ly} \leq 0.15 \\ \dfrac{f'_{lx} - f'_{lx}}{0.3 - f'_{ly}} D + C & f'_{ly} < f'_{lx} \text{ dan } f'_{ly} > 0.15 \\ C & f'_{ly} = f'_{lx} \end{cases} \quad (11.28)$$

$$A = 196.5f'^2_{lx} + 29.1f'_{lx} - 4 \quad (11.29)$$

$$B = -69.5f'^2_{lx} + 89.1f'_{lx} + 2.2 \quad (11.30)$$

$$C = -6.83f'^2_{lx} + 6.38f'_{lx} + 1 \quad (11.31)$$

$$D = 1.5f'^2_{lx} - 0.55f'_{lx} + 0.3 \quad (11.32)$$

Perhatikan bahwa dengan menetapkan f'_l 0.0 pada Persamaan (11.19), Persamaan (11.16) dan (11.15) akan menghasilkan ekspresi Mander untuk beton tak terkekang. Dalam kasus ini dan untuk regangan beton $\varepsilon_c > 2\,\varepsilon_{co}$, diasumsikan garis lurus yang mencapai tegangan nol pada regangan spalling ε_{sp}.

Regangan Tekan Maksimum Beton Terkekang

Eksperimen telah menunjukkan bahwa penurunan mendadak pada kurva tegangan-regangan beton terkekang terjadi ketika baja transversal pengikat pertama kali retak. Dengan mendefinisikan regangan tekan maksimum sebagai regangan longitudinal di mana retakan pengikat melingkar pertama terjadi, dan menggunakan pendekatan keseimbangan energi, Mander dan rekan-rekan. menghasilkan ekspresi untuk memprediksi regangan tekan maksimum yang dapat diselesaikan secara numerik.

Persamaan konservatif dan sederhana untuk memperkirakan regangan maksimum beton terkekang diberikan oleh Priestley dan rekan-rekan.:

$$\varepsilon_{\mathrm{cu}} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh}\varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (11.33)$$

di mana ε_{su} adalah regangan baja pada tegangan tarik maksimum. Untuk penampang persegi panjang $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ seperti yang didefinisikan sebelumnya. Nilai tipikal untuk ε_{cu} berkisar dari 0,012 hingga 0,05.

Persamaan (11.33) dirumuskan untuk penampang terkekang yang dikenai kompresi aksial. Perlu dicatat bahwa ketika Persamaan (11.33) digunakan untuk penampang dalam lentur atau dalam kombinasi lentur dan kompresi aksial, maka cenderung konservatif setidaknya 50%.

Chai et al. menggunakan pendekatan keseimbangan energi untuk menurunkan ekspresi berikut untuk menghitung regangan terkekang ultimate beton sebagai

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon + \begin{cases} \rho_s \varepsilon_{su} \dfrac{\gamma_2 J_{yh}}{\gamma 1 f'_{cc}} & \text{dibatasi oleh penguatan kembali} \\ \rho_{sj} \varepsilon_{suj} \dfrac{\gamma_2 f_{yj}}{\gamma_1 f'_{cc}} & \text{dibatasi oleh jaket baja melingkar} \end{cases} \quad (11.34)$$

di mana ε_{sp} adalah regangan spalling beton tak terkekang (biasanya = 0,003 hingga 0,005), γ_1 adalah koefisien integrasi dari luas antara kurva tegangan-regangan terkekang dan tak terkekang; dan γ_2 adalah koefisien integrasi dari luas di bawah kurva tegangan-regangan baja transversal. Rasio pengekangan untuk jaket baja $\rho_{sj} = 4_{t_j}/(D_j - 2_{t_j})$; D_i dan t_j masing-masing adalah diameter luar dan ketebalan jaket; f_{yj} adalah tegangan leleh jaket baja. Untuk baja berkekuatan tinggi dan sedang serta kekuatan tekan beton 4 hingga 6 ksi (27,58 hingga 41,37 MPa), Chai dan rekan-rekan. mengusulkan ekspresi berikut

$$\frac{\gamma_2}{\gamma_1} = \begin{cases} \dfrac{2000\rho_s}{(1 + (1428\rho_s)^4)^{0.25}} & \text{untuk Baja Kelas 40} \\ \dfrac{2000\rho_s}{(1 + (1480\rho_s)^4)^{0.25}} & \text{untuk Baja Kelas 60} \end{cases} \quad (11.35)$$

Beton Terkekang — Model Hoshikuma

Selain model Mander, Tabel 11.6 mencantumkan hubungan tegangan-regangan untuk beton terkekang yang diusulkan oleh Hoshikuma dan rekan-rekan. Model Hoshikuma didasarkan pada hasil serangkaian uji eksperimental yang mencakup penampang melingkar, persegi, dan tipe dinding dengan berbagai susunan tulangan transversal dalam praktik desain pilar jembatan di Jepang.

2. Hubungan Tegangan-Regangan Tarik

Dua kurva tegangan-regangan ideal untuk beton tarik ditunjukkan pada Gambar 11.8. Untuk beton polos, kurva tersebut linier hingga tegangan retak f_r. Untuk beton bertulang, terdapat cabang menurun karena karakteristik ikatan tulangan. Ekspresi trilinier yang diusulkan oleh Vebe dan rekan-rekan. adalah sebagai berikut:

$$f_c = \begin{cases} 0.5\,E_c\varepsilon_c & \varepsilon_c \le \varepsilon_{c1} - 2f_r/E_c \\ f_r[1 - 0.8E_c(\varepsilon_c - 2f_r/E_c)] & \varepsilon_{c1} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} = 2.625f_r/E_c \\ f_r[0.5 - 0.075E_c(\varepsilon_c - 2.625f_r/4E_c)] & \varepsilon_c < \varepsilon_{c3} = 9.292f_r/E_c \end{cases} \quad (11.36)$$

di mana f_r adalah modulus patahan beton.

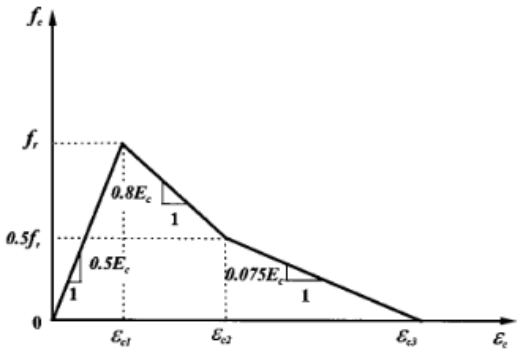
Tabel 11.6 Hoshikuma et al. Hubungan Tegangan–Regangan Beton Terkekang

$$f_c = \begin{cases} E_c\varepsilon_c\left[1 - \frac{1}{n}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right] & \varepsilon_c \le \varepsilon_{cc} \\ f'_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & \varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

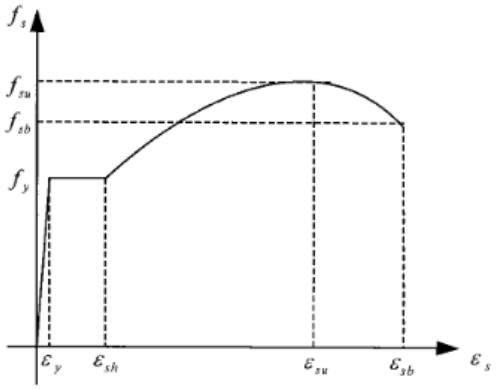
$$n = \frac{E_c\varepsilon_{cc}}{E_c\varepsilon_{cc} - f'_{cc}}; \quad \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2E_{des}}; \quad E_{des} = 11.2\frac{f'^2_{co}}{\rho_s f_{yh}}$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = \begin{cases} 1.0 + 3.8\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} & \text{for circular section} \\ 1.0 + 0.76\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} & \text{for square section} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cc} = \begin{cases} 0.002 + 0.033\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} & \text{for circular section} \\ 0.002 + 0.013\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} & \text{for square section} \end{cases}$$



Gambar 11.8 Kurva tegangan-regangan idealisasi beton dalam tegangan uniaksial.



Gambar 11.9 Kurva tegangan-regangan ideal dari baja struktural dan tulangan.

Baja Struktural dan Tulangan

Untuk baja struktural dan tulangan baja tanpa prategang, hubungan tegangan-regangannya dapat diidealkan menjadi empat bagian: elastis, plastis, pengerasan regangan, dan pelunakan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.9. Hubungan tersebut umumnya dinyatakan sebagai berikut:

$$f_s = \begin{cases} E_s\varepsilon_s & 0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \\ f_y + \dfrac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}(f_{su} - f_y)} & \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \\ f_u\left[1 - \dfrac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{sb} - \varepsilon_{su}(f_{su} - f_{sb})}\right] & \varepsilon_{cu} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sb} \end{cases} \quad (11.37)$$

di mana f_s dan ε_s adalah tegangan atau regangan pada baja; E_s adalah modulus elastisitas baja; f_y dan ε_y adalah tegangan dan regangan luluh; ε_{sh} adalah regangan pengerasan; f_{su} dan ε_{su} adalah tegangan maksimum dan regangan yang sesuai; f_{sb} dan ε_{sb} adalah tegangan putus dan regangan yang sesuai.

$$\varepsilon_{sh} = \begin{cases} 14\varepsilon_y & untuk\ Kelas\ 40 \\ 5\varepsilon_y & untuk\ Kelas\ 40 \end{cases} \quad (11.38)$$

$$\varepsilon_{sh} = \begin{cases} 0.14 + \varepsilon_{sh} & untuk\ Kelas\ 40 \\ 0.12 & untuk\ Kelas\ 40 \end{cases} \quad (11.39)$$

Untuk baja tulangan, bentuk nonlinier berikut ini juga dapat digunakan untuk bagian pengerasan regangan:

$$f_s = f_y\left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s\varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2}\right] \quad \text{untuk } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su} \quad (11.40)$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y(30r + 1)^2 - 60_r - 1}{15r^2} \quad (11.41)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (11.42)$$

$$f_{su} = 1.5\, f_y \quad (11.43)$$

Untuk bagian pengerasan dan pelunakan regangan, Holzer et al. mengusulkan ekspresi berikut

$$f_s = f_y\left[1 + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\left(\frac{f_{su}}{f_y} - 1\right)\exp\left(1 - \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sh}}\right)\right] \text{ untuk } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sb} \quad (11.44)$$

Untuk baja prategang, perilaku tegangan-regangannya berbeda dari baja tanpa prategang. Tidak ada plateau aliran leleh yang jelas dalam responsnya.

11.5 ANALISIS PENAMPANG NONLINIER

Asumsi dan Rumusan Dasar

Tujuan utama analisis penampang adalah untuk mempelajari perilaku momen-dorong-kelengkungan. Dalam analisis penampang nonlinier, asumsi berikut biasanya dibuat:

- Penampang bidang sebelum lentur tetap bidang setelah lentur;
- Deformasi geser dan torsi dapat diabaikan;
- Hubungan tegangan-regangan untuk beton dan baja diberikan;
- Untuk beton bertulang, ikatan sempurna antara beton dan tulangan baja ada.

Rumus matematika yang digunakan dalam analisis penampang adalah (Gambar 11.10):
Persamaan kompatibilitas

$$\emptyset_x = \varepsilon/y \tag{11.45}$$

$$\emptyset_y = \varepsilon/x \tag{11.46}$$

Persamaan kesetimbangan

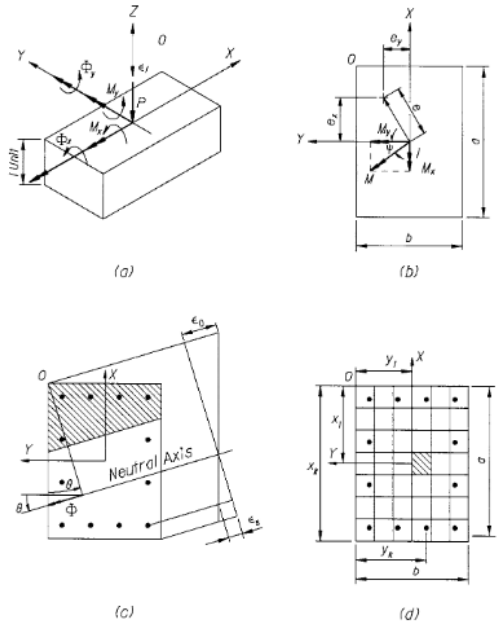
$$P = \int_A \sigma \, dA = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i A_i \tag{11.47}$$

$$M_x = \int_A \sigma y dA = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i y_i A \tag{11.48}$$

$$M_y = \int_A \sigma x dA = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i x_i A_i \tag{11.49}$$

Prosedur Pemodelan dan Penyelesaian

Untuk elemen beton bertulang, penampang dibagi menjadi sejumlah filamen beton dan baja yang mewakili beton dan baja tulangan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.10d. Setiap filamen beton dan baja diberi hubungan tegangan-regangan yang sesuai. Hubungan tegangan-regangan terkekang dan tidak terkekang digunakan untuk beton inti dan beton penutup, masing-masing.



Gambar 11.10 Momen–kelengkungan–regangan penampang.

Untuk elemen baja struktural, penampang dibagi menjadi filamen baja dan hubungan tegangan-regangan baja tipikal digunakan untuk elemen tarik dan tekan kompak, dan hubungan tegangan-regangan ekivalen dengan tegangan dan regangan luluh yang dikurangi dapat digunakan untuk elemen tekan non-kompak.

Proses analisis dimulai dengan memilih regangan untuk serat beton (atau baja) ekstrem. Dengan menggunakan regangan terpilih ini dan mengasumsikan lokasi sumbu netral (NA) penampang, profil regangan linier dibangun dan tegangan serta gaya penampang yang sesuai dihitung. Keseimbangan gaya penampang kemudian diperiksa untuk beban aksial yang diberikan. Dengan mengubah lokasi NA, proses diulangi hingga keseimbangan terpenuhi. Setelah keseimbangan terpenuhi, untuk regangan yang diasumsikan dan beban aksial yang diberikan, momen dan kelengkungan penampang yang sesuai dihitung dengan Persamaan (11.48) dan (11.49).

Diagram momen-kelengkungan $(M - \Phi)$ untuk beban aksial tertentu dibangun dengan meningkatkan regangan serat ekstrem dan menemukan momen yang sesuai dan kelengkungan yang terkait. Diagram interaksi (M–P) yang menghubungkan beban aksial dan momen ultimate dibangun dengan meningkatkan beban aksial dan menemukan momen ultimate yang sesuai menggunakan prosedur di atas.

Untuk penampang beton bertulang, momen leleh biasanya didefinisikan sebagai momen penampang pada awal leleh baja tulangan tarik. Momen ultimate didefinisikan sebagai momen pada kapasitas momen puncak. Kelengkungan maksimum biasanya didefinisikan sebagai kelengkungan ketika regangan serat beton ekstrem mencapai regangan maksimum atau ketika tulangan baja mencapai regangan maksimum (putus) (mana pun yang terjadi lebih dulu). Gambar 11.11a menunjukkan kurva $M - P - \Phi$ tipikal untuk penampang beton bertulang.

Untuk penampang baja sederhana, seperti penampang persegi panjang, padat melingkar, dan penampang melingkar berdinding tipis, bentuk tertutup dari $M - P - \Phi$ dapat diperoleh menggunakan hubungan tegangan-regangan elastis-plastik sempurna. Untuk semua penampang baja umum lainnya, teknik iterasi numerik digunakan untuk mendapatkan kurva $M - P - \Phi$. Gambar 11.11b menunjukkan kurva $M - P - \Phi$ tipikal untuk penampang flensa lebar.

Persamaan Permukaan Leleh

Konsep permukaan leleh atau permukaan kegagalan telah digunakan secara praktis dalam analisis inelastis untuk menggambarkan plastifikasi penuh penampang baja dan beton di bawah aksi gaya aksial yang dikombinasikan dengan lentur biaxial. Bagian ini akan menyajikan beberapa ekspresi permukaan leleh untuk penampang baja dan beton yang cocok untuk digunakan dalam analisis nonlinier.

3. Persamaan Permukaan Leleh untuk Penampang Beton

Permukaan kegagalan interaksi umum untuk penampang beton bertulang dengan lentur biaxial, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.12a dapat didekati dengan persamaan interaksi tak berdimensi:

$$\left(\frac{M_x}{M_{xo}}\right)^m + \left(\frac{M_y}{M_{yo}}\right)^n = 1.0 \tag{11.50}$$

di mana M_x dan M_y adalah momen lentur terhadap sumbu utama $x - x$ dan $y - y$, masing-masing; M_{xo} dan M_{yo} adalah kapasitas lentur uniaksial terhadap sumbu $x - x$ dan $y - y$ di bawah beban aksial P; eksponen m dan n bergantung pada sifat penampang beton bertulang dan gaya aksial. Nilai-nilai ini dapat ditentukan melalui analisis numerik atau eksperimen. Secara umum, nilai m dan n biasanya berkisar antara 1,1 hingga 1,4 untuk kompresi aksial rendah dan sedang.

4. Persamaan Permukaan Leleh untuk Penampang Baja Simetris Ganda

Bentuk umum permukaan leleh untuk penampang baja simetris ganda seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.12b dapat dijelaskan secara perkiraan dengan persamaan umum berikut

$$\left(\frac{M_x}{M_{pcx}}\right)^{a_s} + \left(\frac{M_y}{M_{pcy}}\right)^{a_s} = 1.0 \tag{11.51}$$

di mana M_{pcx} dan M_{pcy} adalah kapasitas momen terhadap sumbu masing-masing, yang telah dikurangi karena adanya beban aksial; keduanya dapat diperoleh dengan rumus berikut:

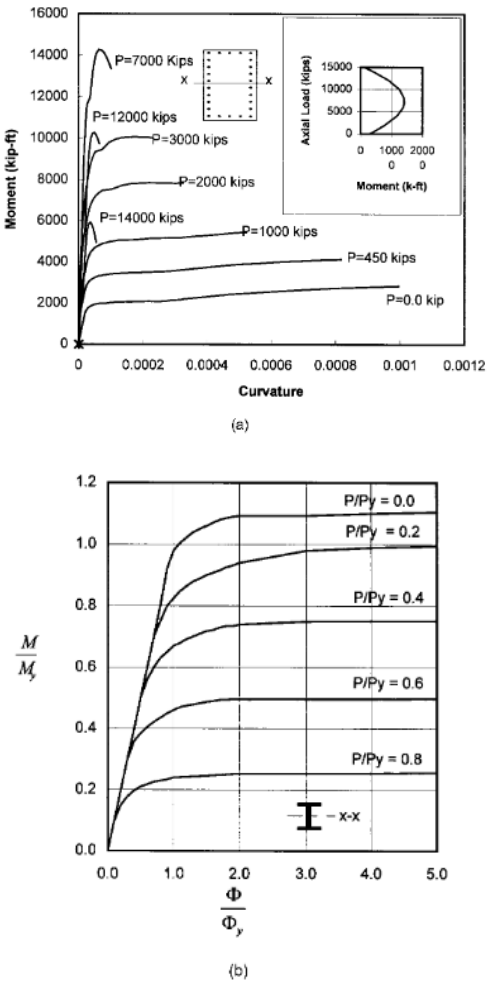
$$M_{pcx} = M_{px}\left[1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^{\beta_s}\right] \tag{11.52}$$

$$M_{pcy} = M_{py}\left[1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^{\beta_y}\right] \tag{11.53}$$

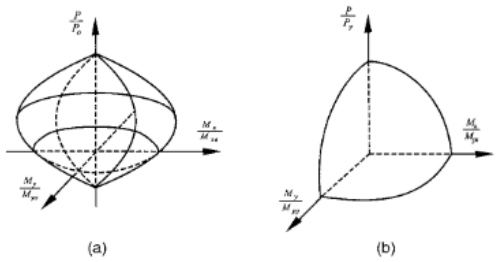
di mana P adalah beban aksial; M_{px} dan M_{py} adalah momen plastis terhadap sumbu utama x–x dan y–y, masing-masing; a_x, a_y, β_x, dan β_y adalah parameter yang bergantung pada bentuk penampang dan distribusi luas dan tercantum dalam Tabel 11.7.

Persamaan (11.51) merepresentasikan permukaan yang halus dan cembung dalam ruang resultan tegangan tiga dimensi. Hal ini mudah diimplementasikan dalam analisis struktur berbasis komputer. Orbison mengembangkan persamaan berikut untuk penampang flensa lebar dengan metode coba-coba dan pencocokan kurva:

$$1.15\left(\frac{P}{P_y}\right)^2 + \left(\frac{M_x}{M_{py}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^4 + 3.67\left(\frac{P}{P_y}\right)\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^2 + 3.0\left(\frac{P}{P}\right)^2\left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^2 + 4.65\left(\frac{M_x}{M_{py}}\right)^4\left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^2 = 1.0 \tag{11.54}$$



Gambar 11.11 Kurva momen–dorong–kelengkungan. (a) Penampang beton bertulang (b) penampang baja I.



Gambar 11.12 Permukaan leleh umum. (a) Penampang beton bertulang; (b) penampang baja.

Tabel 11.7 Parameter untuk Penampang Baja Simetris Ganda

Jenis Penampang	α_x	α_y	β_x	β_y
Persegi Pejal	$1{,}7 + 1{,}3(P/P_y)$	$1{,}7 + 1{,}3(P/P_y)$	2,0	2,0
Lingkaran Pejal	2,0	2,0	2,1	2,1
Profil I	2,0	$1{,}2 + 2(P/P_y)$	1,3	$2 + 1{,}2(A_w/A_f)$
Box Dinding Tipis	$1{,}7 + 1{,}5(P/P_y)$	$1{,}7 + 1{,}5(P/P_y)$	$2 - 0{,}5\bar{B} \geq 1{,}3$	$2 - 0{,}5\bar{B} \geq 1{,}3$
Lingkaran Dinding Tipis	2,0	2,0	1,75	1,75

Di mana $\bar{B}$ adalah rasio lebar terhadap kedalaman penampang kotak terhadap sumbu lentur.

11.6 ANALISIS RANGKA NONLINIER

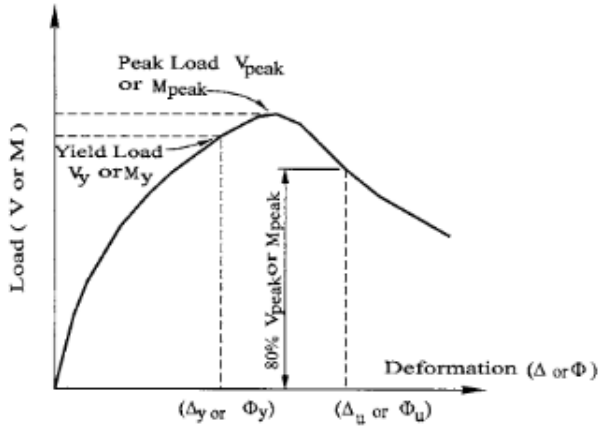
Analisis rangka inelastis orde pertama dan orde kedua dapat dikategorikan menjadi tiga jenis analisis: (1) engsel elastis-plastis, (2) engsel plastis yang disempurnakan, dan (3) plastisitas terdistribusi. Bagian ini akan membahas asumsi dasar dan aplikasi dari analisis tersebut.

Analisis Engsel Elastis-Plastis

Dalam analisis engsel elastis-plastis (plastisitas terkonsentrasi), inelastisitas material diperhitungkan dengan menggunakan engsel plastis terkonsentrasi "panjang nol". Engsel plastis tradisional didefinisikan sebagai titik panjang nol di sepanjang elemen struktur yang dapat mempertahankan kapasitas momen plastis dan berputar bebas.

Ketika penampang mencapai kapasitas plastisnya (misalnya, permukaan leleh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.12 atau 11.13), engsel plastis terbentuk dan kekakuan elemen disesuaikan untuk mencerminkan pembentukan engsel. Untuk daerah pada elemen rangka yang jauh dari engsel plastis, diasumsikan perilaku elastis.

Untuk elemen rangka yang hanya dikenai gaya ujung, metode engsel elastis-plastis biasanya hanya membutuhkan satu elemen per elemen sehingga metode ini efisien secara komputasi. Namun, metode ini tidak secara akurat merepresentasikan plastisitas terdistribusi dan efek $P - \delta$ yang terkait. Analisis ini memprediksi solusi batas atas (lihat Gambar 11.1).



Gambar 11.13 Kurva beban-deformasi.

Analisis Engsel Plastis yang Disempurnakan

Dalam analisis engsel plastis yang disempurnakan, model leleh dua permukaan mempertimbangkan pengurangan kapasitas momen plastis pada engsel plastis (karena adanya gaya aksial) dan modulus tangen efektif memperhitungkan degradasi kekakuan (karena plastisitas terdistribusi di sepanjang elemen rangka). Analisis ini mirip dengan analisis engsel elastis-plastis dalam hal efisiensi dan kesederhanaan dan, sampai batas tertentu, juga memperhitungkan plastisitas terdistribusi. Pendekatan ini telah dikembangkan untuk desain rangka baja tingkat lanjut, tetapi pertimbangan detail untuk struktur beton masih perlu dikembangkan.

Analisis Plastisitas Terdistribusi

Analisis plastisitas terdistribusi memodelkan penyebaran inelastisitas melalui penampang dan sepanjang panjang elemen. Hal ini juga disebut sebagai analisis zona plastis, analisis penyebaran plastisitas, dan analisis elastoplastik oleh berbagai peneliti. Dalam analisis ini, suatu elemen perlu dibagi menjadi beberapa elemen sepanjang panjangnya untuk memodelkan perilaku inelastis secara lebih akurat. Ada dua pendekatan utama yang telah berhasil digunakan untuk memodelkan plastifikasi elemen dalam analisis plastisitas terdistribusi orde kedua:

1. Perilaku penampang dijelaskan sebagai masukan untuk analisis melalui hubungan momen–dorong–kelengkungan $(M - P - \Phi)$ dan momen–dorong–regangan aksial $(M - P - \varepsilon)$ yang dapat diperoleh secara terpisah dari analisis penampang seperti yang dibahas di Bagian 11.5 atau didekati dengan ekspresi bentuk tertutup.
2. Penampang dibagi menjadi area elemen dan keadaan tegangan dan regangan dilacak secara eksplisit menggunakan hubungan tegangan-regangan yang tepat untuk semua elemen selama analisis.

1. Singkatnya, analisis engsel elastis-plastik adalah yang paling sederhana, tetapi memberikan solusi batas atas. Analisis plastisitas terdistribusi dianggap paling akurat dan umumnya intensif secara komputasi untuk struktur yang lebih besar dan kompleks. Analisis engsel plastik yang disempurnakan tampaknya merupakan alternatif yang dapat mencapai efisiensi komputasi dan akurasi secara wajar.

11.7 DESAIN SEISMIK BERBASIS PERPINDAHAN

Pada bagian ini, konsep dan prosedur desain berbasis perpindahan dan dasar-dasar analisis push-over statis dibahas secara singkat. Dua jembatan nyata dianalisis sebagai contoh untuk mengilustrasikan aplikasi praktis pendekatan analisis push-over statis nonlinier untuk desain seismik jembatan. Contoh tambahan dan diskusi rinci tentang analisis jembatan nonlinier dapat ditemukan dalam literatur.

Konsep Dasar

Dalam beberapa tahun terakhir, desain berbasis perpindahan telah digunakan dalam praktik desain seismik jembatan sebagai pendekatan alternatif yang layak untuk desain berbasis kekuatan. Menggunakan perpindahan daripada gaya sebagai pengukuran kerusakan gempa memungkinkan struktur untuk memenuhi fungsi yang dibutuhkan (kondisi batas pengendalian kerusakan) di bawah beban gempa yang ditentukan.

Dalam prosedur desain umum, seseorang mulai dengan memproporsikan struktur untuk kekuatan dan kekakuan, melakukan analisis yang sesuai, dan kemudian memeriksa permintaan daktilitas perpindahan terhadap kapasitas yang tersedia. Prosedur ini telah banyak digunakan dalam desain seismik jembatan di California sejak tahun 1994. Alternatifnya, seseorang dapat memulai dengan pemilihan perpindahan target, melakukan analisis, dan kemudian menentukan kekuatan dan kekakuan untuk mencapai tingkat perpindahan desain. Kekuatan dan kekakuan tidak masuk dalam proses ini sebagai variabel; keduanya merupakan hasil akhir.

Dalam desain berbasis perpindahan, perancang perlu mendefinisikan kriteria secara jelas untuk deformasi struktural (kerusakan) yang dapat diterima berdasarkan persyaratan kinerja pasca gempa dan kapasitas deformasi yang tersedia. Kriteria tersebut didasarkan pada banyak faktor termasuk jenis dan kepentingan struktur.

Kapasitas Deformasi Ultimate yang Tersedia

Karena kelangsungan hidup struktur tanpa keruntuhan umumnya diadopsi sebagai kriteria desain seismik untuk jembatan biasa, respons struktural inelastis dan beberapa degradasi kekuatan dapat diharapkan di bawah beban seismik. Gambar 11.13 menunjukkan kurva beban-deformasi tipikal. Respons degradasi bertahap seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.13 dapat disebabkan oleh faktor-faktor seperti efek $P-\Delta$ dan/atau formulasi engsel plastis. Kapasitas deformasi maksimum yang tersedia harus didasarkan pada seberapa besar pengurangan (degradasi) dalam respons kapasitas daya dukung beban struktur yang dapat ditoleransi.

Secara umum, kapasitas deformasi maksimum yang tersedia dapat disebut sebagai deformasi yang dapat dialami suatu struktur tanpa kehilangan kapasitas daya dukung beban yang signifikan. Oleh karena itu, masuk akal untuk mendefinisikan deformasi maksimum yang tersedia sebagai deformasi ketika kapasitas daya dukung beban telah berkurang dalam jumlah yang dapat diterima setelah beban puncak, misalnya, 20%, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.13. Jumlah pengurangan yang dapat diterima ini dapat bervariasi tergantung pada kriteria kinerja yang dibutuhkan dari kasus tertentu.

Kapasitas deformasi yang tersedia berdasarkan persyaratan kriteria desain tidak harus sesuai dengan kapasitas deformasi maksimum anggota atau sistem. Untuk penampang anggota tertentu, deformasi maksimum dalam hal kelengkungan bergantung pada bentuk, sifat material, dan kondisi pembebanan penampang (yaitu, beban aksial, lentur biaxial) dan sesuai dengan kondisi ketika serat ekstrem penampang mencapai regangan maksimumnya (ε_{sp} untuk beton dan ε_{sp} untuk baja). Kapasitas kelengkungan maksimum yang tersedia $\emptyset_u$ dapat dipilih sebagai kelengkungan yang sesuai dengan kondisi ketika respons kapasitas momen penampang berkurang, misalnya, 20%, dari momen puncak.

Untuk sistem struktur rangka, deformasi maksimum dalam hal perpindahan lateral bergantung pada konfigurasi struktural, perilaku penampang, dan kondisi pembebanan dan sesuai dengan keadaan kegagalan sistem rangka ketika mekanisme keruntuhan terbentuk. Kapasitas perpindahan lateral yang tersedia Δ_u dapat dipilih sebagai perpindahan yang sesuai dengan kondisi ketika kapasitas menahan beban lateral berkurang sebesar sejumlah tertentu, misalnya, 20%, dari beban puncaknya. Dalam praktik desain seismik saat ini di California, kapasitas perpindahan lateral rangka yang tersedia umumnya sesuai dengan engsel plastis pertama yang mencapai kapasitas rotasi maksimumnya.

Prosedur Analisis

Prosedur analisis seismik yang digunakan dalam desain berbasis perpindahan dapat dibagi menjadi tiga kelompok:

Kelompok I: Perpindahan seismik dan kebutuhan gaya diperkirakan dari riwayat waktu dinamis elastis atau analisis spektrum respons dengan sifat penampang efektif. Untuk struktur beton, sifat penampang retak biasanya digunakan untuk menentukan kebutuhan perpindahan, dan sifat penampang bruto digunakan untuk menentukan kebutuhan gaya. Kapasitas kekuatan dievaluasi dari analisis penampang nonlinier atau metode lain yang ditentukan dalam kode, dan kapasitas perpindahan diperoleh dari analisis push-over nonlinier statis.

Kelompok II: Kebutuhan perpindahan seismik diperoleh dari spektrum respons yang ditentukan dan kekakuan efektif awal atau model struktural pengganti dengan mempertimbangkan kekakuan efektif dan redaman efektif. Kekakuan efektif dan kapasitas perpindahan diperkirakan dari analisis push-over statis nonlinier.

Kelompok III: Analisis riwayat waktu dinamis inelastis nonlinier dilakukan. Penilaian jembatan didasarkan pada perbandingan perpindahan (kerusakan) antara hasil analisis dan kriteria penerimaan yang diberikan. Kelompok analisis ini kompleks dan memakan waktu, dan hanya digunakan untuk struktur penting.

Analisis Push-Over Statis

Sebagai pengganti analisis dinamis riwayat waktu nonlinier, para insinyur jembatan dalam beberapa tahun terakhir telah menggunakan analisis push-over statis sebagai alternatif yang efektif dan sederhana ketika menilai kinerja struktur jembatan yang ada atau baru di bawah beban seismik. Dengan kondisi yang tepat, alternatif perkiraan ini dapat sama andalnya dengan yang lebih akurat dan kompleks.

Tujuan utama dari analisis tersebut adalah untuk menentukan kapasitas perpindahan atau daktilitas yang kemudian dibandingkan dengan permintaan perpindahan atau daktilitas yang diperoleh untuk sebagian besar kasus dari analisis dinamis linier dengan sifat penampang yang efektif. Namun, dalam kondisi tertentu, analisis ini juga dapat digunakan dalam penilaian permintaan perpindahan, seperti yang akan diilustrasikan dalam contoh-contoh berikut.

Dalam analisis ini, bagian yang berdiri sendiri dari struktur jembatan (seperti rangka-bent dengan kolom tunggal atau multi-kolom) diisolasi dan dianalisis secara statis dengan mempertimbangkan perilaku nonlinier apa pun yang dianggap perlu (yang paling penting dan umum, perilaku nonlinier material dan geometris).

Analisis ini dapat menggunakan salah satu metode pemodelan yang dibahas di Bagian 11.6, tetapi engsel plastis atau model plastisitas terdistribusi umumnya digunakan. Model rangka analitis pertama-tama dikenai beban gravitasi yang diterapkan dan kemudian didorong secara lateral dalam beberapa peningkatan beban (atau perpindahan) hingga mekanisme keruntuhan atau kriteria kegagalan tertentu tercapai. Gambar 11.14 menunjukkan diagram alir yang menguraikan prosedur penggunaan analisis dorong statis dalam desain seismik dan evaluasi perbaikan.

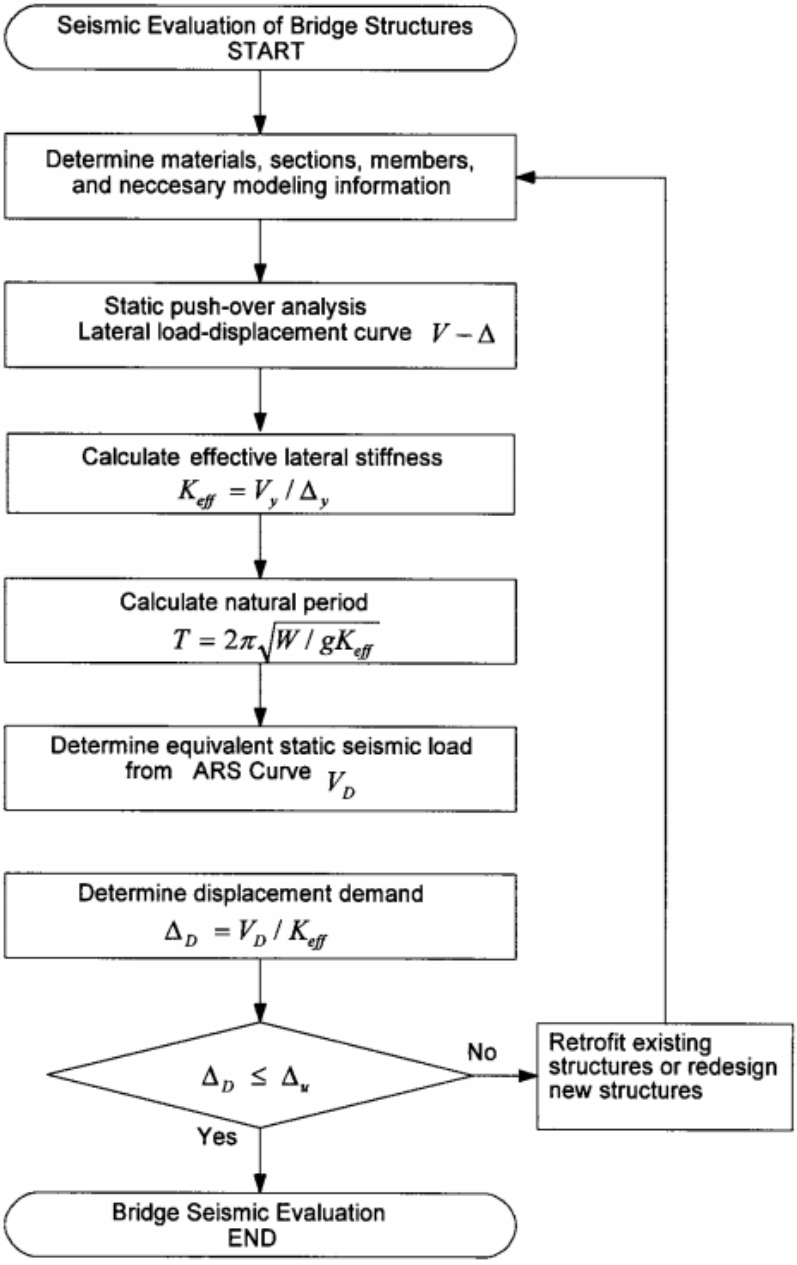
Ketika menerapkan analisis dorong statis dalam desain seismik, diasumsikan bahwa analisis tersebut dapat memprediksi dengan akurasi yang wajar perilaku beban-perpindahan lateral dinamis, dan bahwa spektrum respons percepatan elastis dapat memberikan cara terbaik untuk menetapkan kinerja struktural yang dibutuhkan.

Contoh 10.1 — Rangka Beton Bertulang Multikolom dengan Efek $\mathbf{P} - \Delta$

Pernyataan Masalah

Detail aktual dari rangka jembatan beton bertulang yang terdiri dari balok kepala dan dua kolom melingkar yang ditopang pada pondasi tiang pancang ditunjukkan pada Gambar 11.15. Kekuatan beton tak terkekang aktual sebesar 5 ksi (34,5 MPa) dan kekuatan baja sebesar 40 ksi (275,8 MPa) diasumsikan. Karena kurangnya tulangan transversal kolom yang memadai, kolom-kolom tersebut diperkuat dengan jaket baja setebal 0,5 inci (12,7 mm).

Bagian bawah kolom diasumsikan terpasang tetap, namun, karena pondasi tidak memiliki pelat atas dan tulangan geser, bagian bawah dengan sambungan engsel juga harus dipertimbangkan. Rangka tersebut ditopang pada pondasi tiang pancang yang kaku dan interaksi tanah-pondasi-struktur harus diabaikan.

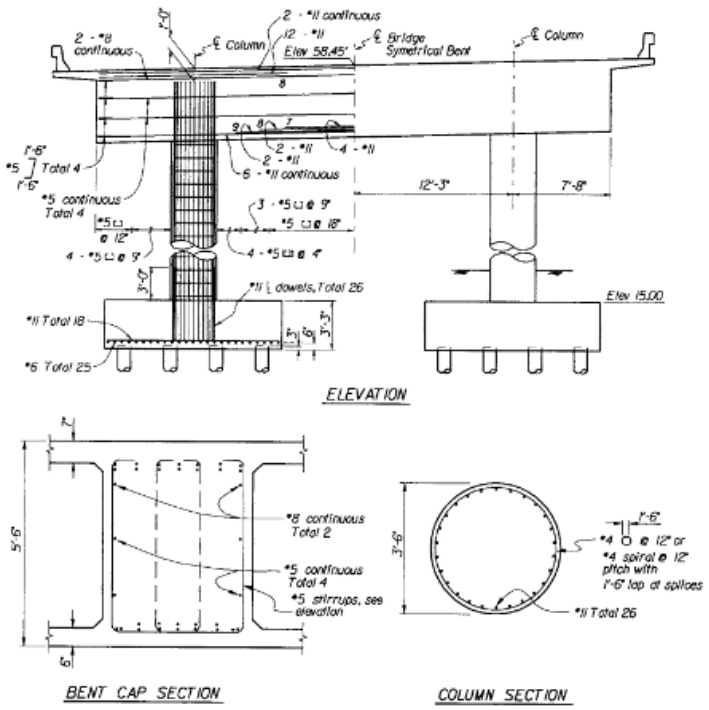


Gambar 11.14 Prosedur alternatif untuk evaluasi seismik jembatan.

Gunakan analisis push-over nonlinier statis untuk mempelajari sejauh mana efek P-Δ pada respons lateral rangka lengkung ketika kolom diasumsikan terpasang tetap di dasar dalam satu kasus dan terpasang engsel dalam kasus lain. Asumsikan kolom diperkuat dengan jaket baja dalam kedua kasus dan tentukan apakah perbaikan pondasi juga diperlukan. Gunakan percepatan tanah 0,7 g dan spektrum ARS dengan redaman 5% seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.16.

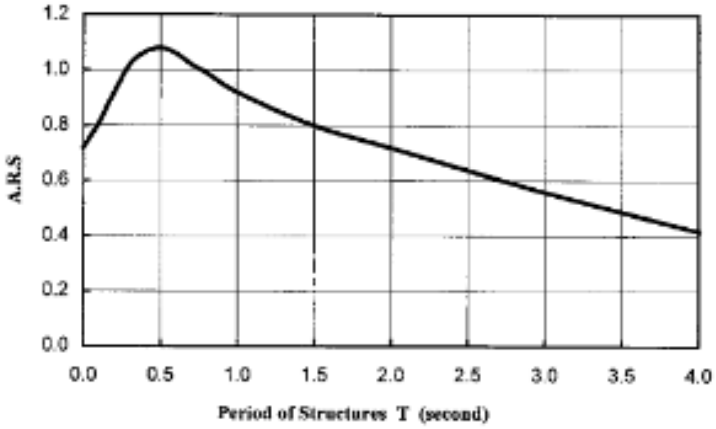
Prosedur Analisis

Rangka lengkung ideal, yang terdiri dari balok penutup dan dua anggota kolom yang diperkuat, didiskretisasi menjadi sejumlah elemen balok yang terhubung pada sambungan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.17.

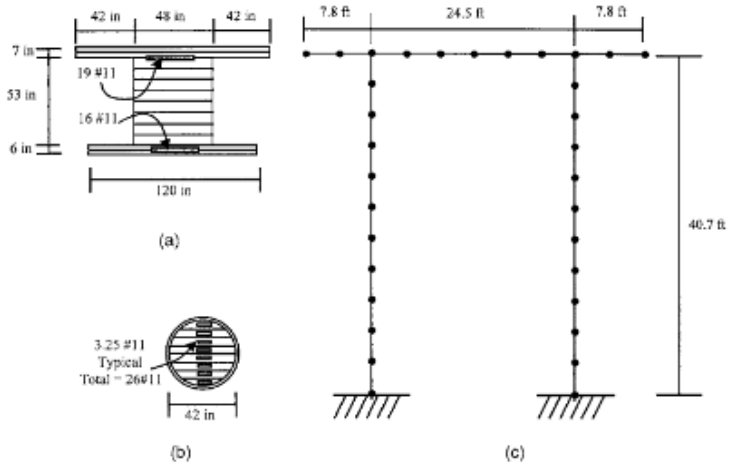


Gambar 11.15 Rencana aktual — Contoh 11.1.

Penampang kolom dan balok penutup yang diidealkan dibagi menjadi beberapa lapisan beton dan lapisan baja tulangan seperti yang ditunjukkan. Dua sifat material beton yang berbeda digunakan untuk penampang kolom dan balok penutup. Sifat beton kolom tersebut memasukkan peningkatan tegangan dan regangan ultimat beton akibat pengekangan yang diberikan oleh selubung baja. Dalam studi ini, tegangan dan regangan tekan ultimat beton kolom terkekang masing-masing sebesar 7,5 ksi (51,7 MPa) dan 0,085 digunakan. Beban mati struktur atas total sebesar 1160 kips (5160 kN) diterapkan secara merata sepanjang balok penutup. Rangka didorong secara lateral dalam beberapa peningkatan beban hingga terjadi kegagalan.



Gambar 11.16 Kurva ars spesifik — Contoh 11.1.



Gambar 11.17 Model analitis — Contoh 11.1. (a) Penampang balok penutup berlapis lokal: 12 lapisan beton dan 2 lapisan baja; (b) penampang kolom berlapis: 8 lapisan beton dan 8 lapisan baja; (c) model rangka diskrit.

Dalam studi ini, kegagalan didefinisikan sebagai kondisi batas ketika salah satu dari kondisi berikut terjadi terlebih dahulu:

1. Regangan lapisan beton mencapai regangan tekan maksimum pada penampang elemen mana pun;
2. Regangan lapisan baja mencapai regangan putus pada penampang elemen mana pun;
3. Pengurangan 20% dari beban lateral puncak pada kurva respons beban lateral (kondisi ini sangat berguna ketika mempertimbangkan $P - \Delta$).

Perpindahan lateral yang sesuai dengan kondisi batas ini di bagian atas kolom menentukan kapasitas perpindahan (tersedia) kegagalan rangka. Program komputer analisis nonlinier NTFrame digunakan untuk analisis push-over. Program ini didasarkan pada model plastisitas terdistribusi dan efek $P - \Delta$ dimasukkan dalam formulasi kekakuan anggota orde kedua model.

Diskusi Hasil

Respons beban lateral vs. perpindahan rangka yang dihasilkan ditunjukkan pada Gambar 11.18 untuk kasus ketika bagian bawah kolom diikat dan diengselkan. Kedua kasus akan dibahas selanjutnya, diikuti oleh kesimpulan.

Kasus Kolom Diikat di Bawah

Dalam kasus ini, dasar kolom dimodelkan dengan sambungan tetap. Respons lateral dengan dan tanpa efek $P - \Delta$ ditunjukkan pada Gambar 11.18a. Penurunan tajam pada kurva respons disebabkan oleh beberapa lapisan beton ekstrem mencapai regangan tekan maksimumnya di bagian atas kolom.

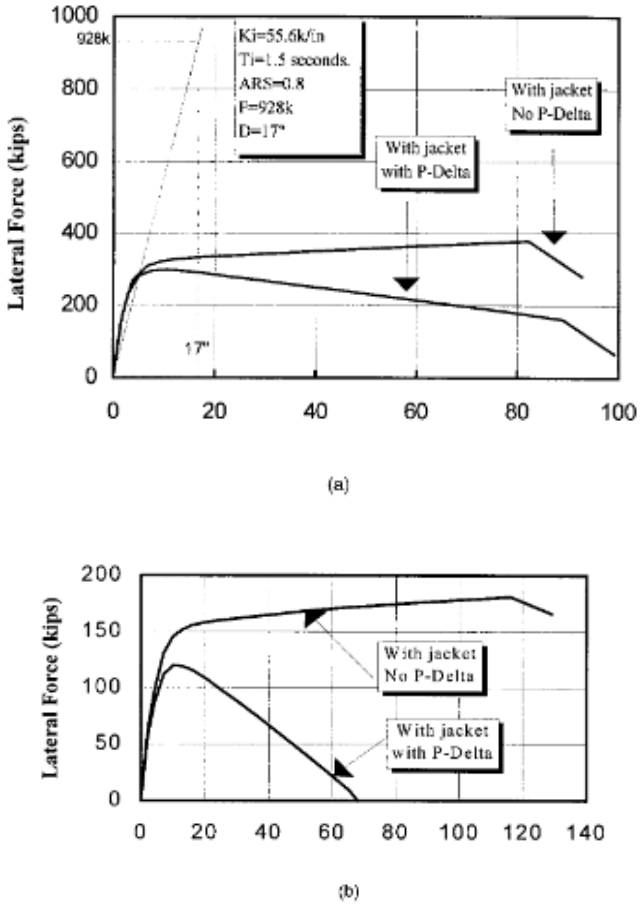
Efek $P - \Delta$ pada kegagalan terlihat cukup besar tetapi tidak separah yang ditunjukkan pada Gambar 11.18b dengan sambungan engsel. Membandingkan Gambar 11.19a dan b, dapat diamati bahwa pemasangan bagian bawah kolom menghasilkan respons struktural yang lebih kaku.

Menggunakan kurva yang ditunjukkan pada Gambar 11.18a, kebutuhan perpindahan untuk kasus kolom tetap dengan efek $P-\Delta$ dihitung sebagai berikut:

Langkah 1: Hitung Kekakuan Efektif Awal $\mathbf{K_{eff}}$

Hasil komputer menunjukkan bahwa tulangan longitudinal ekstrem kolom pertama mencapai titik leleh pada gaya lateral 928 kips (4128 kN) pada perpindahan leleh lateral yang sesuai sebesar 17 in. (431,8 mm), oleh karena itu

$$K_{\text{eff}} = 928/17 = 55\text{kips/in.}\,(9.63\text{kN/mm})$$



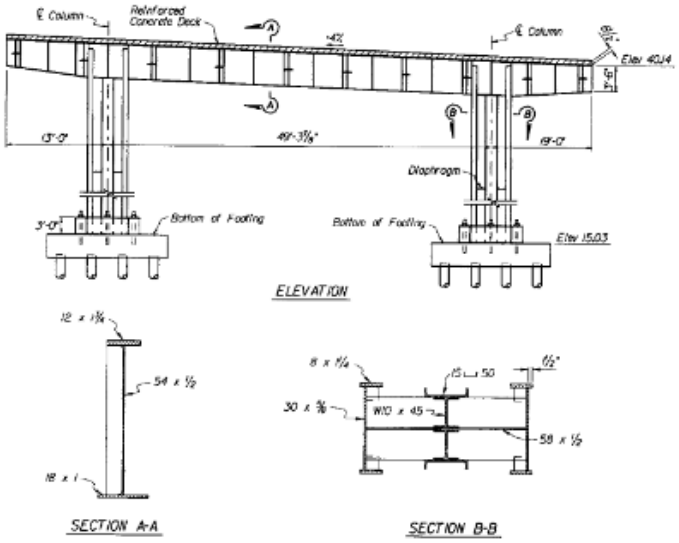
Gambar 11.18 Respons beban lateral vs. perpindahan — Contoh 11.1. Respons lateral (a) kolom tetap (b) dengan kolom berengsel.

Langkah 2: Hitung Periode Fundamental Perkiraan $\mathbf{T_f}$

$$T_f = 0.32\sqrt{\frac{W}{K_{\text{eff}}}} = 0.32\sqrt{\frac{1160}{55}} = 1.5\text{ s}$$

Langkah 3: Tentukan Spektrum Respons Percepatan Elastis Teredam (ARS) di Lokasi dalam g.

Dengan menggunakan spektrum lokasi yang diberikan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.16 dan periode yang dihitung di atas, ARS yang sesuai untuk redaman 5% adalah 0,8.



Gambar 11.19 Pesawat yang sudah jadi — Contoh 11.2.

Langkah 4: Hitung Kebutuhan Perpindahan D_d

$$D_d = \frac{ARS(W)}{K_{eff}} = \frac{0.8(1160)}{55} = 16.9\text{in}(429.3\text{m})$$

(dalam kasus ini, perpindahan hasil dan permintaan ditemukan hampir sama).

Dalam banyak praktik desain seismik di California, efek $P - \Delta$ biasanya diabaikan jika momen $P - \Delta$ kurang dari 20% dari kapasitas momen maksimum desain. Dengan mengadopsi praktik ini dan mengasumsikan pengurangan momen berbanding lurus dengan pengurangan gaya lateral, dapat disimpulkan bahwa pada permintaan perpindahan sebesar 16,9 inci (429,3 mm), pengurangan kekuatan (gaya lateral) kurang dari 20%, dan akibatnya efek $P - \Delta$ dapat diabaikan.

Permintaan perpindahan sebesar 16,9 inci (429,3 mm) kurang dari kapasitas perpindahan keadaan kegagalan sekitar 40 inci (1016 mm) (berdasarkan pengurangan beban lateral 20% dari puncak). Perhatikan bahwa untuk kasus dasar tetap dengan $P - \Delta$ perpindahan ketika lapisan beton ekstrem di bagian atas kolom mencapai regangan tekan maksimumnya adalah sekitar 90 inci (2286 mm).

Kasus Kolom Terjepit di Bagian Bawah

Dalam kasus ini, bagian bawah kolom dimodelkan dengan sambungan jepit. Perhatikan bahwa asumsi kondisi jepit didasarkan pada keyakinan bahwa dalam peristiwa gempa bumi maksimum yang dapat dipercaya, sambungan kolom/pondasi akan cepat mengalami degenerasi (degradasi) dan berperilaku seperti sambungan jepit. Respons lateral yang

dihasilkan dengan dan tanpa efek $P - \Delta$ ditunjukkan pada Gambar 11.18b. Dalam kasus ini, efek $P - \Delta$ terbukti cukup substansial.

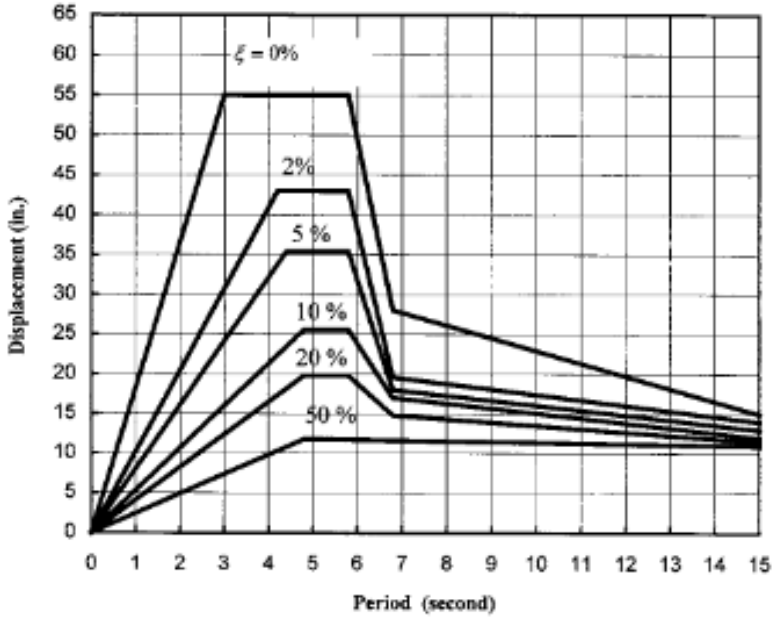
Ketika mempertimbangkan respons tanpa $P - \Delta$, diperoleh permintaan perpindahan sebesar 38 inci (965,2 mm) (berdasarkan kekakuan awal yang dihitung sebesar 18,5 kips/inci (3,24 kN/mm) dan periode struktur yang sesuai sebesar 2,5 s). Permintaan perpindahan ini jauh di bawah kapasitas perpindahan maksimum (pada saat kegagalan) sekitar 115 inci (2921 mm). Akibatnya, dapat disimpulkan bahwa tindakan perbaikan dengan memasang selubung baja di sekitar kolom tanpa perbaikan pondasi sudah memadai.

Namun, respons sebenarnya adalah respons yang mencakup efek P-Δ. Dalam kasus ini, efek P-Δ menghasilkan sedikit perubahan pada kekakuan awal dan periode rangka — masing-masing 15,8 kips/inci (2,77 kN/mm) dan 2,7 s. Namun, di luar tahap awal, efeknya cukup parah pada respons beban-perpindahan. Mode kegagalan dalam kasus ini kemungkinan besar akan dikendalikan oleh ketidakstabilan dinamis rangka. MacRae dan rekan-rekan. [43] melakukan studi analitis tentang pengaruh $P - \Delta$ pada osilator bilinear satu derajat kebebasan (yaitu, rangka kolom tunggal) dan mengusulkan beberapa prosedur untuk mendapatkan nilai batas di mana struktur menjadi tidak stabil secara dinamis.

Proses ini membutuhkan pembangkitan loop histeresis yang tepat dan penentuan apa yang disebut faktor kekakuan bilinear efektif. Mengesampingkan masalah ketidakstabilan dinamis rangka, permintaan perpindahan kekakuan awal yang dihitung adalah sekitar 38 in. (965,2 mm) dan kapasitas perpindahan pada pengurangan 20% dari beban puncak adalah 24 in. (609,6 mm).

Mengacu pada kurva dengan $P - \Delta$ pada Gambar 11.18, perlu disebutkan, seperti yang ditunjukkan oleh Mahin dan Boroschek, bahwa dorongan terus menerus pada rangka pada akhirnya akan menyebabkan suatu tahap di mana struktur rangka menjadi tidak stabil secara statis. Pada tahap tersebut, gaya yang ditimbulkan oleh efek $P - \Delta$ mengatasi resistensi mekanis struktur. Perhatikan bahwa titik ketika kurva dengan efek $P - \Delta$ berpotongan dengan sumbu perpindahan (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.19b) akan menentukan perpindahan lateral di mana struktur menjadi tidak stabil secara statis. Batas ketidakstabilan dinamis dapat 20 hingga 70% lebih rendah daripada ketidakstabilan statis tergantung pada gerakan tanah dan karakteristik struktural. Perhatikan bahwa ketidakstabilan dinamis diasumsikan bukan merupakan faktor pengendali dalam kasus sebelumnya dengan kolom tetap.

Kesimpulannya, jika sambungan kolom-pondasi yang ada dapat menahan momen kolom yang diharapkan yang diperoleh dari kasus kondisi tetap (yang tidak mungkin), maka perbaikan kolom dengan jaket baja tanpa perbaikan pondasi sudah memadai. Jika tidak, pondasi juga harus diperbaiki untuk mengurangi (membatasi) efek $P - \Delta$



Gambar 11.20 Spektrum Respons Perpindahan — Contoh 11.2.

Perlu dicatat bahwa dalam contoh ini analisis dihentikan pada penyelesaian engsel plastik pertama (konservatif), sedangkan pada jenis analisis push-over lainnya seperti analisis event-to-event, insinyur dapat memilih untuk mendorong rangka lebih jauh hingga membentuk mekanisme keruntuhan. Selain itu, tidak seperti prosedur struktur pengganti yang dijelaskan oleh Priestly et al. di mana kekakuan sistem efektif dan rasio redaman disesuaikan (diiterasi) beberapa kali sebelum permintaan perpindahan akhir dihitung, di sini hanya kekakuan efektif awal dan redaman struktur yang ditentukan konstan yang digunakan.

Sebagai catatan akhir, efek $P - \Delta$ dalam analisis jembatan biasanya diasumsikan kecil dan umumnya diabaikan. Asumsi ini dibenarkan dalam sebagian besar kasus di bawah kondisi pembebanan normal. Namun, seperti yang diilustrasikan contoh ini, di bawah pembebanan seismik, efek $P - \Delta$ harus dimasukkan dalam analisis, ketika perpindahan lateral yang besar diperkirakan terjadi sebelum struktur mencapai kondisi kegagalan yang diasumsikan.

Dalam desain jembatan baru, perpindahan lateral dan efek P-Δ dapat dikendalikan. Saat menilai jembatan yang ada untuk kemungkinan perbaikan seismik, prediksi akurat perpindahan lateral dengan efek P-Δ dapat menjadi faktor penting dalam menentukan langkah-langkah perbaikan yang diperlukan.

Contoh 10.2 — Evaluasi Seismik Rangka Bengkok Multikolom Baja

Pernyataan Masalah

etail aktual dari rangka bengkok jembatan baja yang terdiri dari balok pelat penutup bengkok dan dua kolom rakitan yang ditopang pada pondasi tiang kaku, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.19. Baja yang digunakan adalah Grade 11. Spektrum respons perpindahan spesifik lokasi diberikan pada Gambar 11.20. Untuk kesederhanaan dan tujuan ilustrasi, diasumsikan dasar kolom tetap dan interaksi tanah-pondasi-struktur diabaikan.

Evaluasi kapasitas perpindahan lateral dengan menggunakan analisis push-over nonlinier statis. Perkirakan kebutuhan perpindahan lateral seismik dengan menggunakan pendekatan struktur pengganti dengan mempertimbangkan kekakuan efektif dan redaman efektif. Redaman efektif ξ dapat dihitung dengan rumus Takeda:

$$\xi = 0.05 + \frac{\left(1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu_{\Delta d}}} - 0.05\sqrt{\mu_{\Delta d}}\right)}{\pi} \tag{11.55}$$

$$\mu_{\Delta d} = \frac{\Delta_{ud}}{\Delta_y} \tag{11.56}$$

di mana $\mu_{\Delta d}$adalah kebutuhan daktilitas perpindahan; $\mu_{\Delta d}$ dan $\Delta_y$masing-masing adalah kebutuhan perpindahan dan perpindahan leleh.

Pemodelan Analisis

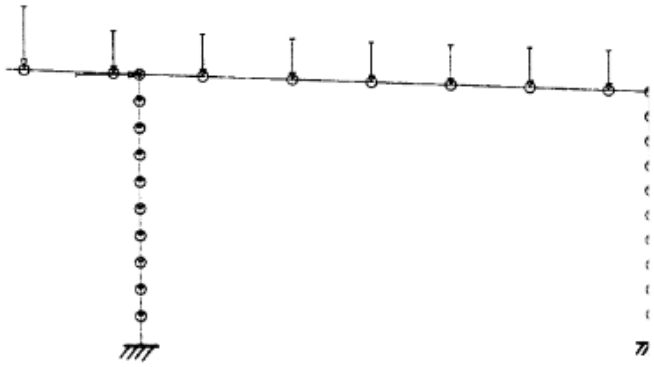
Anggota rangka lengkung dibagi menjadi beberapa elemen balok seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.21. Sifat-sifat elemen balok didefinisikan oleh dua set hubungan untuk momen–kelengkungan, gaya aksial–regangan, dan torsi–puntir untuk balok penutup dan kolom, masing-masing.

Kelengkungan ultimate yang tersedia diasumsikan sebagai 20 kali kelengkungan leleh. Beban mati struktur atas total sebesar 800 kips (3558 kN) diterapkan pada lokasi balok memanjang. Perpindahan lateral diterapkan secara bertahap di bagian atas kolom lengkung hingga mekanisme keruntuhan rangka lengkung terbentuk.

Evaluasi Kapasitas Perpindahan

Evaluasi kapasitas perpindahan dilakukan dengan analisis push-over menggunakan program analisis ADINA. Perpindahan besar dipertimbangkan dalam analisis. Respons beban lateral vs. perpindahan yang dihasilkan di bagian atas kolom ditunjukkan pada Gambar 11.22.

Penurunan mendadak pada kurva respons disebabkan oleh beberapa elemen balok yang mencapai kelengkungan ultimate yang tersedia. Perpindahan leleh Δ_y = 1,25 in. (31,8 mm) dan kapasitas perpindahan ultimate yang tersedia (sesuai dengan pengurangan 20% dari beban lateral puncak) Δ_u = 2,61 in. (66,3 mm) diperoleh.



Gambar 11.21 Model analitis — Contoh 11.2.

Estimasi Kebutuhan Perpindahan

Pendekatan struktur pengganti dengan kekakuan efektif dan redaman efektif akan digunakan untuk mengevaluasi kebutuhan perpindahan.

1. Coba Δ_{ud} = 3 in. (76,2 mm); dari Gambar 11.20, Persamaan (11.55) dan (11.56), kita peroleh

$$T_{\text{eff}} = 0.32\sqrt{\frac{W(\text{kips})}{k_{\text{eff}}(\text{kips/in}}} = 0.32\sqrt{\frac{800}{200}} = 0.64(\text{s})$$

$$\mu_{\Delta\text{d}} = \frac{\Delta_{\text{ud}}}{\Delta_y} = \frac{3}{1.25} = 2.4$$

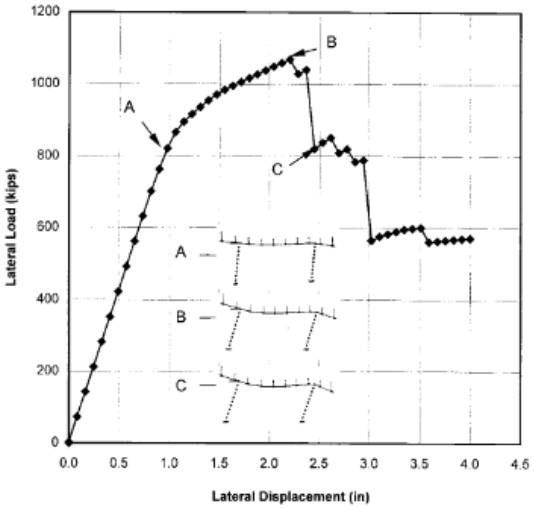
$$\xi = 0.05 + \frac{\left(1 - \frac{0.95}{\sqrt{2.4}} - 0.05\sqrt{2.4}\right)}{\pi} = 0.15$$

   Dari Gambar 11.20, temukan Δ_d = 2.5 in. < Δ_{ud} = 3 in. (76,2 mm).

2. Coba Δ_{ud} = 2,5 in. (63,5 mm); dari Gambar 11.20 dan 11.22 Persamaan (11.55), dan (11.56), kita peroleh

$$T_{\text{eff}} = 0.32\sqrt{\frac{W(\text{kips})}{K_{eff}(\text{kips/in.})}} = 0.32\sqrt{\frac{800}{332}} = 0.50$$

   Dari Gambar 11.20, ditemukan Δ_d = 2,45 inci (62,2 mm) mendekati Δ_{ud} = 2,5 inci (63,5 mm). Kebutuhan perpindahan Δ_d = 2,45 inci (62,2 mm).



Gambar 11.22 Beban lateral vs. perpindahan — Contoh 11.2.

Diskusi

Dapat dilihat bahwa kebutuhan perpindahan Δ_d sebesar 2,45 inci (62,2 mm) lebih kecil daripada kapasitas perpindahan ultimate yang tersedia sebesar Δ_u = 2,61 inci (66,3 mm). Perlu ditekankan bahwa dalam evaluasi seismik aktual rangka ini, fleksibilitas kolom baja terhadap sambungan baut pondasi harus dipertimbangkan.

BAB 12
FILOSOFI DAN KRITERIA DESAIN SEISMIK KINERJA

12.1 PENDAHULUAN

Seismik Kriteria desain untuk jembatan jalan raya telah meningkat dan berkembang berdasarkan temuan penelitian dan pelajaran yang dipetik dari gempa bumi masa lalu. Di Amerika Serikat, sebelum gempa San Fernando tahun 1971, desain seismik jembatan jalan raya sebagian didasarkan pada persyaratan gaya lateral untuk bangunan. Beban lateral dianggap sebagai tingkat 2 hingga 6% dari beban mati. Pada tahun 1973, Departemen Transportasi California (Caltrans) mengembangkan kriteria desain seismik baru yang terkait dengan lokasi, respons seismik tanah di lokasi tersebut, dan karakteristik dinamis jembatan.

Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika (AASHTO) sedikit memodifikasi Ketentuan Caltrans tahun 1973, dan mengadopsi Spesifikasi Sementara. Dewan Teknologi Terapan (ATC) mengembangkan pedoman ATC-6 untuk desain seismik jembatan pada tahun 1981. AASHTO mengadopsi ATC-6 sebagai Spesifikasi Panduan pada tahun 1983 dan kemudian memasukkannya ke dalam Spesifikasi Standar untuk Jembatan Jalan Raya pada tahun 1991.

Sejak gempa Loma Prieta tahun 1989 di California, penelitian ekstensif telah dilakukan tentang desain seismik dan perbaikan jembatan di Amerika Serikat, khususnya di California. Kriteria desain spesifik proyek berbasis kinerja dikembangkan untuk jembatan-jembatan penting.

Baru-baru ini, ATC menerbitkan rekomendasi kriteria desain seismik yang lebih baik untuk jembatan California pada tahun 1996, dan untuk jembatan dan struktur jalan raya AS pada tahun 1997. Caltrans menerbitkan Metodologi Desain Seismik baru pada tahun 1999. Kriteria Desain Seismik Caltrans yang baru sedang dalam pengembangan. Kemajuan besar dalam rekayasa gempa telah dicapai selama dekade terakhir abad ke-20.

Bab ini pertama-tama menyajikan filosofi desain seismik jembatan dan praktik saat ini di Amerika Serikat. Kemudian diikuti dengan pengenalan kriteria berbasis kinerja yang baru dikembangkan sebagai panduan referensi.

12.2 FILOSOFI DESAIN

Desain Tanpa Keruntuhan

Untuk desain seismik jembatan biasa, filosofi dasarnya adalah mencegah keruntuhan selama gempa bumi yang parah. Untuk mencegah keruntuhan, dua pendekatan alternatif umumnya digunakan dalam desain. Yang pertama adalah pendekatan berbasis gaya konvensional di mana faktor penyesuaian Z untuk daktilitas dan penilaian risiko, atau faktor modifikasi respons R, diterapkan pada gaya anggota elastis yang diperoleh dari analisis spektrum respons atau analisis statis ekuivalen. Pendekatan kedua adalah pendekatan berbasis perpindahan yang lebih baru di mana perpindahan merupakan pertimbangan utama

dalam desain. Untuk informasi lebih rinci, dapat merujuk pada pembahasan komprehensif dalam Desain Seismik dan Perbaikan Jembatan oleh Priestley, Seible, dan Calvi.

Desain Berbasis Kinerja

Setelah gempa Loma Prieta tahun 1989, para insinyur jembatan menghadapi tiga tantangan penting:

- Memastikan bahwa risiko gempa yang ditimbulkan oleh konstruksi baru dapat diterima.
- Mengidentifikasi dan memperbaiki kondisi keselamatan seismik yang tidak dapat diterima pada struktur yang ada.
- Mengembangkan dan menerapkan mekanisme respons yang cepat, efektif, dan ekonomis untuk memulihkan integritas struktural setelah gempa bumi yang merusak.

Di California, meskipun Spesifikasi Desain Jembatan Caltrans belum direvisi secara formal sejak tahun 1989, kriteria dan memorandum desain khusus proyek telah dikembangkan dan diimplementasikan untuk desain jembatan baru dan perbaikan jembatan yang ada. Kriteria yang direvisi atau ditambah ini mencakup pedoman untuk pengembangan estimasi gerakan tanah spesifik lokasi, desain kapasitas untuk mencegah mode kegagalan getas, prosedur rasional untuk desain geser sambungan, dan definisi keadaan batas untuk berbagai tujuan kinerja.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.1, persyaratan kinerja untuk proyek tertentu harus ditetapkan terlebih dahulu. Beban, material, metode analisis, dan kriteria penerimaan terperinci kemudian dikembangkan untuk mencapai kinerja yang diharapkan.

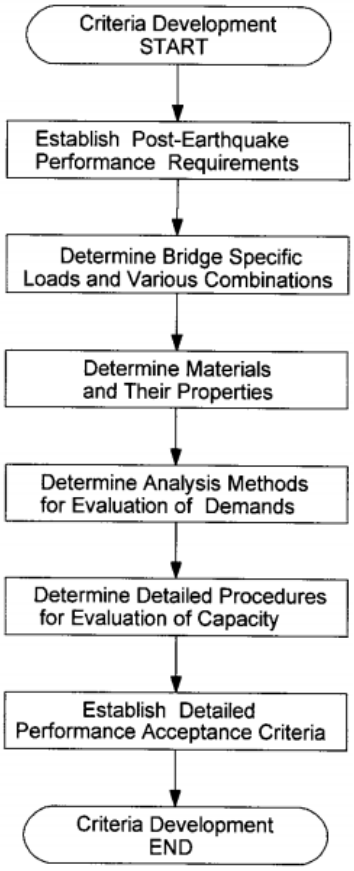
12.3 PENDEKATAN DESAIN TANPA KERUNTUHAN

Spesifikasi AASHTO-LRFD

Saat ini, AASHTO telah menerbitkan dua spesifikasi desain untuk jembatan jalan raya: edisi kedua AASHTO-LRFD dan edisi ke-16 Spesifikasi Standar. Bagian ini terutama membahas ketentuan desain Spesifikasi AASHTO-LRFD.

Prinsip-prinsip yang digunakan untuk pengembangan spesifikasi desain seismik AASHTO-LRFD adalah sebagai berikut:

- Gempa bumi kecil hingga sedang harus ditahan dalam rentang elastis komponen struktural tanpa kerusakan yang signifikan.
- Intensitas dan gaya gerakan tanah seismik yang realistis harus digunakan dalam prosedur desain.
- Paparan guncangan dari gempa bumi besar tidak boleh menyebabkan runtuhnya seluruh atau sebagian jembatan jika memungkinkan; kerusakan yang terjadi harus mudah dideteksi dan diakses untuk inspeksi dan perbaikan.



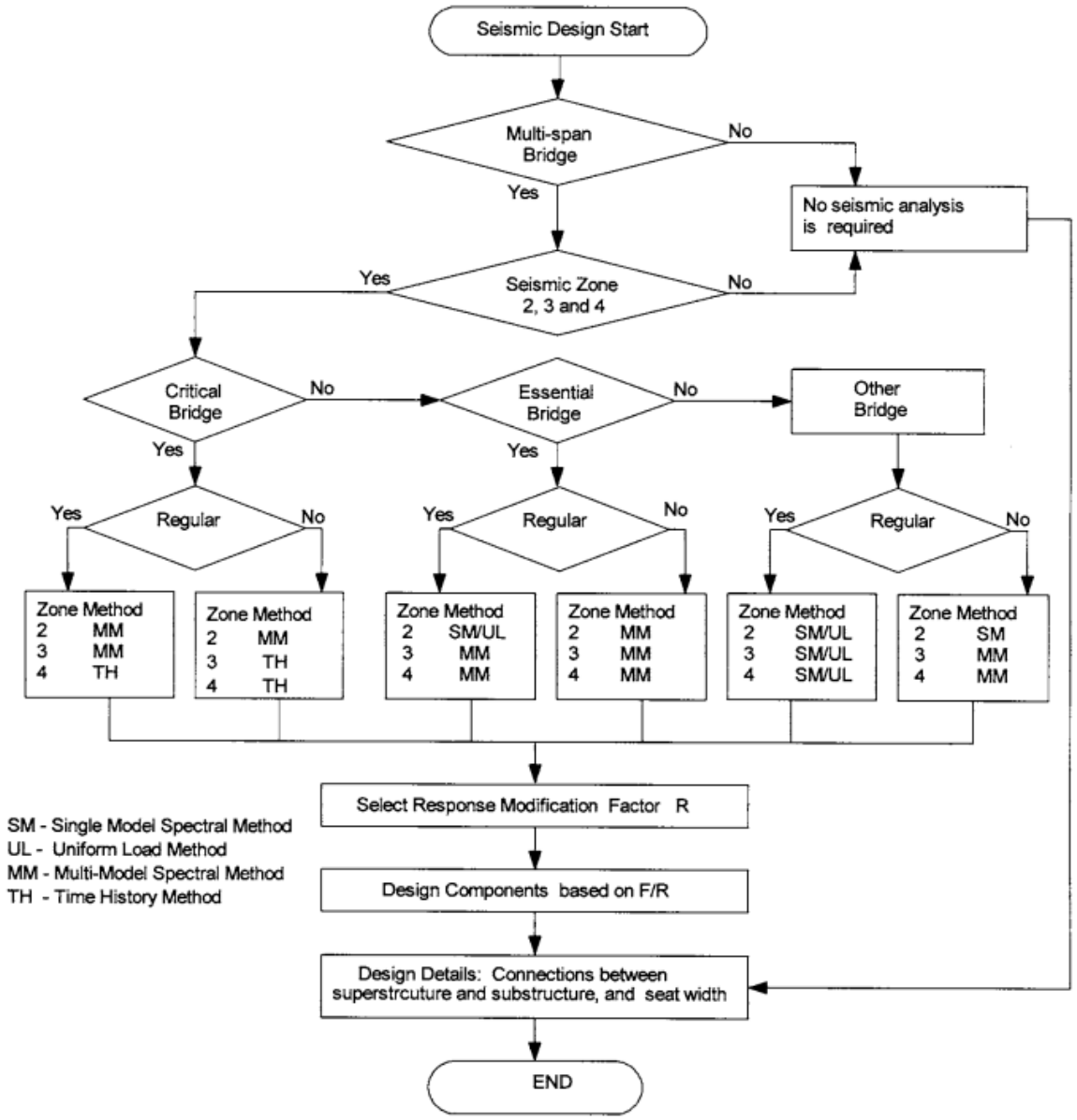
Gambar 12.1 Pengembangan kriteria desain seismik berbasis kinerja.

Efek gaya seismik pada setiap komponen diperoleh dari koefisien respons seismik elastis C_{sm} dan dibagi dengan faktor modifikasi respons elastis R. Persyaratan detail khusus diberikan untuk menjaga integritas struktural dan untuk memastikan perilaku daktil. Prosedur desain seismik AASHTO-LRFD ditunjukkan pada Gambar 12.2.

Beban Seismik

Beban seismik ditentukan sebagai efek gaya horizontal dan diperoleh dengan menghasilkan C_{sm} dan berat ekivalen dari struktur atas. Koefisien respons seismik diberikan sebagai:

$$C_{sm} = \begin{cases} \dfrac{1.25.AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A & \\ A(0.8 + 4T_m & \text{untuk Tanah III, IV, dan nonfundamental } T_m < 0.3s \\ 3AST_m^{0.75} & \text{untuk Tanah III, IV dan } T_m > 0.4\text{s} \end{cases} \quad (12.1)$$



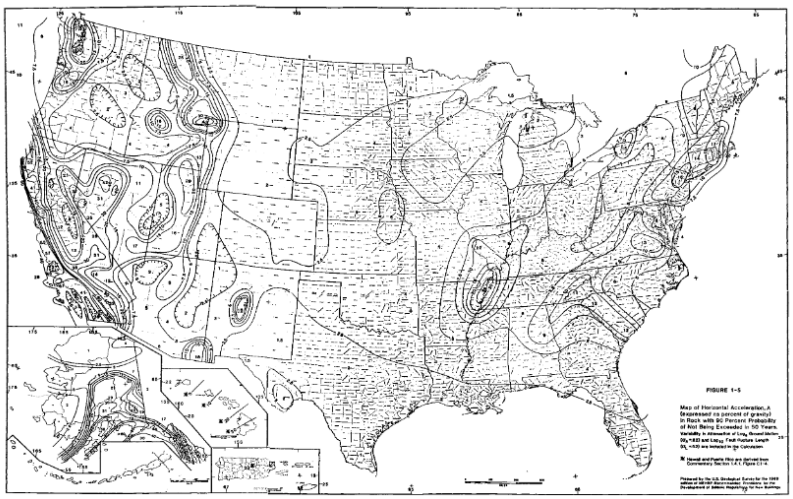
Gambar 12.2 Prosedur desain seismik AASHO-LRFD.

di mana A adalah koefisien percepatan yang diperoleh dari peta kontur (Gambar 12.3) yang mewakili probabilitas 10% terjadinya gempa bumi sebesar ini dalam masa pakai desain 50 tahun; S adalah koefisien lokasi dan bergantung pada jenis profil tanah seperti yang ditunjukkan pada Tabel 12.1; T_m adalah periode struktural mode ke-m dalam detik.

Metode Analisis

Empat metode analisis seismik yang ditentukan dalam AASHTO-LRFD adalah metode beban seragam, metode spektral mode tunggal, metode spektral multimode, dan metode riwayat waktu. Tergantung pada pentingnya, lokasi, dan keteraturan struktur jembatan, metode analisis kompleksitas minimum yang diperlukan ditunjukkan pada Gambar 12.2. Untuk jembatan bentang tunggal dan jembatan yang terletak di Zona Seismik 1, tidak diperlukan analisis seismik.

Pentingnya jembatan diklasifikasikan sebagai kritis, esensial, dan lainnya dalam Tabel 12.2, yang juga menunjukkan definisi jembatan biasa. Semua jembatan lain yang tidak memenuhi persyaratan Tabel 12.2 dianggap tidak biasa.



Gambar 12.3 Peta kontur seismik AASHTO-LRFD.

Tabel 12.1 Koefisien Lokasi AASHTO-LRFD — S

Tipe Profil Tanah	Deskripsi	Koefisien Lokasi, S
I	• Batuan yang dicirikan oleh kecepatan gelombang geser lebih besar dari 765 m/s. • Tanah kaku dengan kedalaman tanah kurang dari 60 m dan lapisan tanah di atasnya merupakan endapan stabil berupa pasir, kerikil, atau lempung kaku.	1,0
II	Tanah kohesif kaku atau tanah nonkohesif dalam dengan kedalaman tanah lebih dari 60 m, serta lapisan tanah di atasnya merupakan endapan stabil berupa pasir, kerikil, atau lempung kaku.	1,2
III	Lempung dan pasir berkekakuan sedang hingga kaku, dicirikan oleh lapisan lempung lunak hingga sedang setebal 9 m atau lebih tanpa adanya lapisan antara berupa pasir atau tanah nonkohesif lainnya.	1,5
IV	Lempung lunak atau lanau dengan kedalaman lebih dari 12 m, dicirikan oleh kecepatan gelombang geser kurang dari 153 m/s.	2,0

Tabel 12.2 Klasifikasi Jembatan AASHTO-LRFD untuk Analisis Seismik

Kepentingan	Kritis	• Tetap terbuka untuk semua lalu lintas setelah gempa rencana. • Dapat digunakan oleh kendaraan darurat dan untuk tujuan keamanan/pertahanan segera setelah gempa besar (periode ulang 2500 tahun)	
	Penting	Tetap terbuka bagi kendaraan darurat dan tujuan keamanan/pertahanan segera setelah gempa rencana (periode ulang 475 tahun).	
	Lainnya	Tidak memenuhi syarat sebagai jembatan kritis maupun penting.	
Regularitas	Biasa	Fitur Struktural	Jumlah Rentang
		Sudut terarah maksimum untuk jembatan lengkung	2 3 4 5 6

	Rasio panjang bentang maksimum dari bentang ke bentang	90°				
	Rasio kekakuan maksimum tiang/pilar dari bentang ke bentang	3	2	2	1.5	1.5
	tidak termasuk abutmen	-	4	4	3	2
Tidak teratur	Jembatan bentang ganda tidak memenuhi persyaratan jembatan biasa.					

Tabel 12.3 Faktor Modifikasi Respons, R

		Kategori Penting		
	Komponen Struktural	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Bangunan Bawah	Pilar Tipe Dinding-Dimensi besar	1.5	1.5	2.0
	Pilar Pancang Beton Bertulang			
	• Hanya tiang vertikal	1.5	2.0	3.0
	• Dengan tiang miring	1.5	1.5	2.0
	Kolom Tunggal	1.5	2.0	3.0
	Pilar Pancang Baja atau Komposit Baja-Beton			
	• Hanya tiang vertikal	1.5	3.5	5.0
	• Dengan tiang miring	1.5	2.0	3.0
	Pilar Kolom Majemuk	1.5	3.5	5.0
	Pondasi		1.0	
Sambungan	Bangunan Bawah ke Abutmen		0.8	
	Sambungan Ekspansi dengan bentang Bangunan Atas		0.8	
	Kolom, pilar, atau pilar pancang ke balok pur (cap beam) atau Bangunan Atas		1.0	
	Kolom atau pilar ke pondasi		1.0	

Pengaruh Gaya Desain Komponen

Persyaratan gaya seismik desain untuk komponen struktural ditentukan dengan membagi gaya yang dihitung menggunakan analisis dinamis elastis dengan faktor modifikasi respons R yang sesuai (Tabel 12.3) untuk memperhitungkan perilaku inelastis. Sebagai alternatif penggunaan faktor R untuk sambungan, gaya maksimum yang dihasilkan dari engsel inelastis struktur dapat digunakan untuk mendesain sambungan monolitik.

Untuk memperhitungkan ketidakpastian gerakan gempa, gaya elastis yang diperoleh dari analisis pada masing-masing dari dua sumbu utama yang tegak lurus harus digabungkan menggunakan aturan 30%, yaitu, 100% dari respons absolut pada satu arah utama ditambah 30% dari respons absolut pada arah lainnya.

Persyaratan gaya desain untuk suatu komponen harus diperoleh dengan menggabungkan gaya seismik yang dikurangi dengan efek gaya lain yang disebabkan oleh beban permanen dan beban hidup, dan lain-lain. Ketahanan desain (kekuatan) dibahas dalam Bab 38 untuk struktur beton dan Bab 39 untuk struktur baja.

Spesifikasi Desain Jembatan Caltrans

Spesifikasi Desain Jembatan Caltrans saat ini mengadopsi pendekatan desain berbasis gaya tingkat tunggal berdasarkan filosofi desain tanpa keruntuhan dan mencakup:

- Tingkat gaya seismik yang didefinisikan sebagai spektrum respons percepatan elastis (ARS);
- Analisis spektrum respons multimodal yang mempertimbangkan efek kekakuan abutmen;
- Faktor Z daktilitas dan risiko yang digunakan untuk desain komponen untuk memperhitungkan efek inelastis;
- Detail yang dirancang dengan benar.

Beban Seismik

Seperangkat kurva ARS spektrum desain elastis direkomendasikan untuk mempertimbangkan percepatan puncak batuan (A), spektrum batuan teredam 5% yang dinormalisasi (R), dan faktor amplifikasi tanah (S). Gambar 12.4 menunjukkan kurva ARS tipikal.

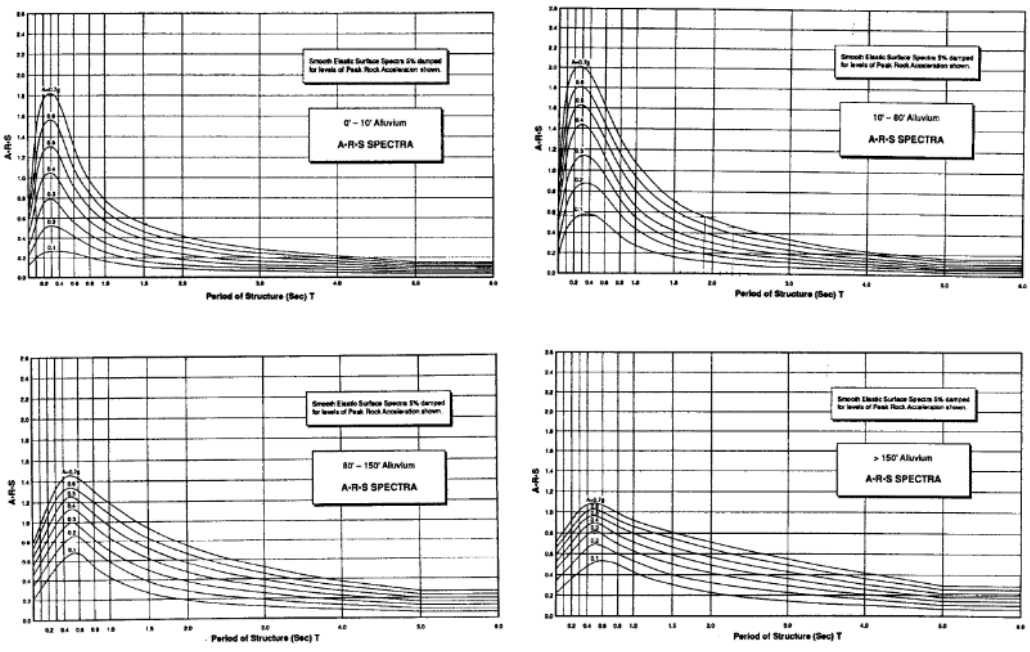
Metode Analisis

Untuk jembatan biasa dengan bentang dan kekakuan tiang/kolom yang seimbang, analisis statis ekivalen dengan ARS dikalikan berat struktur yang diterapkan pada pusat gravitasi struktur total dapat digunakan. Metode ini sebagian besar digunakan untuk desain penahan engsel. Untuk jembatan biasa dengan konfigurasi geometri yang sangat tidak beraturan, analisis spektrum respons multimodal dinamis direkomendasikan. Berikut adalah pertimbangan utama dalam praktik desain seismik:

- Model elemen balok dengan tiga atau lebih massa terkonsentrasi di setiap bentang biasanya digunakan.
- Kekakuan penutup yang lebih besar sering digunakan untuk mensimulasikan dek yang kaku.
- Sifat penampang bruto kolom umumnya digunakan untuk menentukan kebutuhan gaya, dan sifat penampang beton retak kolom digunakan untuk kebutuhan perpindahan.
- Elemen pegas-tanah digunakan untuk mensimulasikan interaksi tanah-pondasi-struktur. Penyesuaian sering dilakukan untuk memenuhi kompatibilitas gaya-perpindahan, khususnya untuk abutmen. Kapasitas maksimum tanah di belakang abutmen dengan ketinggian lebih besar dari 8 kaki (2,44 m) adalah 7,7 ksf (369 kPa) dan kapasitas tiang lateral sebesar 49 kips (218 kN) per tiang.
- Model kompresi dan tegangan digunakan untuk mensimulasikan perilaku sambungan ekspansi.

Efek Gaya Desain Komponen

Persyaratan gaya desain seismik ditentukan menggunakan gaya elastis dari analisis respons elastis dibagi dengan faktor penyesuaian Z berbasis komponen dan periode (kekakuan) yang sesuai, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.4a untuk mempertimbangkan daktilitas dan risiko. Untuk memperhitungkan ketidakpastian arah gerakan gempa bumi, gaya elastis yang diperoleh dari analisis dua beban seismik tegak lurus digabungkan sebagai aturan 30%, sama seperti AASHTO-LRFD.



Gambar 12.4 Kurva ARS Caltrans.

Tabel 12.4 Kriteria Kinerja Seismik Caltrans

Gerakan Tanah di Lokasi	Gerakan Tanah di Lokasi	Tingkat Kinerja Minimum (Jembatan Biasa)
Evaluasi fungsional	Tingkat layanan segera; kerusakan dapat diperbaiki	Tingkat layanan segera; kerusakan minimum
Evaluasi keselamatan	Tingkat layanan terbatas; kerusakan signifikan	Tingkat layanan segera; kerusakan dapat diperbaiki

Definisi:
Jembatan Penting (satu atau lebih dari item berikut ada):

- Jembatan yang diperlukan untuk menyediakan keselamatan jiwa sekunder
- Waktu untuk pemulihan fungsi setelah penutupan menimbulkan dampak ekonomi yang besar
- Jembatan yang secara resmi dirancang sebagai kritis oleh rencana darurat lokal

(Jembatan Biasa: Jembatan apa pun yang tidak diklasifikasikan sebagai jembatan penting.) Evaluasi Fungsional Gerakan Tanah (FEGM): Gerakan tanah yang dinilai secara probabilistik yang memiliki probabilitas 40% terjadi selama masa pakai jembatan. Penentuan kejadian ini harus ditinjau oleh kelompok konsensus yang disetujui Caltrans. Evaluasi fungsionalitas terpisah diperlukan untuk jembatan penting. Semua jembatan lainnya hanya diharuskan untuk memenuhi persyaratan desain yang ditentukan untuk memastikan kepatuhan tingkat kinerja fungsionalitas minimum.

Evaluasi Keselamatan Gerakan Tanah (SEGM): Hingga dua metode untuk mendefinisikan gerakan tanah dapat digunakan:

- Gerakan tanah yang dinilai secara deterministik dari gempa bumi maksimum seperti yang didefinisikan oleh Laporan Terbuka Divisi Pertambangan dan Geologi 92-1 [1992].
- Pergerakan tanah yang dinilai secara probabilistik dengan periode ulang yang panjang (sekitar 1000–2000 tahun).

Untuk jembatan penting, kedua metode harus dipertimbangkan; namun, evaluasi probabilistik harus ditinjau oleh kelompok konsensus yang disetujui Caltrans. Untuk semua jembatan lainnya, pergerakan hanya boleh didasarkan pada evaluasi deterministik. Di masa mendatang, peran kedua metode untuk jembatan lain harus ditinjau oleh kelompok konsensus yang disetujui Caltrans.

- *Tingkat Layanan Langsung*: Akses penuh untuk lalu lintas normal tersedia hampir segera (setelah gempa bumi).
- *Kerusakan yang Dapat Diperbaiki*: Kerusakan yang dapat diperbaiki dengan risiko minimal kehilangan fungsi.
- *Tingkat Layanan Terbatas*: Akses terbatas (pengurangan lajur, lalu lintas darurat ringan) dimungkinkan dalam beberapa hari. Pemulihan layanan penuh dalam beberapa bulan.
- *Kerusakan Signifikan*: Risiko minimal runtuh, tetapi kerusakan yang memerlukan penutupan untuk perbaikan.

12.4 PENDEKATAN DESAIN BERBASIS KINERJA

Praktik Caltrans

Sejak tahun 1989, kriteria desain yang ditentukan dalam Caltrans BDS dan beberapa manual desain internal telah diperbarui secara terus-menerus untuk mencerminkan temuan penelitian dan perkembangan terbaru di bidang desain jembatan tahan gempa. Caltrans telah beralih ke pendekatan desain berbasis perpindahan yang menekankan desain kapasitas. Pada tahun 1994, Caltrans menetapkan kriteria kinerja seismik yang tercantum dalam Tabel 12.4.

Sebuah jembatan dikategorikan sebagai jembatan “penting” atau “biasa”. Prosedur desain seismik dua tingkat khusus proyek untuk jembatan penting, seperti penggantian Persimpangan R-14/I-5, Jembatan Teluk San Francisco–Oakland (SFOBB), dan Jembatan Benicia-Martinez, diperlukan dan telah dikembangkan. Kriteria desain seismik berbasis kinerja ini mencakup kurva ARS spesifik lokasi, gerakan tanah, dan prosedur desain khusus untuk mencerminkan kinerja yang diinginkan dari struktur ini. Untuk jembatan biasa, hanya diperlukan desain evaluasi keselamatan satu tingkat. Bagian berikut secara singkat membahas metodologi desain seismik yang baru dikembangkan untuk jembatan biasa.

Metodologi Desain Seismik Caltrans Baru (MTD 20-1, 1999)

Untuk meningkatkan praktik desain seismik Caltrans dan mengkonsolidasikan temuan penelitian baru, rekomendasi ATC-32 dan pengetahuan terkini yang diperoleh dari desain jembatan seismik ekstensif baru-baru ini, para insinyur Caltrans telah mengembangkan Metodologi Desain Seismik dan Kriteria Desain Seismik (SDC) untuk jembatan biasa.

Kategori Jembatan Biasa

Jembatan biasa dapat diklasifikasikan sebagai jembatan “standar” atau “nonstandar”. Jembatan nonstandar mungkin memiliki geometri dan kerangka yang tidak beraturan

(bertingkat, lebar variabel, bercabang, atau struktur atas yang sangat melengkung secara horizontal, berbagai jenis struktur, penopang, massa dan/atau kekakuan yang tidak seimbang, kemiringan tinggi) dan kondisi geologi yang tidak biasa (tanah lunak, potensi likuifaksi sedang hingga tinggi, dan dekat dengan patahan gempa). Jembatan standar tidak mengandung fitur nonstandar. Kriteria kinerja dan tingkat layanan serta kerusakan ditunjukkan pada Tabel 12.4.

Konsep Dasar Desain Seismik

Tujuan desain seismik adalah untuk memastikan bahwa semua komponen struktural memiliki kekuatan dan/atau daktilitas yang cukup untuk mencegah keruntuhan — suatu kondisi batas di mana deformasi tambahan berpotensi membuat jembatan tidak mampu menahan beratnya sendiri selama gempa bumi maksimum yang dapat dipercaya (MCE). Keruntuhan biasanya ditandai dengan kegagalan material struktural dan/atau ketidakstabilan pada satu atau lebih komponen.

Duktilitas didefinisikan sebagai rasio deformasi maksimum terhadap deformasi pada titik leleh pertama dan merupakan ukuran utama kemampuan struktur untuk menghilangkan energi. Caltrans memanfaatkan duktilitas dan kekuatan pasca-elastis dan tidak merancang jembatan biasa agar tetap elastis selama gempa bumi desain karena kendala ekonomi dan ketidakpastian dalam memprediksi tuntutan seismik di masa depan. Tuntutan deformasi seismik tidak boleh melebihi kapasitas deformasi struktural atau kapasitas penghilang energi.

Perilaku duktil dapat diberikan oleh aksi inelastis baik melalui elemen struktural terpilih dan/atau melalui sistem pelindung — isolasi seismik dan perangkat penghilang energi. Aksi inelastis harus dibatasi pada wilayah yang telah ditentukan yang dapat dengan mudah diperiksa dan diperbaiki setelah gempa bumi. Karena respons inelastis dari struktur atas beton sulit untuk diperiksa dan diperbaiki dan kerusakan struktur atas dapat menyebabkan jembatan berada dalam kondisi tidak layak pakai, perilaku inelastis pada sebagian besar jembatan sebaiknya ditempatkan pada kolom, dinding pilar, dinding belakang, dan dinding sayap (lihat Gambar 13.1).

Untuk memberikan margin kekuatan yang memadai antara mode kegagalan daktil dan non-daktil, desain kapasitas dicapai dengan memberikan kekuatan berlebih terhadap beban seismik pada struktur atas dan fondasi. Komponen yang tidak secara eksplisit dirancang untuk kinerja daktil harus dirancang agar tetap elastis secara esensial; yaitu, respons pada komponen beton harus dibatasi pada retakan kecil atau dibatasi pada tuntutan gaya yang tidak melebihi kapasitas kekuatan yang ditentukan oleh Caltrans SDC saat ini, dan respons pada komponen baja harus dibatasi pada tuntutan gaya yang tidak melebihi kapasitas kekuatan yang ditentukan oleh Caltrans SDC saat ini.

Pendekatan Desain Berbasis Perpindahan

Tujuan dari pendekatan ini adalah untuk memastikan bahwa sistem struktural dan komponen-komponennya memiliki kapasitas yang cukup untuk menahan deformasi yang ditimbulkan oleh gempa bumi desain. Menggunakan perpindahan daripada gaya sebagai pengukuran kerusakan gempa bumi memungkinkan struktur untuk memenuhi fungsi yang dibutuhkan.

Dalam analisis berbasis perpindahan, proporsi struktur pertama kali dibuat berdasarkan persyaratan kekuatan dan kekakuan. Analisis yang sesuai dijalankan dan perpindahan yang dihasilkan dibandingkan dengan kapasitas yang tersedia yang bergantung pada konfigurasi struktural dan kapasitas rotasi engsel plastis dan dapat dievaluasi dengan analisis push-over statis inelastis (lihat Bab 11). Prosedur ini telah banyak digunakan dalam desain jembatan seismik di California sejak tahun 1994.

Sebagai alternatif, perpindahan target dapat ditentukan, analisis dilakukan, dan kemudian kekuatan dan kekakuan desain ditentukan sebagai produk akhir untuk suatu struktur. Dalam desain berbasis perpindahan, perancang perlu mendefinisikan kriteria secara jelas untuk deformasi struktural yang dapat diterima berdasarkan persyaratan kinerja pasca gempa dan kapasitas deformasi yang tersedia. Kriteria tersebut didasarkan pada banyak faktor, termasuk jenis dan kepentingan struktur.

Tuntutan Seismik pada Komponen Struktur

Untuk jembatan biasa, evaluasi keselamatan gerakan tanah harus didasarkan pada penilaian deterministik yang sesuai dengan MCE, gempa bumi terbesar yang mampu terjadi berdasarkan informasi geologi saat ini. Kurva ARS (Gambar 12.5) yang dikembangkan oleh ATC-32 diadopsi sebagai kurva ARS horizontal standar bersamaan dengan percepatan batuan puncak dari Peta Bahaya Seismik Caltrans 1996 untuk menentukan gaya gempa horizontal. Percepatan vertikal harus dipertimbangkan untuk jembatan dengan komponen struktural nonstandar, kondisi lokasi yang tidak biasa, dan/atau dekat dengan patahan gempa dan dapat didekati dengan gaya vertikal statis ekivalen yang diterapkan pada struktur atas.

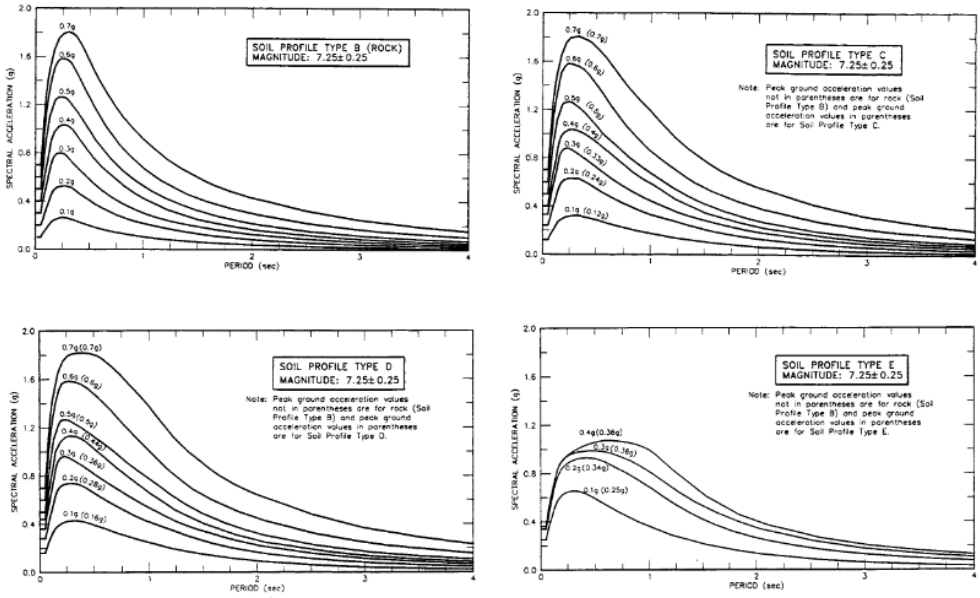
Untuk struktur dalam jarak 15 km dari patahan aktif, ordinat spektral dari kurva ARS standar yang sesuai harus ditingkatkan sebesar 20%. Untuk struktur periode panjang ($T \geq 1{,}5\ s$) pada lokasi tanah dalam (kedalaman aluvium $\geq 75\ m$), ordinat spektral dari kurva ARS standar yang sesuai harus ditingkatkan sebesar 20% dan peningkatan tersebut berlaku untuk bagian kurva dengan periode lebih besar dari 1,5 s.

Persyaratan perpindahan harus diperkirakan dari analisis spektrum respons elastis linier jembatan dengan kekakuan komponen efektif. Kekakuan efektif komponen daktil harus mewakili kekakuan sekan aktual komponen di dekat titik leleh. Kekakuan efektif harus mencakup efek retak beton, tulangan, dan beban aksial untuk komponen beton; tegangan sisa, ketidaklurusan, dan beban aksial untuk komponen baja; dan hambatan tanah di sekitarnya untuk tiang pancang. Upaya harus dilakukan untuk mendesain jembatan dengan karakteristik dinamis (massa dan kekakuan) sehingga periode fundamental berada di wilayah antara 0,7 dan 3 s di mana prinsip perpindahan yang sama berlaku. Penting juga bahwa tuntutan perpindahan juga mencakup efek gabungan dari komponen multidireksional percepatan horizontal (misalnya, aturan 30%).

Untuk jembatan periode pendek, analisis elastis linier meremehkan tuntutan perpindahan. Ketidakmampuan untuk memprediksi perpindahan dari analisis linier secara akurat dapat diatasi dengan mendesain jembatan agar berkinerja elastis, mengalikan perpindahan elastis dengan faktor amplifikasi, atau menggunakan isolasi seismik dan perangkat disipasi energi untuk membatasi respons seismik. Untuk jembatan periode panjang

($T > 3\,s$), analisis elastis linier umumnya melebih-lebihkan perpindahan dan analisis spektrum respons perpindahan elastis linier harus digunakan.

Tuntutan gaya untuk komponen yang pada dasarnya elastis yang berdekatan dengan komponen ulet harus ditentukan oleh keseimbangan gaya sambungan dengan mempertimbangkan kapasitas engsel plastis komponen ulet dikalikan dengan faktor kekuatan berlebih. Faktor kekuatan berlebih harus memperhitungkan variasi sifat material antara komponen yang berdekatan dan kemungkinan bahwa kekuatan aktual komponen ulet melebihi kapasitas plastis yang diperkirakan. Tuntutan gaya yang dihitung dari analisis elastis linier tidak boleh digunakan.



Gambar 12.5 Kurva ARS yang direkomendasikan ATC-32.

Kapasitas Seismik Komponen Struktur

Kekuatan dan kapasitas deformasi elemen lentur daktil harus dievaluasi dengan analisis momen-kelengkungan (lihat Bab 11 dan 13). Kapasitas kekuatan semua komponen harus didasarkan pada sifat material yang paling mungkin atau diharapkan, dan kerusakan yang diantisipasi. Dampak efek $P - \Delta$ dan $P - \delta$ orde kedua pada kapasitas semua elemen yang dikenai kombinasi lentur dan tekan harus dipertimbangkan. Komponen mungkin memerlukan desain ulang jika efek $P - \Delta$ dan $P - \delta$ signifikan.

Kapasitas perpindahan sistem jembatan harus dievaluasi dengan analisis push-over statis (lihat Bab 36). Kapasitas rotasi semua sendi plastis harus dibatasi pada tingkat kinerja yang aman. Daerah sendi plastis harus dirancang dan dirinci agar berkinerja dengan degradasi kekuatan minimal di bawah beban siklik.

Praktik Desain Seismik

- Jenis jembatan, pemilihan komponen, dimensi elemen, dan estetika harus diteliti untuk mengurangi tuntutan seismik semaksimal mungkin. Estetika tidak boleh menjadi

alasan utama untuk menghasilkan geometri rangka dan komponen yang tidak diinginkan.

- Model analisis sederhana harus digunakan untuk penilaian awal perilaku struktural. Hasil dari model yang lebih canggih harus diperiksa konsistensinya dengan hasil yang diperoleh dari model sederhana. Kekakuan rotasional dan translasional abutmen dan fondasi yang dimodelkan dalam analisis seismik harus sesuai dengan kapasitas struktural dan geotekniknya. Kapasitas disipasi energi abutmen harus dipertimbangkan untuk jembatan yang responsnya didominasi oleh abutmen.
- Perkiraan tuntutan perpindahan di bawah gempa desain tidak boleh melebihi kapasitas perpindahan global struktur dan kapasitas perpindahan lokal dari setiap komponen individunya.
- Rangka yang berdekatan harus dirancang sedemikian rupa untuk meminimalkan perbedaan periode fundamental dan sudut kemiringan, serta untuk menghindari perubahan drastis pada kekakuan. Semua rangka jembatan harus memenuhi persyaratan kekuatan dan daktilitas dalam kondisi berdiri sendiri. Setiap rangka harus menyediakan jalur beban yang terdefinisi dengan baik dengan lokasi sendi plastis yang telah ditentukan sebelumnya dan memanfaatkan redundansi jika memungkinkan.
- Untuk jembatan beton, komponen struktural harus dirancang sedemikian rupa untuk mengarahkan kerusakan inelastis ke kolom, dinding pilar, dan abutmen. Struktur atas harus memiliki kekuatan berlebih yang cukup untuk tetap elastis jika kolom/pilar mencapai kapasitas momen plastis yang paling mungkin. Sambungan struktur atas-ke-struktur bawah untuk penutup non-integral dapat dirancang untuk menyatu sebelum menghasilkan respons inelastis pada struktur atas. Balok, penutup lengkung, dan kolom harus dirancang sedemikian rupa untuk meminimalkan tegangan sambungan. Sambungan tahan momen harus memiliki kapasitas geser sambungan yang cukup untuk mentransfer momen dan geser plastis maksimum tanpa kerusakan sambungan.
- Untuk jembatan baja, komponen struktural umumnya harus dirancang untuk memastikan bahwa deformasi inelastis hanya terjadi pada elemen substruktur daktil yang dirancang khusus. Perilaku inelastis dalam bentuk kerusakan terkontrol dapat diizinkan pada beberapa komponen superstruktur, seperti rangka silang, diafragma ujung, kunci geser, dan bantalan. Gaya inersia yang dihasilkan oleh dek harus ditransfer ke substruktur melalui balok, rangka, rangka silang, penguat lateral, diafragma ujung, kunci geser, dan bantalan. Sebagai alternatif, diafragma ujung daktil yang dirancang khusus dapat digunakan sebagai sekering mekanisme struktural untuk mencegah kerusakan di bagian lain dari struktur.
- Penentuan ukuran awal kolom harus didasarkan pada rasio kelangsingan, kedalaman kepala tiang, rasio tegangan tekan, dan beban layanan. Kolom harus menunjukkan kapasitas perpindahan pasca-leleh yang dapat diandalkan tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Hubungan dorong-momen-kelengkungan (P–M–□) harus digunakan untuk mengoptimalkan kinerja kolom di bawah beban layanan dan seismik. Kolom beton harus proporsional, diperkuat secukupnya, dan mudah dibangun. Perubahan

mendadak pada penampang dan kapasitas kolom harus dihindari. Kolom harus memiliki kapasitas rotasi yang cukup untuk mencapai persyaratan daktilitas perpindahan target.

- Rangka atau menara multi-kolom baja harus dirancang sebagai rangka tahan momen daktil (MRF) atau rangka penguat daktil seperti rangka penguat konsentris (CBF) dan rangka penguat eksentris (EBF). Untuk komponen yang diharapkan berperilaku inelastis, mode kegagalan tekuk elastis (kompresi dan geser lokal, lentur global, dan torsi lateral) dan fraktur harus dihindari. Semua sambungan dan sendi sebaiknya dirancang agar tetap elastis. Untuk MRF, deformasi inelastis utama sebaiknya terjadi pada kolom. Untuk CBF (Continuous Beam Fracture), elemen diagonal harus dirancang agar mengalami pelehan (yielding) ketika elemen tersebut mengalami tegangan dan mengalami tekuk inelastis ketika mengalami kompresi. Untuk EBF (Electric Beam Fracture), segmen balok pendek yang ditunjuk sebagai penghubung (link) harus dirancang dan dirinci dengan baik.

Tabel 12.5 Analisis Minimum yang Diperlukan ATC-32

Jenis Jembatan	Tipe	Evaluasi Fungsional	Evaluasi Keselamatan
Jembatan Biasa	Tipe I	Tidak diperlukan	Analisis statik ekuivalen atau analisis dinamik elastik
	Tipe II	Tidak diperlukan	Analisis dinamik elastik
Jembatan Penting	Tipe I	Analisis statik ekuivalen atau analisis dinamik elastik	
	Tipe II	Analisis dinamik elastik	Analisis dinamik elastik atau analisis statik inelastik atau analisis dinamik inelastik

- Beban gaya pada fondasi harus didasarkan pada kapasitas plastis kolom/pilar yang paling mungkin dengan jumlah kekuatan berlebih yang sesuai. Elemen fondasi harus dirancang agar tetap elastis. Fondasi tiang pancang dapat mengalami deformasi inelastis terbatas ketika dirancang dan dirinci secara daktil.
- Kemampuan abutmen untuk menahan gaya seismik jembatan harus didasarkan pada kapasitas strukturalnya dan daya tahan tanah yang dapat dimobilisasi secara andal. Abutmen miring sangat rentan terhadap kerusakan. Sudut kemiringan pada abutmen harus dikurangi, bahkan dengan mengorbankan peningkatan panjang jembatan.
- Penahan yang diperlukan dan lebar dudukan yang cukup harus disediakan di antara rangka yang berdekatan pada semua sambungan ekspansi perantara, dan pada abutmen tipe dudukan untuk menghilangkan kemungkinan terlepasnya dudukan selama peristiwa seismik.

Rekomendasi ATC

Rekomendasi ATC-32 untuk Caltrans

Kriteria kinerja seismik Caltrans yang ditunjukkan pada Tabel 12.4 memberikan dasar untuk pengembangan rekomendasi ATC-32. Perubahan utama yang direkomendasikan untuk BDS Caltrans adalah sebagai berikut:

- Pentingnya perpindahan relatif (bukan absolut) dalam kinerja seismik jembatan ditekankan.
- Jembatan diklasifikasikan sebagai "penting atau biasa." Konfigurasi struktural dibagi menjadi Tipe I, sederhana (mirip dengan jembatan biasa), dan Tipe II, kompleks (mirip dengan jembatan tidak beraturan). Untuk jembatan penting, pendekatan desain dua tingkat (evaluasi keselamatan dan evaluasi fungsi) direkomendasikan. Untuk jembatan biasa, desain satu tingkat (evaluasi keselamatan) direkomendasikan. Analisis minimum yang diperlukan ditunjukkan pada Tabel 12.5.
- Spektrum desain yang bergantung pada lokasi yang diusulkan (yang berbeda dari kurva Caltrans saat ini) didasarkan pada empat dari enam lokasi standar yang didefinisikan dalam lokakarya gerakan tanah.
- Beban desain gempa vertikal dapat diambil sebagai dua pertiga dari spektrum beban horizontal untuk lokasi tipikal yang tidak berdekatan dengan patahan aktif.
- Pendekatan desain berbasis gaya dipertahankan, tetapi beberapa kekurangan yang melekat telah diatasi dengan menggunakan faktor modifikasi respons baru dan teknik pemodelan yang lebih akurat dalam memperkirakan perpindahan. Dua set faktor modifikasi respons Z baru (Gambar 38.4b) direkomendasikan untuk mewakili respons komponen struktural yang terbatas dan sepenuhnya ulet. Dua faktor utama dipertimbangkan dalam pengembangan faktor Z baru: hubungan antara respons elastis dan inelastis dimodelkan sebagai fungsi dari periode alami struktur dan periode dominan gerakan tanah; distribusi deformasi elastis dan inelastis dalam komponen struktural merupakan fungsi dari geometri komponen dan konfigurasi rangkanya.
- Efek $P-\Delta$ harus disertakan menggunakan analisis dinamis inelastis kecuali jika hubungan berikut terpenuhi:

$$\frac{V_o}{W} \geq 4\frac{\delta_u}{H} \tag{12.2}$$

- di mana V_o adalah kekuatan geser dasar rangka yang diperoleh dari analisis plastis; W adalah beban mati; δ_u adalah perpindahan desain maksimum; dan H adalah tinggi rangka. Ketidaksetaraan dalam Persamaan (12.2) disarankan untuk menjaga agar kolom jembatan tidak terpengaruh secara signifikan oleh momen $P-\Delta$.
- Faktor penyesuaian, R_d, disarankan untuk menyesuaikan hasil perpindahan dari analisis dinamis elastis untuk mencerminkan perpindahan inelastis yang lebih realistis yang terjadi selama gempa bumi.

$$R_d = \left(1-\frac{1}{Z}\right)\frac{T}{T}+\frac{1}{Z} \geq 1 \tag{12.3}$$

di mana T adalah periode alami struktur, T* adalah periode dominan gerakan tanah, dan Z adalah koefisien pengurangan gaya yang didefinisikan pada Gambar 13.4b.

- Modifikasi dilakukan pada desain elemen daktil, desain elemen non-daktil menggunakan pendekatan desain kapasitas, dan perincian beton bertulang untuk ketahanan seismik berdasarkan temuan penelitian terbaru.
- Pedoman desain seismik baja dan persyaratan perincian sangat mirip dengan persyaratan kode bangunan.
- Pedoman desain pondasi mencakup ketentuan untuk investigasi lokasi, penentuan stabilitas lokasi, pemodelan dan desain abutmen dan dinding sayap, pondasi tiang pancang dan pondasi telapak, tiang bor, dan struktur penahan tanah.

Rekomendasi ATC-18 kepada FHWA

ATC baru-baru ini meninjau kode dan spesifikasi desain seismik saat ini untuk struktur jalan raya di seluruh dunia dan memberikan rekomendasi untuk kode masa depan untuk struktur jembatan di Amerika Serikat. Rekomendasi tersebut telah menerapkan perubahan signifikan pada spesifikasi saat ini, yang terpenting adalah pendekatan desain dua tingkat, tetapi pendekatan desain satu tingkat juga disertakan. Rekomendasi utama dirangkum dalam Tabel 12.6 dan 12.7.

12.5 KRITERIA BERBASIS KINERJA SAMPEL

Bagian ini memperkenalkan kriteria berbasis kinerja sebagai panduan referensi. Satu set kriteria lengkap akan mencakup pertimbangan kriteria kinerja pasca gempa, penentuan beban seismik dan kombinasi beban, sifat material, metode analisis, kriteria penerimaan kualitatif terperinci. Materi yang disajikan dalam bagian ini didasarkan pada pengalaman masa lalu yang sukses, berbagai kode dan spesifikasi, dan pengetahuan terkini.

Sebagian besar bagian ini didasarkan pada Kriteria Desain Retrofit Seismik yang dikembangkan untuk bentang barat SFOBB. Perlu ditekankan bahwa kriteria sampel yang diberikan di sini harus berfungsi sebagai panduan dan tidak dimaksudkan untuk mencakup semua situasi. Kriteria kinerja pasca gempa yang bergantung pada pentingnya jembatan yang ditentukan dalam Tabel 12.4 digunakan. Dua tingkat beban gempa, FEGM dan SEGM, yang didefinisikan dalam Tabel 12.4 diperlukan. Kombinasi beban kejadian ekstrem yang ditentukan oleh AASHTO-LRFD harus dipertimbangkan (lihat Bab 5).

Tabel 12.6 Rekomendasi ATC-18 untuk Pengembangan Kode Seismik Jembatan di Masa Depan (Pendekatan Desain Dua Tingkat)

		Tingkat Rendah (Evaluasi Fungsional)	Tingkat Atas (Evaluasi Keselamatan)
Kriteria Kinerja	Jembatan Biasa	Tingkat layanan: Segera Tingkat kerusakan: Dapat diperbaiki	Tingkat layanan: Terbatas Tingkat kerusakan: Signifikan
	Jembatan Penting	Tingkat layanan: Segera Tingkat kerusakan: Minimum	Tingkat layanan: Segera Tingkat kerusakan: Dapat diperbaiki
Beban Desain		Gerakan tanah evaluasi fungsional	Gerakan tanah evaluasi keselamatan

Pendekatan Desain		• Lanjutkan kategori kinerja seismik AASHTO saat ini. • Adopsi pendekatan desain dua tingkat (minimal untuk jembatan penting di zona seismik tinggi). • Gunakan prinsip desain elastis untuk persyaratan tingkat rendah. • Gunakan analisis non-linear — prosedur berbasis deformasi.	
Analisis		Prosedur analisis elastis saat ini (statis ekuivalen dan multimodel)	Analisis statis non-linear
Gaya Desain	Komponen Daktail	Tetap tidak rusak	Memiliki daktilitas yang memadai untuk memenuhi kriteria kinerja
	Komponen Non-daktail	Tetap tidak rusak	Elemen sacrificial: Kekuatan ultimit harus mendekati namun lebih besar dari yang dibutuhkan untuk kejadian tingkat rendah. Elemen non-sacrificial: Berdasarkan permintaan elastis atau prosedur desain kapasitas.
	Pondasi	Prosedur desain kapasitas — untuk memastikan tidak ada kerusakan	
Perpindahan Desain		Gunakan kejadian tingkat atas; Tetap penuhi persyaratan lebar tumpuan saat ini; Pertimbangkan batas drift keseluruhan untuk menghindari efek $P-\Delta$ pada struktur periode panjang.	
Desain Beton & Baja		Gunakan prosedur desain kapasitas untuk semua elemen kritis.	
Desain Pondasi		• Analisis geoteknik lengkap untuk kedua tingkat kejadian. • Cegah kapasitas struktural pondasi pada kejadian tingkat rendah. • Izinkan kerusakan pada kejadian tingkat atas selama tidak menyebabkan kegagalan katastropik.	

- *Evaluasi Fungsional Gerakan Tanah (FEGM)*: Gerakan tanah yang dinilai secara probabilistik dengan periode ulang 72 ~ 250 tahun (yaitu, probabilitas terlampaui 30 hingga 50% selama masa pakai jembatan).
- *Evaluasi Keselamatan Gerakan Tanah (SEGM)*: Gerakan tanah yang dinilai secara probabilistik dengan periode ulang 950 atau 2475 tahun (probabilitas terlampaui 10% untuk masa pakai desain 100 ~ 250 tahun).
- *Tingkat Layanan Langsung*: Akses penuh ke lalu lintas normal tersedia hampir segera (yaitu, dalam beberapa jam) setelah gempa bumi (Mungkin perlu waktu sekitar 24 jam untuk inspeksi jembatan).
- *Tingkat Layanan Terbatas*: Akses terbatas (pengurangan lajur, lalu lintas darurat ringan) dimungkinkan dalam 3 hari setelah gempa bumi. Pemulihan layanan penuh dalam beberapa bulan.
- *Kerusakan Minimum*: Deformasi inelastis kecil seperti retakan lentur sempit pada beton dan tidak ada deformasi yang terlihat.
- *Kerusakan yang Dapat Diperbaiki*: Kerusakan seperti retak beton, pengelupasan kecil beton penutup, dan leleh baja yang dapat diperbaiki tanpa memerlukan penutupan dan penggantian elemen struktural. Pergeseran permanen kecil.

- *Kerusakan Signifikan*: Kerusakan seperti retak beton, pengelupasan besar beton, leleh baja yang hanya dapat diperbaiki dengan penutupan, dan penggantian sebagian atau seluruhnya. Pergeseran permanen dapat terjadi tanpa keruntuhan.

Penentuan Kebutuhan

Metode Analisis

Untuk jembatan biasa, kebutuhan gaya dan deformasi seismik dapat diperoleh dengan analisis statis ekuivalen atau analisis spektrum respons dinamis elastis. Untuk jembatan penting, pedoman berikut dapat diterapkan:

1. Analisis linier statis harus digunakan untuk menentukan gaya elemen akibat berat sendiri, angin, arus air, suhu, dan beban hidup.
2. Analisis spektrum respons dinamis harus digunakan untuk model mandiri lokal dan regional serta model global yang disederhanakan untuk menentukan bentuk mode, periode, dan perkiraan awal kebutuhan gaya dan perpindahan seismik. Analisis ini dapat digunakan pada model global sebelum analisis riwayat waktu untuk memverifikasi perilaku global, menghilangkan kesalahan pemodelan,

dan mengidentifikasi wilayah atau elemen awal di mana perilaku inelastis perlu disempurnakan lebih lanjut dan elemen nonlinier inelastis. Dalam analisis ini:

- Kurva ARS spesifik lokasi harus digunakan dengan redaman 5%.
- Respons modal harus dikombinasikan menggunakan metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC) dan respons ortogonal yang dihasilkan harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat dari jumlah kuadrat (SRSS) atau aturan “30%” seperti yang didefinisikan oleh AASHTO-LRFD.

3. Analisis Riwayat Waktu Dinamis: Riwayat waktu dinamis multisupport spesifik lokasi harus digunakan dalam analisis riwayat waktu dinamis.

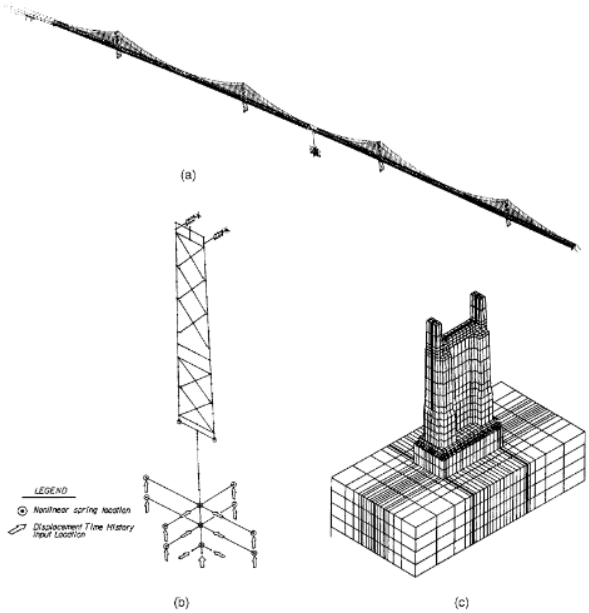
- Analisis riwayat waktu dinamis elastis linier didefinisikan sebagai analisis riwayat waktu dinamis dengan mempertimbangkan linearitas geometris (perpindahan kecil), kondisi batas linier, dan elemen elastis. Analisis ini hanya boleh digunakan untuk memeriksa model regional dan global.
- Analisis riwayat waktu dinamis elastis nonlinier didefinisikan sebagai analisis riwayat waktu dinamis dengan mempertimbangkan nonlinieritas geometris, kondisi batas linier, dan elemen elastis. Analisis ini harus digunakan untuk menentukan area perilaku inelastis sebelum memasukkan inelastisitas ke dalam model regional dan global.
- Analisis riwayat waktu dinamis inelastis nonlinier, level I, didefinisikan sebagai analisis riwayat waktu dinamis dengan mempertimbangkan nonlinieritas geometris, kondisi batas nonlinier, elemen inelastis (misalnya, isolator dan peredam seismik), dan elemen elastis. Analisis ini harus digunakan untuk penentuan akhir kebutuhan gaya dan perpindahan untuk struktur yang ada dalam kombinasi dengan gravitasi statis, angin, termal, arus air, dan beban hidup seperti yang ditentukan dalam AASHTO-LRFD.
- Analisis riwayat waktu dinamis nonlinier inelastis, level II, didefinisikan sebagai analisis riwayat waktu dinamis dengan mempertimbangkan nonlinieritas geometris, kondisi

batas nonlinier, elemen inelastis (misalnya, peredam), dan anggota inelastis. Ini harus digunakan untuk evaluasi akhir respons struktur.

Tabel 12.7 Rekomendasi ATC-18 untuk Pengembangan Kode Seismik Jembatan di Masa Depan (Pendekatan Satu Tingkat)

		Tingkat Rendah (Evaluasi Fungsional)	Tingkat Atas (Evaluasi Keselamatan)
Filosofi Desain		Gempa tingkat rendah: Hanya kerusakan minimum Tingkat layanan: Terbatas Gempa signifikan: Cegah keruntuhan; kerusakan boleh terjadi pada lokasi yang terlihat Tingkat kerusakan: Signifikan Tambahan pada Poin 2 diperlukan jika faktor modifikasi respons (R dan Z) yang berbeda digunakan untuk jembatan penting atau jembatan biasa. Poin 2 sebagaimana tercantum akan berlaku untuk jembatan biasa (ordinary bridges). Tingkat kerusakan: Dapat diperbaiki Untuk jembatan penting (important bridges), hanya tingkat kerusakan yang dapat diperbaiki (repairable) yang diharapkan terjadi selama gempa signifikan.	
Beban Desain		Tingkat Tunggal — Periode ulang 950 atau 2475 tahun (tergantung wilayah)	
Pendekatan Desain		• Melanjutkan kategori kinerja seismik AASHTO yang berlaku saat ini. • Menggunakan prosedur berbasis deformasi dengan analisis non-linear, di mana persyaratan kekuatan dan kekakuan diturunkan dari spektra respons non-linear yang sesuai..	
Analisis		Analisis statis nonlinear harus menjadi bagian dari setiap persyaratan analisis. Minimal, analisis statis nonlinear diwajibkan untuk jembatan-jembatan penting. Prosedur desain dan analisis elastis saat ini mungkin sudah mencukupi untuk jembatan biasa yang berukuran kecil. Menggabungkan prosedur elastis faktor-R saat ini dan analisis statis nonlinear.	
Gaya Desain	Komponen Daktail	Prosedur desain elastis faktor-R atau analisis statis nonlinear. Memiliki daktilitas yang memadai untuk memenuhi kriteria kinerja	
	Komponen Non-daktail	Untuk elemen sacrificial (elemen korban), harus didesain menggunakan panduan yang kurang lebih sesuai dengan tingkat desain kejadian tingkat rendah yang tidak ditentukan, sebagai contoh, setengah atau sepertiga dari gaya yang dibutuhkan untuk kejadian tingkat atas. Untuk elemen nonsacrificial (bukan elemen korban), harus didesain terhadap kebutuhan elastis atau menggunakan prosedur desain kapasitas. Elemen sacrificial: Kekuatan ultimit harus mendekati namun lebih besar dari yang dibutuhkan untuk kejadian tingkat rendah.	
	Pondasi	Prosedur desain kapasitas — untuk memastikan tidak ada kerusakan	
Perpindahan Desain		Gunakan kejadian tingkat atas; Tetap penuhi persyaratan lebar tumpuan saat ini; Pertimbangkan batas drift keseluruhan untuk menghindari efek $P-\Delta$ pada struktur periode panjang.	
Desain Beton & Baja		Gunakan prosedur desain kapasitas untuk semua elemen kritis.	
Desain Pondasi		• Analisis geoteknik lengkap untuk kejadian tingkat atas	

	• Untuk jembatan yang tidak penting, tingkat yang lebih rendah (50% dari percepatan desain) mungkin Sesuai



Gambar 12.6 (a) Model global, (b) Model regional untuk menara, dan (c) model lokal untuk PW-1 untuk bentang barat Jembatan San Francisco–Oakland Bay.

Pertimbangan Pemodelan

1. **Model Global, Regional, dan Lokal**
   Model global mempertimbangkan perilaku keseluruhan dan dapat mencakup penyederhanaan elemen struktural yang kompleks (Gambar 12.6a). Model regional berkonsentrasi pada perilaku regional (Gambar 12.6b). Model lokal (Gambar 12.6c) menekankan perilaku lokal, terutama perilaku inelastis dan nonlinier yang kompleks. Dalam model regional dan global di mana lebih dari satu lokasi pondasi disertakan dalam model, analisis riwayat waktu multi-dukungan harus digunakan.
2. **Kondisi Batas**
   Kondisi batas yang sesuai harus disertakan dalam model regional untuk merepresentasikan interaksi antara wilayah dan struktur yang berdekatan. Bagian yang berdekatan tidak dimodelkan secara eksplisit tetapi dapat disederhanakan menggunakan kombinasi pegas, peredam, dan massa terkonsentrasi. Elemen nonlinier yang sesuai seperti elemen celah, pegas nonlinier, perangkat modifikasi respons seismik (SRMD), atau elemen hingga nonlinier khusus harus disertakan di mana perilaku dan respons struktur sensitif terhadap elemen tersebut.
3. **Interaksi Tanah–Fondasi–Struktur**
   Interaksi ini dapat dipertimbangkan menggunakan pegas nonlinier atau histeresis dalam model global dan regional. Pegas fondasi untuk merepresentasikan sifat-sifat

tanah di dasar struktur harus disertakan dalam model regional dan global (lihat Bab 42).

4. **Peredaman**
   Ketika sifat material nonlinier dimasukkan ke dalam model, peredaman Rayleigh harus dikurangi (mungkin 20%) dari sifat elastis.
5. **Perangkat Modifikasi Respons Seismik**
   SRMD harus dimodelkan secara eksplisit dengan karakteristik histeresis yang ditentukan oleh data eksperimental. Lihat Bab 41 untuk pembahasan rinci tentang perilaku ini.

Penentuan Kapasitas

Keadaan Batas dan Faktor Resistensi

Keadaan batas didefinisikan sebagai kondisi suatu struktur di mana struktur tersebut berhenti memenuhi ketentuan yang dirancang untuknya. Dua jenis keadaan batas yang sesuai dengan SEGM dan FEGM yang ditentukan dalam Tabel 12.4 berlaku untuk desain dan perbaikan seismik. Untuk memperhitungkan ketidakakuratan yang tidak dapat dihindari dalam teori, variasi sifat material, pengerjaan, dan dimensi, kekuatan nominal komponen struktural harus dimodifikasi oleh faktor resistensi Ø yang ditentukan oleh AASHTO-LRFD atau kriteria spesifik proyek untuk mendapatkan kapasitas atau kekuatan (resistensi) desain.

Kekuatan Nominal Komponen Struktur

Kapasitas kekuatan elemen struktur harus ditentukan sesuai dengan rumus kode yang ditentukan [23,26, Bab 38 dan 39], atau diverifikasi dengan model komputer eksperimental dan analitis, atau kriteria spesifik proyek.

Kapasitas Deformasi Struktur

Kapasitas deformasi struktur harus ditentukan dengan analisis inelastis nonlinier dan berdasarkan tingkat kerusakan yang dapat diterima seperti yang ditunjukkan pada Tabel 12.4. Definisi kuantitatif kerusakan yang sesuai dengan persyaratan kinerja yang berbeda belum ditentukan oleh rekomendasi Caltrans BDS, AASHTO-LRFD, dan ATC saat ini karena kurangnya konsensus. Sebagai titik awal, Tabel 12.8 memberikan batas regangan dan daktilitas kuantitatif yang sesuai dengan tiga tingkat kerusakan.

Kapasitas perpindahan harus dievaluasi dengan mempertimbangkan nonlinieritas material dan geometris. Kondisi batas yang tepat untuk berbagai struktur harus dipertimbangkan dengan cermat. Analisis push-over statis (lihat Bab 36) mungkin cocok untuk sebagian besar jembatan. Analisis riwayat waktu dinamis inelastis nonlinier, Level II, mungkin diperlukan untuk jembatan penting. Kapasitas perpindahan yang tersedia didefinisikan sebagai perpindahan yang sesuai dengan yang paling kritis dari (1) pengurangan beban 20% dari beban puncak atau (2) batas regangan yang ditentukan dalam Tabel 12.8.

Perangkat Modifikasi Respons Seismik

SRMD mencakup perangkat disipasi energi dan isolasi seismik. Perangkat disipasi energi meningkatkan redaman efektif struktur, sehingga mengurangi gaya reaksi dan defleksi. Perangkat isolasi mengubah mode getaran fundamental sehingga respons struktur diturunkan; namun, pengurangan gaya dapat disertai dengan peningkatan perpindahan.

Tabel 12.8 Tingkat Kerusakan, Regangan, dan Daktilitas

Tingkat Kerusakan	Regangan		Daktilitas	
	Beton	Baja	Kurvatur μ_ϕ	Perpindahan μ_Δ
Signifikan	$\varepsilon_{\{cu\}}$	ε_{sh}	8 ~ 10	4 ~ 6
Dapat diperbaiki	Nilai terbesar dari $\begin{cases}0.005\\ \frac{2\varepsilon_{cu}}{3}\end{cases}$	Nilai terbesar dari $\begin{cases}0.08\\ \frac{2\varepsilon_y}{3}\end{cases}$	4 ~ 6	2 ~ 4
Minimum	Nilai terbesar dari $\begin{cases}0.004\\ \varepsilon_{\mathrm{cu}}\end{cases}$	Nilai terbesar dari $\begin{cases}0.03\\ 15\varepsilon_y\end{cases}$	2 ~ 4	1 ~ 2

ε_{cu} = regangan tekan beton maksimum tergantung pada pengekangan (lihat Bab 36)
ε_y = regangan leleh baja
ε_{sh} = regangan pengerasan baja
$\mu_\emptyset$ = daktilitas kelengkungan $\left(\emptyset_u/\emptyset_y\right)$
μ_Δ= daktilitas perpindahan $\left(\Delta_u/\Delta_y\right)$(lihat Bab 36)

Sifat-sifat SRMD harus ditentukan oleh program pengujian yang ditentukan. Referensi dibuat untuk AASHTO, Caltrans, dan Kementerian Konstruksi Jepang (JMC). Pertimbangan item-item berikut harus dibuat dalam spesifikasi pengujian:

- Skala — setidaknya dua spesimen uji skala penuh diperlukan;
- Riwayat dan laju pembebanan (termasuk lateral dan vertikal);
- Daya tahan — umur desain;
- Kerusakan — tingkat kekuatan dan kekakuan yang diharapkan.

Kriteria Penerimaan Kinerja

Untuk mencapai tujuan kinerja pada Tabel 12.4, berbagai komponen struktural harus memenuhi rasio permintaan/kapasitas yang dapat diterima (DC_{accept}) yang ditentukan pada bagian ini. Bentuk persamaannya adalah:

$$\frac{\text{Demand}}{\text{Capacity}} \leq DC_{accept} \tag{12.4}$$

di mana *permintaan*, dalam hal momen terfaktor, gaya geser, dan gaya aksial, serta deformasi perpindahan dan rotasi, harus ditentukan oleh analisis riwayat waktu dinamis inelastis nonlinier, tingkat I, untuk jembatan penting, dan analisis spektrum respons dinamis untuk jembatan biasa dan *kapasitas*, dalam hal kekuatan terfaktor dan kapasitas deformasi.

Klasifikasi Komponen Struktural

Komponen struktural diklasifikasikan menjadi dua kategori: *kritis* atau *lainnya*. Tujuannya adalah agar komponen lain dapat diizinkan untuk berfungsi sebagai sekering sehingga komponen kritis dari sistem jembatan dapat dilindungi selama evaluasi fungsi gempa (FEE) dan evaluasi keselamatan gempa (SEE). Sebagai contoh, Tabel 12.9 menunjukkan klasifikasi komponen struktural dan definisinya untuk jembatan gantung.

Tabel 12.9 Klasifikasi Komponen Struktural

Klasifikasi Komponen	Definisi	Contoh (Bentang Barat SFOBB)
Kritis	Komponen-komponen pada lintasan kritis yang secara langsung memikul beban gravitasi jembatan. Kehilangan kapasitas pada komponen-komponen ini akan menimbulkan konsekuensi serius terhadap keutuhan struktural jembatan.	Kabel suspensi; rangka batang menerus; balok lantai dan gelagar; kaki menara; jangkar pusat berbentuk A-frame; pilar W-1 dan W-2; rangka portal A dan B; fondasi caisson; rumah jangkar; tikungan kabel
Lainnya	Semua komponen selain komponen kritis.	Seluruh komponen lainnya

Catatan: Komponen struktural meliputi elemen dan sambungan.

Struktur Baja

1. **Prosedur Desain Umum**
   Desain seismik elemen baja harus sesuai dengan prosedur yang ditunjukkan pada Gambar 12.7. Desain perbaikan seismik elemen baja harus sesuai dengan prosedur yang ditunjukkan pada Gambar 12.8.
2. **Sambungan**
   Sambungan harus dievaluasi sepanjang peristiwa seismik. Untuk elemen penghubung dengan rasio gaya D/C lebih besar dari 1,0, 25% lebih besar dari kapasitas nominal elemen penghubung harus digunakan dalam desain sambungan.
3. **Parameter Kelangsingan Batas Umum dan Rasio Lebar-Ketebalan**
   Untuk semua elemen baja (terlepas dari rasio gaya D/C-nya), parameter kelangsingan untuk elemen yang didominasi beban aksial (λc) dan untuk elemen yang didominasi lentur (λb) tidak boleh melebihi nilai batas ($0{,}9\lambda_{cr}$ atau $0{,}9\lambda_{br}$ untuk kritis, λ_{cr} atau λ_{br} untuk Lainnya) yang ditunjukkan pada Tabel 12.10.
4. **Rasio Gaya D/C yang Dapat Diterima dan Nilai Batas**
   Rasio gaya D/C yang dapat diterima, DCaccept dan parameter kelangsingan batas terkait serta rasio lebar-ketebalan untuk berbagai elemen ditentukan dalam Tabel 12.10. Untuk semua elemen dengan rasio D/C lebih besar dari 1,0, parameter kelangsingan dan rasio lebar-ketebalan tidak boleh melebihi nilai batas yang ditentukan dalam Tabel 12.10. Untuk elemen baja yang ada dengan rasio D/C kurang dari 1,0, rasio lebar-ketebalan dapat melebihi λ_{r} r yang ditentukan dalam Tabel 12.11 dan AISC-LRFD.

Simbol-simbol berikut digunakan dalam Tabel 12.10. M_u adalah permintaan momen terfaktor; P_u adalah permintaan gaya aksial terfaktor; M_n adalah kekuatan momen nominal suatu elemen; P_n adalah kekuatan aksial nominal suatu elemen; λ adalah rasio lebar-ketebalan (b/t atau h/t_w) dari elemen tekan; $\lambda_{\mathrm{c}} = (KL/r\pi)\sqrt{F_y/E}$, parameter kelangsingan elemen dominan beban aksial; $\lambda_{\mathrm{b}} = L/r_y$, parameter kelangsingan elemen dominan momen lentur; $\lambda_{cp} = 0{,}5$, parameter kelangsingan kolom pembatas untuk 90% beban leleh aksial berdasarkan kurva kolom AISC-LRFD; λ_{bp} adalah parameter kelangsingan balok pembatas untuk momen plastis untuk desain seismik; λ_{cr} = 1,5, parameter kelangsingan kolom pembatas

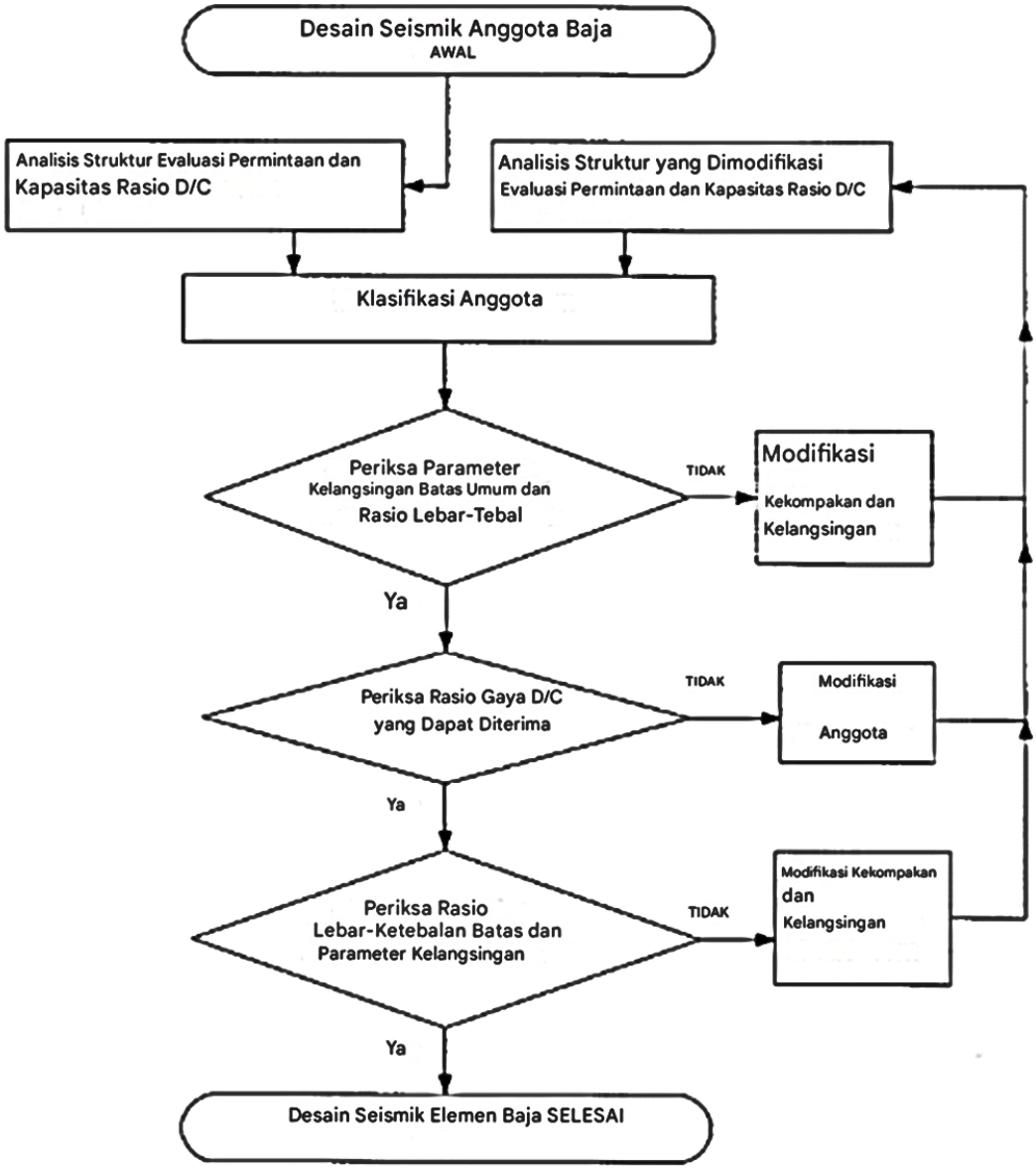
untuk tekuk elastis berdasarkan kurva kolom AISC-LRFD; λ_{br} adalah parameter kelangsingan balok pembatas untuk tekuk torsi lateral elastis;

$$\lambda_{br} = \begin{pmatrix} \dfrac{57{,}000\sqrt{JA}}{M_r} \\ \dfrac{X_1}{F_L} = \sqrt{1+\sqrt{1+X_2F_L^2}} \end{pmatrix} \qquad \text{untuk batang persegi panjang padat dan penampang kotak}$$

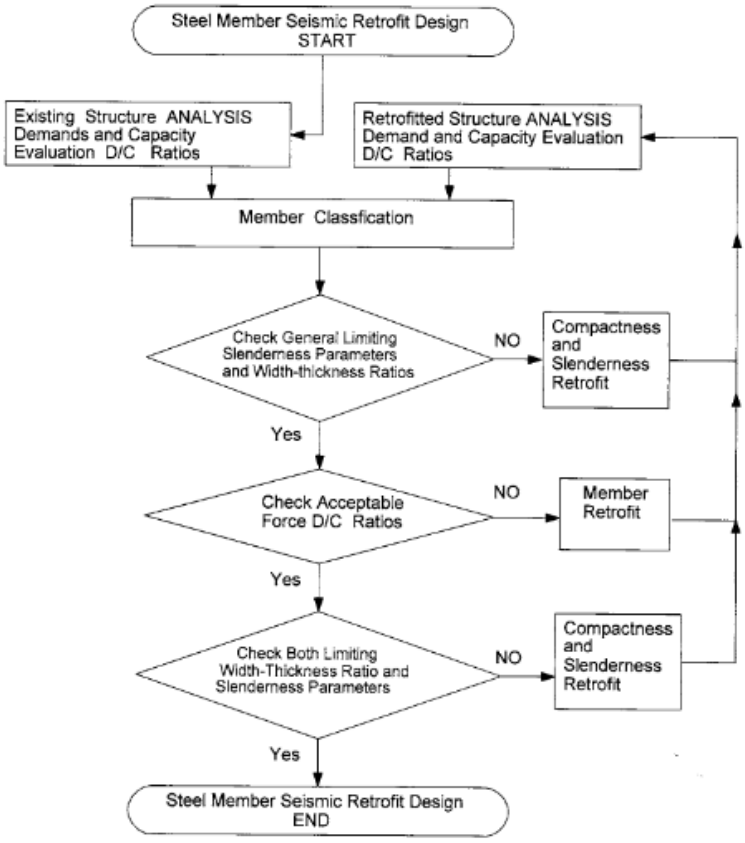
$$M_r = \begin{cases} F_L S_x & \text{untuk anggota berbentuk I} \\ F_{yf} S_x & \text{untuk penampang persegi panjang dan kotak padat} \end{cases}$$

di mana A adalah luas penampang, in.^{2}; L adalah panjang elemen yang tidak ditopang; J adalah konstanta torsi, in.^{4}; r adalah jari-jari girasi, in.; r_y adalah jari-jari girasi terhadap sumbu minor, in.; F_y adalah tegangan leleh baja; F_{yw} adalah tegangan leleh web, ksi; F_{yf} adalah tegangan leleh flensa, ksi; E adalah modulus elastisitas baja (29.000 ksi); G adalah modulus elastisitas geser baja (11.200 ksi); S_x adalah modulus penampang terhadap sumbu mayor, in.^{3}; Iy adalah momen inersia terhadap sumbu minor, in.^{4} dan C_w adalah konstanta lentur, in.^{6} Untuk elemen berbentuk I simetris ganda dan simetris tunggal dengan flensa tekan sama dengan atau lebih besar dari flensa tarik, termasuk elemen hibrida (lentur sumbu kuat):

$$\lambda_{bp} = \begin{cases} \dfrac{[3600 + 2200M_1/M_2]}{F_y} & \text{for } other \text{ members} \\ \dfrac{300}{\sqrt{F_{yf}}} & \text{for } critical \text{ members} \end{cases} \qquad (12.5)$$



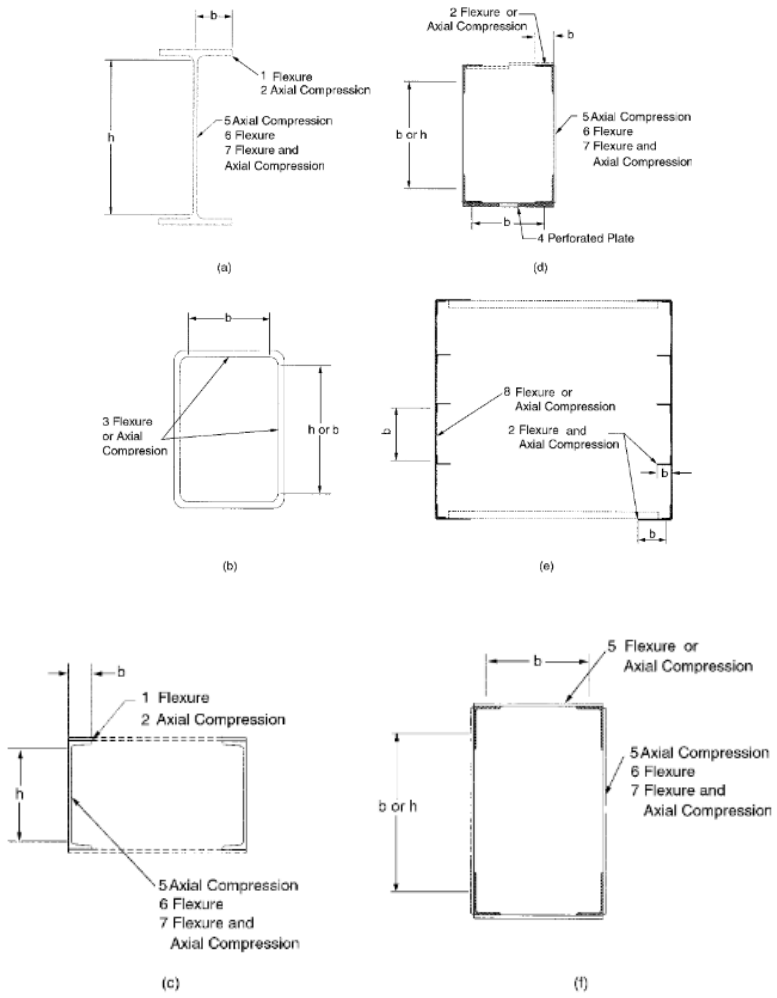
Gambar 12.7 Prosedur desain seismik elemen baja.



Gambar 12.8 Prosedur desain perbaikan seismik elemen baja.

Di mana A adalah luas penampang ($in.^2$); L adalah panjang batang yang tidak tertumpu; J adalah konstanta torsi ($in.^4$); r adalah jari-jari girasi (in.); r_y adalah jari-jari girasi terhadap sumbu minor (in.); F_y adalah tegangan leleh baja; F_{yw} adalah tegangan leleh badan (web) (ksi); F_{yf} adalah tegangan leleh sayap (flange) (ksi); E adalah modulus elastisitas baja (29.000 ksi); G adalah modulus geser baja (11.200\ ksi); S_x adalah modulus penampang terhadap sumbu mayor ($in.^3$); I_y adalah momen inersia terhadap sumbu minor ($in.^4$); dan C_w adalah konstanta warping ($in.^6$). Untuk komponen struktur profil I simetris ganda dan simetris tunggal dengan sayap tekan yang sama atau lebih besar dari sayap tarik, termasuk komponen struktur hibrida (lentur sumbu kuat):"Untuk batang persegi panjang padat dan balok kotak simetris (lentur sumbu kuat):

$$\lambda_{bp} = \begin{cases} \dfrac{[3600 + 2200\, M_1/M_2]}{F_y} & \text{for } other \text{ members} \\ \dfrac{300}{\sqrt{F_{yf}}} & \text{for } critical \text{ members} \end{cases} \tag{12.5}$$



Gambar 12.9 Penampang melintang tipikal untuk elemen baja: (a) profil I yang digulung; (b) tabung berstruktur berongga; (c) kanal rakitan; (d) profil kotak rakitan; (e) profil kotak rakitan yang diperkuat secara memanjang; (f) profil kotak rakitan.

Tabel 12.10 Rasio Kebutuhan Gaya/Kapasitas yang Dapat Diterima dan Parameter Kelangsingan Batas serta Rasio Lebar/Ketebalan

Kondisi Dominan		Rasio Batasan		Gaya yang Diterima (Rasio D/C) DC_{accept}
		Parameter Kelangsingan (λ_c dan λ_b)	Lebar/Tebal λ (b/t atau h/t_w)	
Kritis	**Dominan beban aksial**	$0.9\lambda_{cr}$	λ_r	$DC_r = 1.0$
	$P_u/P_n \geq M_u/M_n$	λ_{cpr}	λ_{pr}	$1.0 \sim 1.2$
		λ_{cp}	λ_p	$DC_p = 1.2$
	Dominan momen lentur	$0.9\lambda_{br}$	λ_r	$DC_r = 1.0$
	$M_u/M_n > P_u/P_n$	λ_{bpr}	λ_{pr}	$1.2 \sim 1.5$

		λ_{bp}	λ_p	$DC_p = 1.5$
Lainnya	**Dominan beban aksial**	λ_{cr}	λ_r	$DC_r = 1.0$
	$P_u/P_n \geq M_u/M_n$	λ_{cpr}	λ_{pr}	$1.0 \sim 2.0$
		λ_{cp}	$\lambda_{p\text{-Seismik}}$	$DC_p = 2$
	Dominan momen lentur	λ_{br}	λ_r	$DC_r = 1.0$
	$M_u/M_n > P_u/P_n$	λ_{bpr}	λ_{pr}	$1.0 \sim 2.5$
		λ_{bp}	$\lambda_{p\text{-Seismik}}$	$DC_p = 2.5$

Di mana M_1 adalah momen yang lebih besar pada ujung panjang balok yang tidak terkekang; M_2 adalah momen yang lebih kecil pada ujung panjang balok yang tidak terkekang; (M_1/M_2) bernilai positif ketika momen menyebabkan kelengkungan balik (reverse curvature) dan negatif untuk kelengkungan tunggal (single curvature).
Untuk batang persegi pejal dan balok boks simetris (lentur sumbu kuat):

$$\lambda_{bp} = \begin{cases} \dfrac{5000 + 3000(M_1/M_2)}{F_y} \geq \dfrac{3000}{F_y} & \text{for } \textit{other} \text{ members} \\ \dfrac{3750}{M_p}\sqrt{JA} & \text{for } \textit{critical} \text{ members} \end{cases} \tag{12.6}$$

di mana M_p adalah momen plastis $(Z_x F_y)$; Z_x adalah modulus penampang plastis terhadap sumbu utama; dan $\lambda_r, \lambda_p, \lambda_p - Seismic$ –Seismic adalah rasio lebar ketebalan pembatas yang ditentukan oleh Tabel 12.11.

$$\lambda_{pr} = \begin{cases} \left[\lambda_p + (\lambda_r - \lambda_p)\left(\dfrac{DC_p - DC_{\text{accept}}}{DC_p - DC_r}\right)\right] & \text{for } \textit{critical} \text{ members} \\ \left[\lambda_{p\text{-Seismic}} + (\lambda_r - \lambda_{p\text{-Seismic}})\left(\dfrac{DC_p - DC_{\text{accept}}}{DC_p - DC_r}\right)\right] & \text{for } \textit{other} \text{ members} \end{cases} \tag{12.7}$$

Untuk anggota yang didominasi beban aksial $(P_u/P_n \geq M_u/M_n)$

$$\lambda_{cpr} = \begin{cases} \lambda_{cp} + (0.9\lambda_{cr} - \lambda_{cp})\left(\dfrac{DC_p - DC_{\text{accept}}}{DC_p - DC_r}\right) & \text{for } \textit{critical} \text{ members} \\ \lambda_{cp} + (\lambda_{cr} - \lambda_{cp})\left(\dfrac{DC_p - DC_{\text{accept}}}{DC_p - DC_r}\right) & \text{for } \textit{other} \text{ members} \end{cases} \tag{12.8}$$

Untuk elemen dominan momen lentur $(M_u/M_n > P_u/P_n)$

$$\lambda_{bpr}\begin{cases}\lambda_{bp}+\left(0.9\lambda_{br}-\lambda_{bp}\right)\left(\dfrac{DC_p-DC_{\text{accept}}}{DC_p-DC_r}\right) & \text{for } \textit{critical} \text{ members}\\ \lambda_{bp}+\left(\lambda_{br}-\lambda_{bp}\right)\left(\dfrac{DC_p-DC_{\text{accept}}}{DC_p-DC_r}\right) & \text{for } \textit{other} \text{ members}\end{cases} \quad (12.9)$$

Tabel 12.11 Rasio Lebar-Ketebalan Batas

No	Deskripsi Elemen	Contoh	Rasio Lebar-Tebal	λ_r	λ_p	$\lambda_{p-Seismik}$
			Elemen Tanpa Pengaku			
1	Sayap balok profil-I gilas dan kanal dalam lentur	Gambar 12.19a, c	b/t	$\dfrac{141}{\sqrt{F_y-10}}$	$\dfrac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{52}{\sqrt{F_y}}$
2	Kaki bebas dari pasangan profil siku dalam kontak kontinu; sayap kanal dalam tekan aksial; siku dan pelat yang menonjol dari balok atau komponen tekan	Gambar 12.19d, e, f	b/t	$\dfrac{95}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{63}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{32}{\sqrt{F_y}}$
			Elemen Dengan Pengaku			
3	Sayap penampang struktur berongga (HSS) kotak dan persegi panjang dengan tebal seragam yang memikul lentur atau tekan; pelat penutup sayap dan pelat diafragma di antara baris baut atau las	Gambar 12.19b	b/t	$\dfrac{238}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{190}{\sqrt{F_y}}$	$F_r(tabung)$ $F_r(lainnya)$
4	Lebar pelat penutup tanpa tumpuan yang berlubang dengan deretan lubang akses	Gambar 12.19d	b/t	$\dfrac{317}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{233}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{132}{\sqrt{F_y}}$
5	Semua elemen diperkaku lainnya yang tertekan secara seragam (didukung sepanjang dua tepi)	Gambar 12.19a, c, d, f	$b/t, h/t_w$	$\dfrac{253}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{190}{\sqrt{F_y}}$	$\sqrt{F_y}$(denganlacing) $\sqrt{F_y}$(lainnya)
6	Badan (*web*) dalam tekan lentur	Gambar 12.19a, c, d, f	h/t_w	$\dfrac{970}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{615.}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{520}{\sqrt{F_y}}$
7	Badan (*web*) dalam kombinasi tekan lentur dan aksial	Gambar 12.19a, c, d, f	h/t_w	$\dfrac{970}{\sqrt{F_y}}\left(1-\dfrac{0.74P}{\phi P_r}\right)$	For $P_u \le 0.125\phi P_r$: $\dfrac{615.}{\sqrt{F_y}}\left(1-\dfrac{2.75P}{\phi P_r}\right)$ For $P_u > 0.125\phi P_r$: $\dfrac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33-\dfrac{P}{\phi P_r}\right) \ge \dfrac{253}{\sqrt{F_y}}$	For $P_u \le 0.125\phi P_r$: $\dfrac{520}{\sqrt{F_y}}\left(1-\dfrac{1.54P}{\phi P_r}\right)$ For $P_u > 0.125\phi P_r$: $\dfrac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33-\dfrac{P}{\phi P_r}\right) \ge \dfrac{253}{\sqrt{F_y}}$
8	Pelat yang diperkaku secara membujur dalam tekan	Gambar 12.19e	b/t	$\dfrac{113\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{93\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$	$\dfrac{73\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}$

Catatan:

1. Rasio lebar-ketebalan yang ditunjukkan dengan huruf tebal berasal dari AISC-LRFD [1993] dan AISC-Seismic Provisions [1997].
2. k = koefisien tekuk yang ditentukan oleh Pasal 6.11.2.1.3a dari AASHTO-LRFD [AASHTO, 1994] untuk $n = 1, k = (8I_s / bt^3)^{1/3} \le 4.0$; untuk $n = 2, 3, 4, \text{dan } 5, k = (14.3I_s / bt^3n^4)^{1/3} \le 4.0$
   n = jumlah penguat flensa tekan longitudinal yang berjarak sama

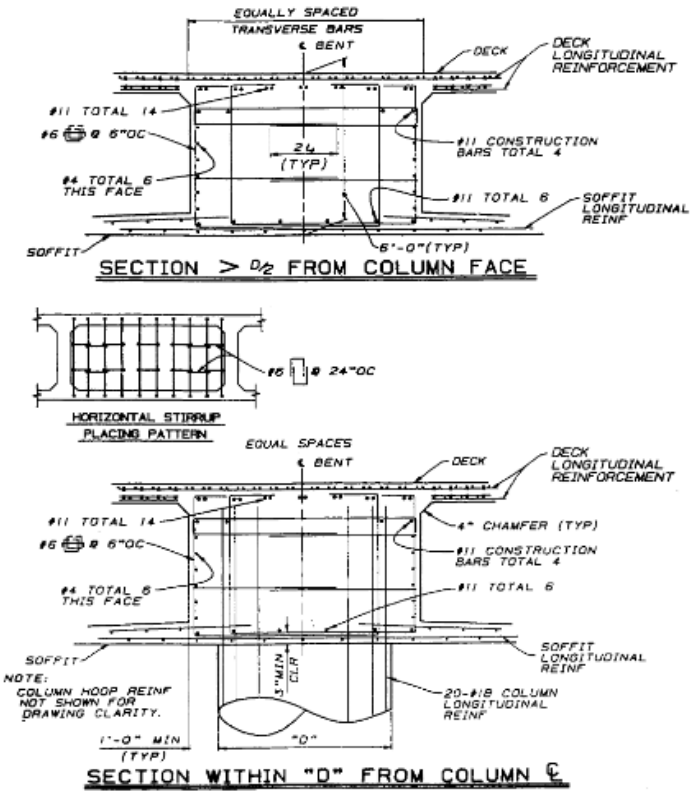
I_s = momen inersia penguat longitudinal terhadap sumbu yang sejajar dengan flensa bawah dan diambil di dasar penguat

Struktur Beton

1. Umum
   Untuk semua elemen tekan beton (terlepas dari rasio D/C), parameter kelangsingan (KL/r) tidak boleh melebihi 60.
   Untuk komponen kritis, gaya DC_{accept} = 1,2 dan deformasi DC_{accept} = 0,4. Untuk komponen lainnya, gaya DC_{accept} = 2,0 dan deformasi DC_{accept} = 0,67.
2. Sambungan Balok–Kolom (Tutup Bengkok)
   Untuk jembatan balok kotak beton, sambungan balok–kolom (tutup bengkok) harus dievaluasi dan dirancang sesuai dengan pedoman berikut:
   a. Lebar Struktur Atas Efektif: Lebar efektif struktur atas (balok kotak) di kedua sisi kolom untuk menahan momen seismik longitudinal pada bengkok (penopang) tidak boleh dianggap lebih besar dari kedalaman struktur atas.
      - Balok yang berdekatan langsung di kedua sisi kolom dalam lebar struktur atas efektif dianggap efektif.
      - Balok tambahan dapat dianggap efektif jika analisis torsi balok penopang yang disempurnakan menunjukkan bahwa balok tambahan tersebut dapat dimobilisasi.
   b. Lebar Balok Penopang Minimum: Lebar balok penopang minimum di luar kolom tidak boleh kurang dari D/4 (D adalah diameter atau lebar kolom pada arah tersebut) atau 2 kaki (0,61 m).
   c. Tegangan Geser Sambungan yang Dapat Diterima:
      - Untuk sambungan tak terkekang yang sudah ada, tegangan tarik utama yang dapat diterima harus dianggap sebesar $3.5\sqrt{f_c'}$psi $(0.29\sqrt{f_c'}$Mpa Jika kebutuhan tegangan tarik utama melebihi nilai batas ini, tulangan geser sambungan yang ditentukan pada Butir d harus disediakan.
      - Untuk sambungan baru, tegangan tarik utama yang dapat diterima harus dianggap sebagai $12\sqrt{f_c'}$ psi $(1.0\sqrt{f_c'}\text{MPa})$
      - Untuk sambungan yang sudah ada dan yang baru, tegangan tekan utama yang dapat diterima harus dianggap sebagai f_c'.
   d. Tulangan Geser Sambungan
      - Tulangan lentur dan geser tipikal (lihat Gambar 12.10 dan 12.11) pada balok penutup harus ditambah di sekitar kolom untuk menahan geser sambungan. Semua tulangan geser sambungan harus terdistribusi dengan baik dan disediakan dalam jarak $D/2$ dari permukaan kolom.
      - Tulangan vertikal termasuk sengkang penutup dan tulangan tambahan harus 20% dari tulangan kolom yang ditambatkan ke dalam sambungan. Tulangan tambahan harus dikaitkan di sekitar tulangan longitudinal utama penutup. Tulangan melintang di daerah sambungan harus terdiri dari tulangan

melingkar dengan rasio tulangan minimum 0,4(luas baja kolom)/(panjang penanaman tulangan kolom ke dalam balok penutup)².

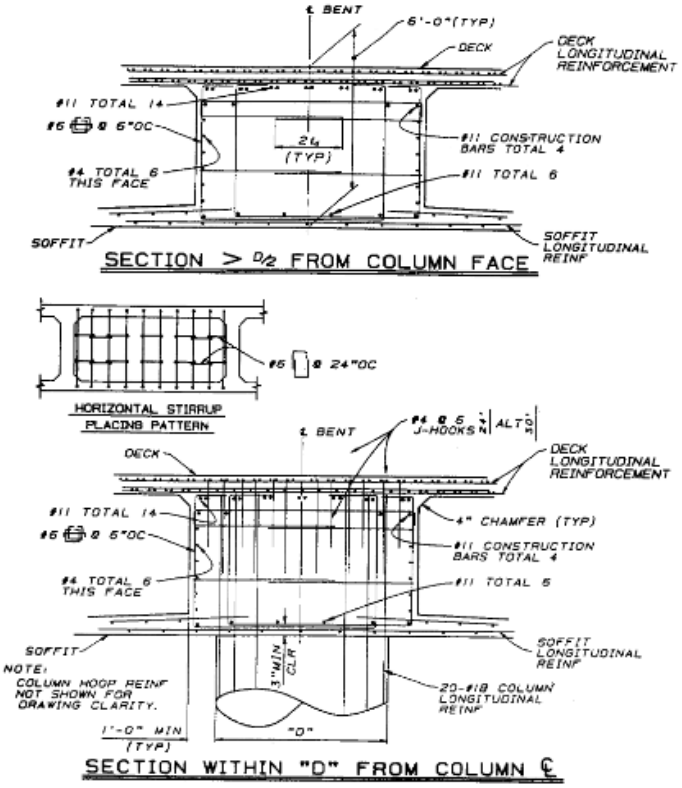
- Tulangan horizontal harus dijahit melintasi penutup dalam dua atau lebih lapisan perantara. Tulangan harus berbentuk jepit rambut, dengan jarak vertikal tidak lebih dari 18 inci (457 mm). Jepit rambut harus 10% dari tulangan kolom. Jarak antar tulangan di luar kolom harus lebih rapat daripada jarak yang digunakan di dalam kolom.
- Tulangan sisi horizontal harus 10% dari tulangan penutup utama termasuk baja atas dan bawah.
- Untuk balok penutup yang miring lebih dari 20°, batang J vertikal yang dikaitkan di sekitar dek memanjang dan baja balok penutup harus 8% dari baja kolom (lihat Gambar 12.11). Batang J harus memiliki panjang 24 inci (600 mm) dan 30 inci (750 mm) secara bergantian dan ditempatkan dalam lebar dimensi kolom di kedua sisi garis tengah kolom.
- Semua batang kolom vertikal harus diperpanjang setinggi mungkin tanpa mengganggu batang penutup utama.



Gambar 12.10 Contoh Tulangan Geser Sambungan Tutup — Kemiringan 0° Hingga 20°.

Perangkat Modifikasi Respons Seismik

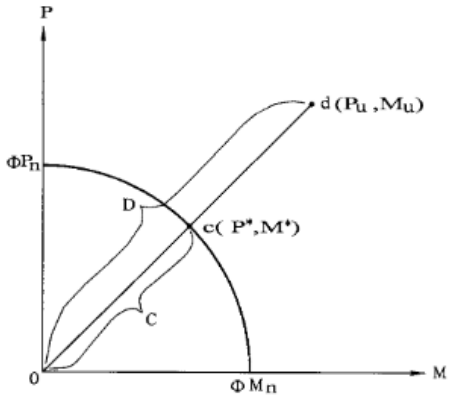
Metode analisis yang ditentukan dalam Bagian 12.5.3 berlaku untuk menentukan gaya dan perpindahan desain seismik pada SRMD. Sifat atau kapasitas SRMD harus ditentukan dengan pengujian yang ditentukan.



Gambar 12.11 Contoh Penguatan Geser Sambungan Tutup — Kemiringan > 20°.

SRMD (Short-Related Magnetic Devices) harus mampu menjalankan fungsi yang dimaksudkan dan mempertahankan parameter desainnya selama masa pakai desain (misalnya, 15. tahun) dan untuk rentang suhu lingkungan (misalnya, dari 30 hingga 125°F). Perangkat harus mudah diakses untuk inspeksi, pemeliharaan, dan penggantian. Secara umum, SRMD harus memenuhi setidaknya persyaratan berikut:

- Kekuatan dan stabilitas harus dipertahankan di bawah perpindahan yang semakin besar. Penurunan kekakuan di bawah beban siklik berulang tidak dapat diterima.
- Energi harus dihilangkan dalam batas perpindahan desain yang dapat diterima, misalnya, batas pada perpindahan total maksimum perangkat untuk mencegah kegagalan, atau perangkat dapat diberi kapasitas perpindahan 50% lebih besar dari perpindahan desain.



Gambar 12.12 Definisi Rasio Gaya D/C Untuk Beban Gabungan.

- Penumpukan panas harus ditahan dan dihilangkan selama riwayat waktu perpindahan seismik yang "wajar".
- Perangkat harus bertahan terhadap jumlah siklus perpindahan yang diharapkan di bawah eksitasi angin selama masa pakai perangkat dan terus berfungsi pada tingkat gaya angin dan perpindahan maksimum setidaknya untuk durasi tertentu.

Rasio Gaya D/C yang Dapat Diterima dan Nilai Batas untuk Anggota Struktur

Tidak mungkin merancang jembatan untuk menahan gaya seismik secara elastis dan respons nonlinier inelastis diharapkan. Kriteria berbasis kinerja menerima kerusakan seismik tertentu pada komponen lain sehingga komponen kritis akan tetap elastis dan fungsional setelah SEE dan FEE. Bagian ini menyajikan konsep rasio gaya D/C yang dapat diterima, parameter kelangsingan anggota pembatas, dan rasio lebar-ketebalan pembatas, serta daktilitas yang diharapkan.

Definisi Rasio Kebutuhan Gaya/Kapasitas (D/C)

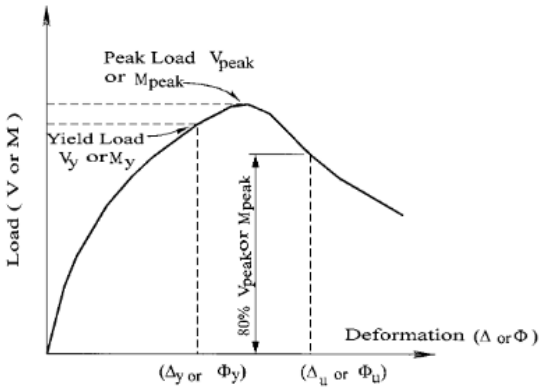
Untuk elemen yang dikenai beban tunggal, kebutuhan gaya didefinisikan sebagai gaya tunggal yang difaktorkan, seperti momen terfaktorkan, gaya geser, atau gaya aksial. Ini dapat diperoleh dengan analisis riwayat waktu dinamis nonlinier, level I, seperti yang ditentukan dalam Bagian 12.5.1 dan kapasitas ditentukan dalam Bagian 12.5.2.

Untuk elemen yang dikenai beban gabungan, rasio D/C gaya didasarkan pada interaksi. Misalnya, untuk elemen yang dikenai beban aksial dan momen lentur gabungan (Gambar 12.12), kebutuhan gaya D didefinisikan sebagai jarak dari titik asal O(0, 0) ke titik gaya terfaktorkan $d(P_u, M_u)$, dan kapasitas C didefinisikan sebagai jarak dari titik asal O(0, 0) ke titik c(P*, M*) pada permukaan atau kurva interaksi yang ditentukan.

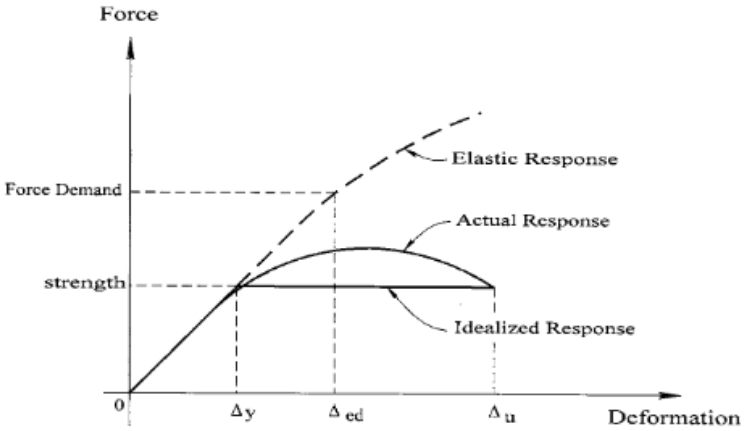
Daktilitas dan Kurva Beban-Deformasi

Daktilitas biasanya didefinisikan sebagai faktor tak berdimensi, yaitu rasio deformasi maksimum terhadap deformasi luluh. Biasanya dinyatakan dalam dua bentuk: (1) daktilitas kelengkungan($\mu_\emptyset = \emptyset_u/\emptyset_y$) dan (2) daktilitas perpindahan ($\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$ Mewakili perilaku lentur penampang, daktilitas kelengkungan bergantung pada bentuk penampang dan sifat material dan didasarkan pada diagram momen-kelengkungan. Menunjukkan perilaku sistem

struktur atau anggota, daktilitas perpindahan berkaitan dengan konfigurasi struktural dan perilaku penampang dan didasarkan pada kurva beban-perpindahan.



Gambar 12.13 Kurva Beban–Deformasi.



Gambar 12.14 Respons Sistem Satu Derajat Kebebasan.

Kurva beban-deformasi tipikal, termasuk cabang naik dan turun, ditunjukkan pada Gambar 12.13. Deformasi luluh (Δ_y atau Δ_y) sesuai dengan keadaan pembebanan di luar mana struktur merespons secara inelastis. Deformasi ultimate (Δ_u atau $\emptyset_u$) mengacu pada keadaan pembebanan di mana sistem atau elemen struktural dapat bertahan tanpa kehilangan kapasitas menahan beban yang signifikan. Tergantung pada persyaratan kinerja, diusulkan bahwa deformasi ultimate (kelengkungan atau perpindahan) didefinisikan sebagai yang paling kritis dari (1) deformasi yang sesuai dengan penurunan beban maksimum 20% dari beban puncak atau (2) batas regangan yang ditentukan yang ditunjukkan pada Tabel 12.8.

Rasio Gaya D/C dan Daktilitas

Diskusi berikut akan memberi para insinyur ukuran langsung dari kerusakan seismik yang dialami oleh komponen struktural selama gempa bumi. Gambar 12.14 menunjukkan kurva respons beban tipikal untuk sistem satu derajat kebebasan. Daktilitas perpindahan didefinisikan sebagai

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{12.10}$$

Tabel 12.12 Rasio Gaya D/C Dan Indeks Kerusakan

Rasio Gaya D/C	Indeks Kerusakan D_Δ	Duktilitas Perpindahan Sistem yang Diharapkan μ_Δ
1.0	Tidak ada kerusakan	Tidak ada persyaratan
1.2	0.4	3.0
1.5	0.5	3.0
2.0	0.67	3.0
2.5	0.83	3.0

Istilah baru, indeks kerusakan, didefinisikan sebagai rasio antara kebutuhan perpindahan elastis dan kapasitas perpindahan maksimum:

$$D_\Delta = \frac{\Delta_{ed}}{\Delta_u} \tag{12.11}$$

Ketika indeks kerusakan $D_\Delta < 1/\mu_\Delta$ ($\Delta_{ed} < \Delta_Y$) tidak terjadi kerusakan dan struktur merespons secara elastis; ketika $1/\mu_\Delta < D_\Delta < 1.0$, terjadi beberapa kerusakan dan struktur merespons secara inelastis; ketika $D_\Delta > 1.0$, struktur runtuh sepenuhnya.
Berdasarkan "prinsip perpindahan yang sama", diperoleh hubungan berikut:

$$\frac{\text{Force Demand}}{\text{Force Capacity}} = \frac{\Delta_{ed}}{\Delta_y} = \mu_\Delta D_\Delta \tag{12.12}$$

Terlihat dari Persamaan (12.12) bahwa rasio gaya D/C berhubungan dengan karakteristik struktural dalam hal daktilitas μ_Δ dan tingkat kerusakan dalam hal indeks kerusakan D_Δ. Tabel 12.12 menunjukkan hubungan ini.

Nilai Batas Umum

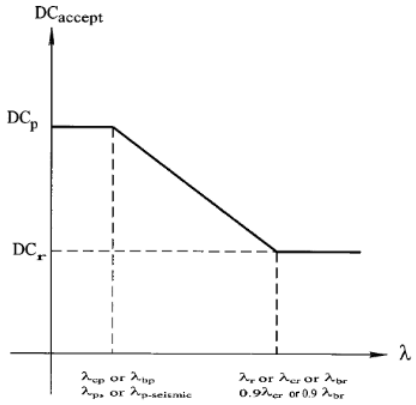
Untuk memastikan bahwa jembatan penting memiliki jalur beban yang daktil, parameter kelangsingan batas umum dan rasio lebar-ketebalan ditentukan pada Bagian 12.5.3.

Untuk elemen baja, λ_{cr} adalah parameter batas untuk tekuk elastis kolom dan diambil sebagai 1,5 dari AISC-LRFD; λ_{br} sesuai dengan tekuk torsi elastis balok dan dihitung oleh AISC-LRFD. Untuk elemen kritis, persyaratan yang lebih ketat, 90% dari batas tekuk elastis tersebut diusulkan. Terlepas dari rasio permintaan gaya terhadap kapasitas, tidak ada elemen yang boleh melebihi batas ini. Untuk elemen baja yang sudah ada dengan rasio D/C kurang dari 1, batasan ini dapat dilonggarkan. Untuk elemen beton, parameter pembatas umum KL/r = 60 diusulkan.

Rasio Gaya D/C yang Dapat Diterima DCaccept untuk Elemen Baja

Rasio permintaan/kapasitas gaya yang dapat diterima (DC_{accept}) bergantung pada karakteristik struktural dalam hal daktilitas dan tingkat kerusakan yang dapat diterima oleh

insinyur dalam hal indeks kerusakan D_Δ Untuk memastikan elemen memiliki kapasitas deformasi inelastis yang cukup selama gempa bumi dan untuk mencapai rasio D/C dan disipasi energi yang dapat diterima, untuk elemen baja, perlu untuk membatasi parameter kelangsingan dan rasio lebar-ketebalan dalam rentang yang ditentukan di bawah ini.



Gambar 12.15 Rasio D/C Yang Dapat Diterima Dan Parameter Kelangsingan Batas Serta Rasio Lebar-Tebal.

Batas Atas Rasio D/C yang Dapat Diterima DCp

1. Untuk elemen lainnya, rasio gaya D/C yang dapat diterima (DC_p = 2 hingga 2,5) tercantum dalam Tabel 12.10. Indeks kerusakan berada antara 0,67 ~ 0,83 dan kerusakan lebih banyak terjadi pada elemen lain dan diharapkan daktilitas yang besar. Untuk mencapai hal ini,
   - Rasio lebar-ketebalan pembatas diambil sebagai $\lambda_{p-Seismik}$ dari Ketentuan AISC-Seismik, yang memberikan daktilitas lentur sebesar 8 hingga 10.
   - Parameter kelangsingan pembatas diambil sebagai λ_{bp} untuk anggota dominan lentur dari AISC-LRFD, yang memberikan daktilitas lentur sebesar 8 hingga 10.
2. Untuk anggota kritis, rasio gaya D/C yang dapat diterima kecil (DCp = 1,2 hingga 1,5) diusulkan dalam Tabel 12.10, karena tujuan desain adalah untuk menjaga anggota kritis tetap elastis dan memungkinkan sedikit kerusakan (nilai indeks kerusakan berkisar dari 0,4 hingga 0,5). Dengan demikian, diharapkan sedikit daktilitas anggota. Untuk mencapai hal ini,
   - Rasio lebar-ketebalan pembatas diambil sebagai λ_p dari AISC-LRFD, yang memberikan daktilitas lentur minimal 4.
   - Parameter kelangsingan pembatas diambil sebagai λ_{bp} untuk elemen dominan lentur dari AISC, yang memberikan daktilitas lentur minimal 4.
3. Untuk elemen dominan beban aksial, parameter kelangsingan pembatas diambil sebagai λ_{cp} = 0,5, yang sesuai dengan 90% dari beban leleh aksial menurut kurva kolom AISC-LRFD. Batas ini memberikan potensi bagi elemen dominan beban aksial untuk mengembangkan deformasi inelastis.

Rasio D/C Batas Bawah yang Dapat Diterima DCr

Rasio gaya D/C batas bawah yang dapat diterima DC_{rc} = 1 diusulkan pada Tabel 12.10. Untuk DC_{accept} = 1, tidak perlu memberlakukan nilai batas yang lebih ketat untuk elemen dan penampang. Oleh karena itu, parameter kelangsingan pembatas untuk tekuk global elastis yang ditentukan dalam Tabel 12.10 dan rasio lebar-ketebalan pembatas yang ditentukan dalam Tabel 12.11 untuk tekuk lokal elastis diusulkan.

Rasio D/C yang Dapat Diterima antara Batas Atas dan Bawah DCr < DCaccept < DCp

Ketika rasio gaya D/C yang dapat diterima berada di antara batas atas dan bawah, $DC_r < DC_{accept} < DC_p$, interpolasi linier (Persamaan 12.7 hingga 12.9) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 12.15 diusulkan untuk menentukan parameter kelangsingan pembatas dan rasio lebar-ketebalan.

12.5 RINGKASAN

Filosofi desain jembatan tahan gempa dan praktik terkini di Amerika Serikat telah dibahas. Desain berbasis "tanpa keruntuhan" biasanya diterapkan pada jembatan biasa, dan desain berbasis kinerja digunakan untuk jembatan penting. Kriteria desain tahan gempa berbasis kinerja disajikan kepada para insinyur jembatan sebagai panduan referensi. Bab ini mencoba untuk membahas hanya beberapa dari banyak masalah yang harus ditangani oleh para perancang jembatan untuk kinerja yang memadai di bawah beban gempa. Para insinyur selalu didorong untuk menggabungkan sebaik mungkin temuan penelitian terbaru dan bukti eksperimental terbaru yang dipelajari dari kinerja masa lalu di bawah gempa bumi nyata.

BAB 13
DESAIN SEISMIK JEMBATAN BETON BERTULANG

13.1 PENDAHULUAN

Bab ini memberikan gambaran umum tentang konsep dan metode yang digunakan dalam desain seismik modern jembatan beton bertulang. Sebagian besar konsep dan persamaan desain yang dijelaskan dalam bab ini didasarkan pada temuan penelitian baru yang dikembangkan di Amerika Serikat. Beberapa latar belakang terkait dengan standar desain saat ini juga diberikan.

Desain Berbasis Kinerja Dua Tingkat

Sebagian besar kode desain modern untuk desain seismik jembatan pada dasarnya mengikuti filosofi desain berbasis kinerja dua tingkat, meskipun dalam banyak kasus tidak dinyatakan dengan jelas. Dokumen terbaru ATC-32 mungkin merupakan pedoman desain seismik pertama yang didasarkan pada desain kinerja dua tingkat. Kriteria kinerja dua tingkat yang diadopsi dalam ATC-32 awalnya dikembangkan oleh Departemen Transportasi California.

Tingkat desain pertama berkaitan dengan pengendalian kinerja jembatan dalam peristiwa gempa bumi yang memiliki magnitudo relatif kecil tetapi dapat terjadi beberapa kali selama masa pakai jembatan. Tingkat pertimbangan desain kedua adalah untuk mengendalikan kinerja jembatan di bawah gempa bumi parah yang hanya memiliki probabilitas kecil terjadi selama masa pakai jembatan. Dalam ATC-32 terbaru, tingkat pertama didefinisikan untuk evaluasi fungsional, sedangkan tingkat kedua adalah untuk evaluasi keselamatan jembatan. Dengan kata lain, untuk gempa bumi kecil yang relatif sering terjadi, jembatan harus dipastikan untuk mempertahankan fungsinya, sedangkan jembatan harus dirancang cukup aman untuk bertahan dari kemungkinan peristiwa parah.

Kinerja didefinisikan dalam hal kemampuan layanan dan kerusakan fisik jembatan. Berikut adalah kriteria layanan dan kerusakan yang direkomendasikan oleh ATC-32.

1. Tingkat Layanan:
   - **Layanan segera**: Akses penuh ke lalu lintas normal tersedia hampir segera setelah gempa bumi.
   - **Layanan terbatas**: Akses terbatas (misalnya, pengurangan lajur, lalu lintas darurat ringan) dimungkinkan dalam beberapa hari setelah gempa bumi. Layanan penuh dapat dipulihkan dalam beberapa bulan.
2. Tingkat Kerusakan:
   - **Kerusakan minimal**: Pada dasarnya kinerja elastis.
   - **Kerusakan yang dapat diperbaiki**: Kerusakan yang dapat diperbaiki dengan risiko minimal kehilangan fungsi.
   - **Kerusakan signifikan**: Risiko minimal keruntuhan, tetapi kerusakan yang memerlukan penutupan untuk perbaikan.

Tingkat kinerja yang dibutuhkan untuk berbagai tingkat pertimbangan desain harus ditetapkan oleh pemilik dan perancang berdasarkan peringkat kepentingan jembatan. Tugas mendasar untuk desain seismik struktur jembatan adalah untuk memastikan kemampuan jembatan berfungsi pada tingkat layanan yang diantisipasi tanpa melebihi tingkat kerusakan yang diizinkan. Tugas tersebut diwujudkan dengan menyediakan kekuatan dan kapasitas deformasi yang tepat pada struktur dan komponennya.

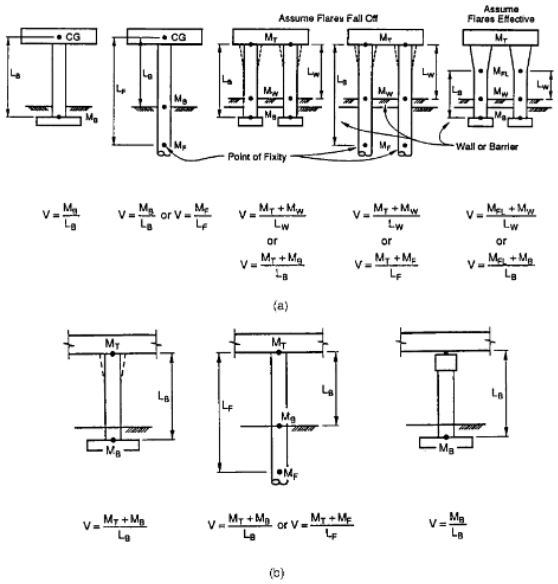
Perlu juga dicatat bahwa tren penelitian terkini telah diarahkan pada pengembangan desain berbasis kinerja yang lebih umum.

Desain Elastis vs. Ulet

Jembatan tentu dapat dirancang untuk mengandalkan kekuatan utamanya dalam menahan gempa bumi, dengan kata lain, untuk berfungsi secara elastis, khususnya untuk peristiwa gempa bumi yang lebih kecil di mana perhatian utama adalah mempertahankan fungsinya. Namun, desain elastis untuk jembatan beton bertulang tidak ekonomis, bahkan terkadang tidak mungkin, jika mempertimbangkan keselamatan selama gempa bumi besar.

Selain itu, karena sifat gempa bumi yang tidak pasti, jembatan dapat mengalami beban seismik yang jauh melebihi batas elastis atau kekuatannya dan mengakibatkan kerusakan yang signifikan. Filosofi desain modern adalah memungkinkan struktur untuk berfungsi secara inelastis untuk menghilangkan energi dan mempertahankan kekuatan yang sesuai selama serangan gempa bumi yang parah. Pendekatan seperti itu dapat disebut desain ulet, dan kapasitas deformasi inelastis sambil mempertahankan kekuatan yang dapat diterima disebut daktilitas.

Deformasi inelastis jembatan sebaiknya dibatasi pada lokasi yang dipilih dengan baik (sendi plastis) pada kolom, dinding pilar, tanah di belakang dinding abutmen, dan dinding sayap. Aksi inelastis elemen struktur atas tidak terduga dan tidak diinginkan karena kerusakan pada struktur atas sulit dan mahal untuk diperbaiki serta tidak dapat digunakan.



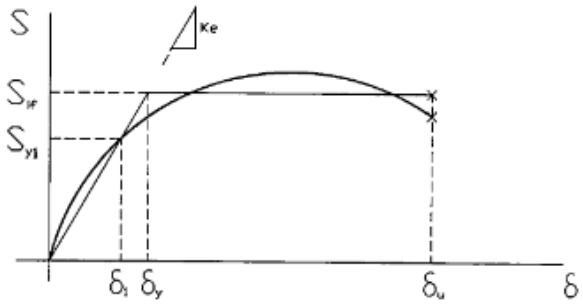
Gambar 13.1 Lokasi potensial sendi plastis untuk tiang jembatan tipikal: (a) respons transversal; (b) respons longitudinal.

Pendekatan Desain Kapasitas

Apa yang disebut desain kapasitas telah menjadi pendekatan yang diterima secara luas dalam desain struktur modern. Tujuan utama dari pendekatan desain kapasitas adalah untuk memastikan keamanan jembatan selama serangan gempa bumi besar. Untuk jembatan biasa, biasanya diasumsikan bahwa kinerja untuk gempa bumi tingkat rendah secara otomatis terpenuhi.

Prosedur desain kapasitas melibatkan langkah-langkah berikut untuk mengontrol lokasi aksi inelastis dalam suatu struktur:

1. Pilih mekanisme yang diinginkan yang dapat menghilangkan energi paling banyak dan identifikasi lokasi sendi plastis. Untuk struktur jembatan, sendi plastis umumnya dipertimbangkan pada kolom. Gambar 13.1 menunjukkan lokasi potensial sendi plastis untuk tiang jembatan tipikal.



Gambar 13.2 Idealisasi Perilaku Kolom.

2. Proporsi struktur untuk beban desain dan detail sendi plastis untuk daktilitas.
3. Desain dan detail untuk mencegah pola kegagalan yang tidak diinginkan, seperti kegagalan geser atau kegagalan sambungan. Permintaan desain harus didasarkan pada kapasitas momen plastis yang dihitung dengan mempertimbangkan proporsi aktual dan kekuatan berlebih material yang diharapkan.

13.2 KINERJA KOLOM KHAS

Karakteristik Kinerja Kolom

Secara tegas, perilaku elastis atau plastis didefinisikan untuk material elastoplastik ideal. Dalam desain, perilaku aktual komponen struktural beton bertulang didekati oleh hubungan bilinear ideal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.2. Dalam karakterisasi bilinear tersebut, kuantitas mekanik berikut harus didefinisikan.

Kekakuan

Untuk desain seismik, kekakuan awal elemen beton yang dihitung berdasarkan geometri penampang penuh dan elastisitas material memiliki sedikit makna, karena retak beton dapat dengan mudah terjadi bahkan di bawah eksitasi seismik kecil. Kecuali untuk

jembatan atau elemen jembatan yang diharapkan merespons secara elastis terhadap gempa bumi desain, kekakuan efektif berdasarkan penampang retak justru lebih bermanfaat. Misalnya, kekakuan efektif, Ke, biasanya didasarkan pada penampang retak yang sesuai dengan titik leleh pertama tulangan memanjang,

$$K_e = S_{y1}/\delta_1 \tag{13.1}$$

di mana, S_{y1} dan δ_1 adalah gaya dan deformasi elemen yang sesuai dengan leleh pertama tulangan memanjang, masing-masing.

Kekuatan

Kekuatan ideal S_i mewakili perkiraan yang paling layak dari kekuatan "leleh" suatu elemen yang diprediksi menggunakan sifat material yang terukur. Namun, untuk desain, kekuatan "leleh" tersebut dinilai secara konservatif menggunakan kekuatan nominal S_n yang diprediksi berdasarkan sifat material nominal. Kekuatan ultimate atau kekuatan berlebih mewakili kapasitas maksimum yang layak dari suatu elemen atau penampang dan diprediksi dengan mempertimbangkan semua faktor yang mungkin berkontribusi pada kekuatan yang melebihi S_i atau S_n. Faktor-faktor tersebut meliputi nilai realistis kekuatan leleh baja, peningkatan kekuatan karena pengerasan regangan, peningkatan kekuatan beton karena pengekangan, laju regangan, serta penuaan aktual, dan lainnya.

Deformasi

Dalam desain seismik modern, deformasi memiliki kepentingan yang sama dengan kekuatan karena deformasi berhubungan langsung dengan kerusakan fisik suatu struktur atau elemen struktural. Batas deformasi yang signifikan adalah timbulnya retak, timbulnya leleh tulangan tarik ekstrem, pengelupasan beton penutup, penghancuran tekan beton, atau putusnya tulangan. Untuk struktur yang diharapkan berkinerja inelastis dalam gempa bumi yang parah, retak tidak penting untuk desain keselamatan; namun, hal itu dapat digunakan sebagai batas untuk kinerja elastis.

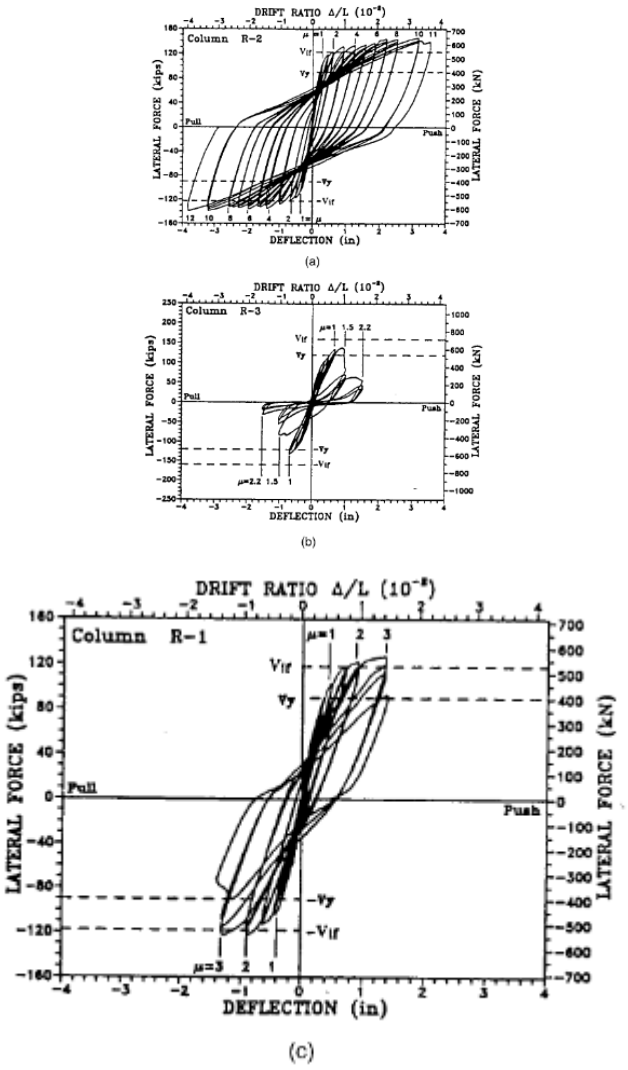
Lelehan pertama tulangan tarik menandai perubahan signifikan dalam kekakuan dan dapat digunakan untuk mendefinisikan kekakuan elastis untuk aproksimasi bilinear sederhana dari perilaku struktural, seperti yang dinyatakan dalam Persamaan (13.1). Jika kekakuan didefinisikan oleh Persamaan (13.1), maka deformasi leleh untuk perilaku elastoplastik atau bilinear aproksimasi dapat didefinisikan sebagai

$$\delta_y = S_{if}/S_{v1}\delta_1 \tag{13.2}$$

di mana, S_{y1} dan δ_1 adalah gaya dan deformasi elemen yang sesuai dengan leleh pertama tulangan memanjang, masing-masing; Sif adalah kekuatan lentur ideal untuk perilaku elastoplastik. Sementara itu, faktor daktilitas, μ, didefinisikan sebagai indeks deformasi inelastis di luar deformasi leleh, yang diberikan oleh

$$\mu = \delta/\delta_y \tag{13.3}$$

di mana δ adalah deformasi yang dipertimbangkan dan δ_y adalah deformasi luluh.



Gambar 13.3 Perilaku eksperimental tipikal untuk (a) kolom yang terkekang dengan baik; (b) kolom yang gagal dalam geser getas; (c) kolom dengan daktilitas terbatas.

Batas perilaku bilinear ditentukan oleh faktor daktilitas atau deformasi ultimate, yang sesuai dengan peristiwa fisik tertentu, yang biasanya ditandai dengan degradasi kapasitas menahan beban yang signifikan. Untuk penampang elemen yang tidak terkekang, timbulnya pengelupasan beton penutup biasanya dianggap sebagai kegagalan. Putusnya tulangan transversal atau tulangan longitudinal dan hancurnya beton yang terkekang biasanya memulai kegagalan total elemen tersebut.

Kinerja yang Diamati Secara Eksperimental

Gambar 13.3a menunjukkan hubungan histeresis gaya lateral–perpindahan yang diperoleh dari pengujian siklik kolom yang terkekang dengan baik. Selubung loop histeresis dapat didekati secara konservatif dengan perilaku bilinear elastoplastik dengan Vif sebagai kekuatan luluh dan kekakuan yang didefinisikan sesuai dengan luluh pertama baja longitudinal. Selubung dari loop histeresis juga dapat disimulasikan dengan baik menggunakan perilaku

bilinear dengan bagian linier kedua memperhitungkan kekuatan berlebih karena pengerasan regangan. Kegagalan akhir kolom ini disebabkan oleh putusnya tulangan longitudinal pada penampang kritis di dekat ujung kolom.

Perilaku daktil yang ditunjukkan pada Gambar 13.3a dapat dicapai dengan mengikuti pendekatan desain kapasitas dengan memastikan bahwa mode deformasi lentur mendominasi perilaku dan mode deformasi non-daktil lainnya dicegah. Sebagai contoh yang berlawanan dengan perilaku daktil, Gambar 13.3b menunjukkan perilaku buruk yang khas dan tidak diinginkan untuk desain seismik, di mana kolom gagal secara getas karena hilangnya kekuatan geser secara tiba-tiba sebelum terjadi peleburan, Vif. Kegagalan ikatan sambungan tumpang tindih tulangan juga dapat mengakibatkan degradasi cepat kapasitas menahan beban kolom.

Kasus perantara antara dua perilaku ekstrem di atas ditunjukkan pada Gambar 13.3c, di mana perilakunya agak prematur untuk mencapai daktilitas penuh karena kolom yang diuji mengalami kegagalan geser akibat pembebanan siklik setelah mencapai kekuatan luluhnya tetapi pada tingkat daktilitas yang lebih rendah daripada yang ditunjukkan pada Gambar 13.3a. Perilaku prematur seperti itu juga tidak diinginkan.

13.3 DESAIN LENTUR KOLOM

Beban Gempa

Untuk jembatan biasa, desain gaya sederhana berdasarkan analisis statis ekuivalen dapat digunakan untuk menentukan kebutuhan momen pada kolom. Beban seismik diasumsikan sebagai gaya horizontal statis ekuivalen yang diterapkan pada jembatan atau rangka individual, yaitu,

$$F_{eq} = ma_g \tag{13.4}$$

di mana m adalah massa; ag adalah percepatan puncak desain yang bergantung pada periode struktur. Dalam Caltrans BDS dan ATC-32, percepatan tanah puncak ag dihitung sebagai spektrum respons percepatan elastis teredam 5% di lokasi, dinyatakan sebagai ARS, yang merupakan rasio percepatan tanah puncak dan percepatan gravitasi g. Dengan demikian gaya elastis ekivalen adalah

$$F_{eq} = mg(ARS) = W(ARS) \tag{13.5}$$

di mana W adalah beban mati jembatan atau rangka.

Dengan mempertimbangkan pengurangan efek gaya gempa pada struktur yang merespons secara inelastis, beban elastis biasanya dikurangi dengan faktor yang bergantung pada periode. Dengan menggunakan ekspresi Caltrans BDS, gaya desain ditemukan:

$$F_d = W(ARS)/Z \tag{13.6}$$

Ini adalah kebutuhan seismik untuk menghitung kapasitas momen yang dibutuhkan, sedangkan kemampuan respons inelastis (daktilitas) dipastikan dengan mengikuti pendekatan desain kapasitas dan detail yang tepat dari sendi plastis. Gambar 13.4a dan b menunjukkan faktor Z yang dibutuhkan oleh Caltrans BDS saat ini dan faktor Z yang dimodifikasi oleh ATC-32, masing-masing. Gaya seismik desain diterapkan pada struktur dengan beban lain untuk menghitung gaya anggota. Pendekatan serupa direkomendasikan oleh spesifikasi AASHTO-LRFD.

Metode analisis statis ekuivalen paling cocok untuk struktur dengan bentang yang seimbang dan elemen pendukung dengan kekakuan yang hampir sama. Untuk struktur ini, respons terutama dalam mode tunggal dan distribusi gaya lateral didefinisikan secara sederhana. Untuk sistem yang tidak seimbang, atau sistem di mana percepatan vertikal mungkin signifikan, metode analisis yang lebih canggih seperti analisis dinamis elastis atau inelastis harus digunakan.

Persamaan Desain Fundamental

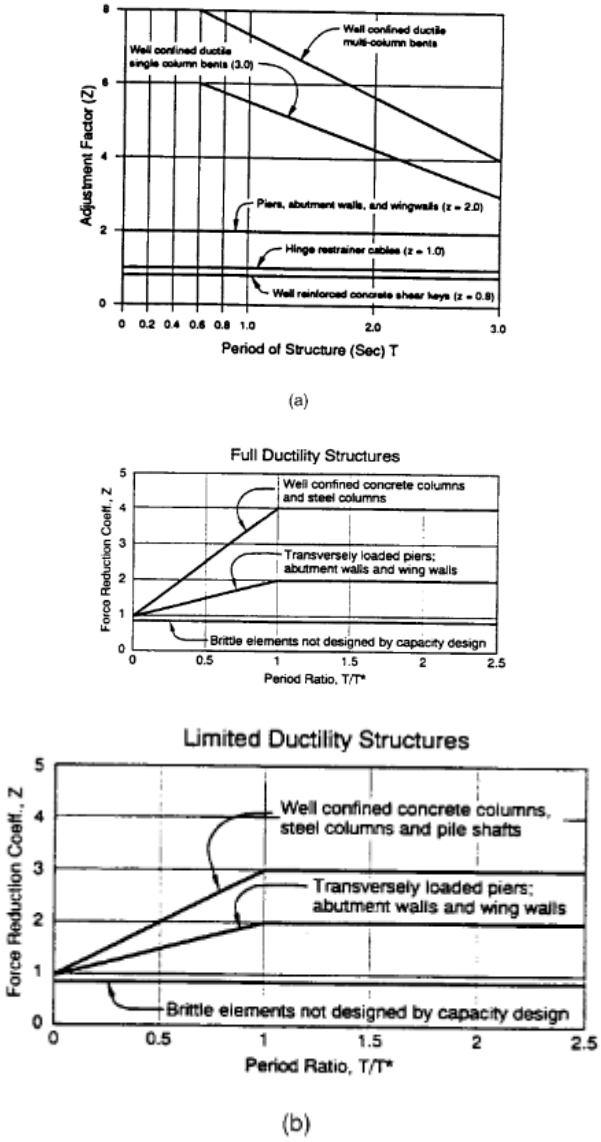
Persamaan desain fundamental didasarkan pada hal berikut:

$$\phi R_n \geq R_u \tag{13.7}$$

di mana R_u adalah kebutuhan kekuatan; R_n adalah kekuatan nominal; dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan.

Kekuatan Lentur Desain

Kekuatan lentur suatu elemen atau penampang bergantung pada bentuk dan dimensi penampang, jumlah dan konfigurasi tulangan memanjang, kekuatan baja dan beton, besaran beban aksial, pengekangan lateral, dan lainnya. Dalam sebagian besar kode Amerika Utara, kekuatan lentur desain dihitung secara konservatif berdasarkan kapasitas momen nominal M_n mengikuti rekomendasi kode ACI. Pendekatan ACI didasarkan pada asumsi berikut:



Gambar 13.4 Koefisien reduksi gaya Z (a) Caltrans BDS 1990; (b) ATC-32.

1. Penampang bidang tetap bidang bahkan setelah deformasi. Ini berarti bahwa regangan pada tulangan memanjang dan beton berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral.
2. Penampang mencapai kapasitas ketika regangan tekan serat beton terluar mencapai regangan maksimum yang dapat digunakan, yang diasumsikan sebesar 0,003.
3. Tegangan pada tulangan dihitung sebagai fungsi berikut dari regangan baja.

$$f_s = -f_y \quad \text{for } \varepsilon < -\varepsilon_y \tag{13.8a}$$

$$f_s = E_s\varepsilon \quad \text{for } -\varepsilon_y \le \varepsilon \le \varepsilon_y \tag{13.8b}$$

$$f_s = f_y \quad \text{for } \varepsilon > \varepsilon_y \tag{13.8c}$$

di mana ε_y dan f_y masing-masing adalah regangan luluh dan kekuatan spesifik baja; Es adalah modulus elastisitas baja.

4. Tegangan tarik pada beton diabaikan.
5. Hubungan tegangan dan regangan tekan beton dapat diasumsikan berbentuk persegi panjang, trapesium, parabola, atau bentuk lain yang menghasilkan prediksi kekuatan yang sesuai dengan hasil pengujian. Hal ini dipenuhi oleh blok tegangan beton persegi panjang ekivalen dengan tegangan rata-rata 0,85 f_c', dan kedalaman $\beta_1 c$, di mana c adalah jarak dari serat tekan ekstrem ke sumbu netral, dan

$$0.65 \leq \beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{f_c' - 28}{7} \leq 0.85 \quad [f_c' \text{ in } MPa] \tag{13.9}$$

Dalam menghitung kapasitas momen, kondisi keseimbangan pada arah aksial dan lentur harus digunakan. Dengan menggunakan kondisi keseimbangan bahwa beban aksial yang diterapkan diimbangi oleh gaya aksial resultan beton dan tulangan, kedalaman zona tekan beton dapat dihitung. Kemudian kapasitas momen dapat dihitung dengan mengintegrasikan kontribusi momen beton dan baja.

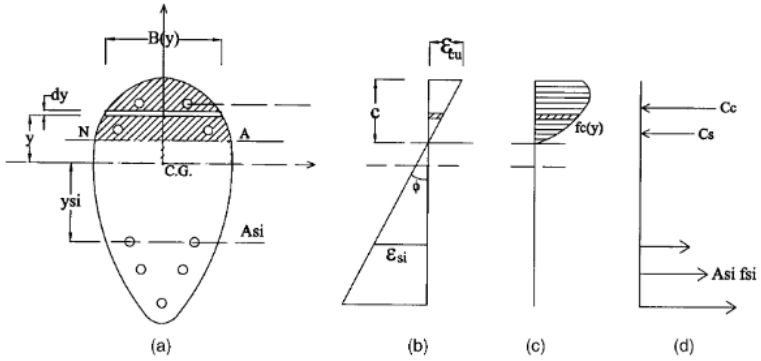
Kapasitas momen nominal, M_n, dikurangi dengan faktor reduksi kekuatan ϕ (biasanya 0,9 untuk lentur) dibandingkan dengan kekuatan yang dibutuhkan, M_u, untuk menentukan kelayakan tulangan longitudinal, dimensi penampang, dan kecukupan kekuatan material.

Kekuatan berlebih

Perhitungan kekuatan nominal, M_n, didasarkan pada kekuatan material minimum yang ditentukan. Nilai sebenarnya dari kekuatan leleh baja dan kekuatan beton mungkin jauh lebih tinggi daripada kekuatan yang ditentukan. Faktor-faktor ini dan faktor lainnya seperti pengerasan regangan pada tulangan longitudinal dan pengekangan lateral mengakibatkan kekuatan aktual suatu elemen mungkin jauh lebih tinggi daripada kekuatan nominal. Kelebihan kekuatan tersebut harus dipertimbangkan dalam menghitung kebutuhan seismik ultimate untuk desain geser dan sambungan.

Analisis Momen-Kelengkungan

Desain lentur kolom juga dapat dilakukan secara lebih realistis berdasarkan analisis momen-kelengkungan, di mana efek pengekangan lateral pada hubungan tegangan-regangan tekan beton dan pengerasan regangan tulangan longitudinal dipertimbangkan. Asumsi umum yang digunakan dalam analisis momen-kelengkungan adalah sebagai berikut:



Gambar 13.5 Analisis kelengkungan momen: (a) penampang umum; (b) distribusi regangan; (c) distribusi tegangan beton; (d) gaya tulangan.

1. Penampang bidang tetap bidang bahkan setelah deformasi. Ini menyiratkan bahwa regangan pada tulangan memanjang dan beton berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral.
2. Hubungan tegangan-regangan tulangan diketahui dan dapat dinyatakan sebagai fungsi umum, $f_s = F_s(\varepsilon s)$.
3. Hubungan tegangan-regangan beton diketahui dan dapat dinyatakan sebagai fungsi umum, $f_c = F_c(\varepsilon c)$. Tegangan tarik beton biasanya diabaikan untuk analisis seismik tetapi dapat dipertimbangkan jika respons penampang yang tidak retak perlu dianalisis. Hubungan tegangan-regangan tekan beton harus dapat mempertimbangkan efek beton terkekang (misalnya, Mander dan rekan-rekan).
4. Gaya aksial dan momen beton dan tulangan yang dihasilkan berada dalam keseimbangan dengan beban aksial dan momen eksternal yang diterapkan.

Prosedur untuk analisis momen-kelengkungan ditunjukkan menggunakan penampang umum yang ditunjukkan pada Gambar 13.5a. Distribusi regangan dan tegangan pada penampang retak yang sesuai dengan kelengkungan sembarang, ϕ, ditunjukkan pada Gambar 13.5b, c, dan d, masing-masing.

Sesuai dengan kelengkungan sembarang, ϕ, regangan beton dan baja pada posisi sembarang dengan jarak y ke titik berat penampang dapat dihitung sebagai berikut:

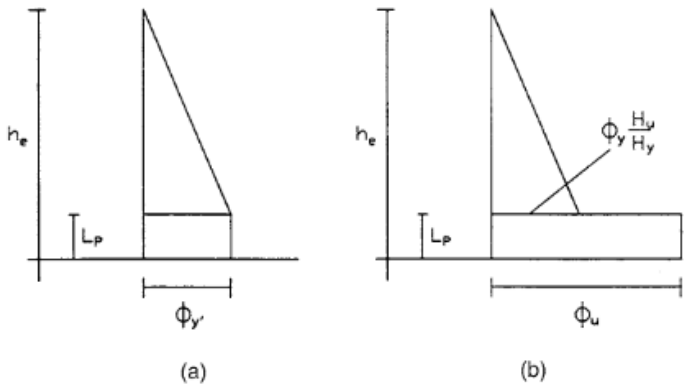
$$\varepsilon = \phi(y - y_c + c) \tag{13.10}$$

di mana y_c adalah jarak pusat massa ke serat tekan ekstrem dan c adalah kedalaman zona tekan. Kemudian tegangan yang sesuai dapat ditentukan menggunakan hubungan tegangan-regangan yang diketahui untuk beton dan baja.

Berdasarkan kondisi keseimbangan, dua persamaan berikut dapat ditetapkan,

$$P = \sum A_{si} f_{si} + \int_A B(y) f_c(y) dy \tag{13.11}$$

$$M = \sum A_{si} f_{si} y_{si} + \int_A B(y) f_c(y) y \, dy \tag{13.12}$$



Gambar 13.6 Distribusi kelengkungan ideal: (a) sesuai dengan leleh pertama tulangan; (b) pada kegagalan lentur ultimate.

Dengan menggunakan kondisi keseimbangan aksial, kedalaman zona tekan, c, yang sesuai dengan kelengkungan, ϕ, dapat ditentukan, dan kemudian momen yang sesuai, M, dapat dihitung. Perhitungan aktual hubungan momen-kelengkungan biasanya dilakukan oleh program komputer (misalnya, "SC-Push").

Desain Tulangan Transversal

Dalam sebagian besar kode, daktilitas kolom dipastikan dengan detail yang tepat dari baja penahan transversal. Tulangan transversal juga dapat ditentukan dengan prosedur coba-coba untuk memenuhi tingkat daktilitas anggota perpindahan yang dibutuhkan. Perpindahan lateral suatu anggota dapat dihitung dengan integrasi kelengkungan dan sudut rotasi di sepanjang anggota. Ini biasanya membutuhkan asumsi distribusi kelengkungan di sepanjang anggota. Gambar 13.6 menunjukkan distribusi kelengkungan ideal pada leleh pertama tulangan memanjang dan kondisi batas untuk sebuah kolom.

Kondisi Leleh: Gaya horizontal pada kondisi leleh dari aproksimasi bilinear diambil sebagai kapasitas ideal, Hif. Dengan asumsi perilaku elastis linier hingga kondisi leleh pertama tulangan memanjang, perpindahan puncak kolom pada leleh pertama akibat lentur saja adalah

$$\Delta'_{yf} = \int_0^{h_e} \frac{\phi'_y}{h_e}(h_e - y)^2 dy \quad [f_y \text{ in MPa}] \tag{13.13}$$

di mana, $\emptyset'_y$ adalah kelengkungan pada titik leleh pertama dan h_e adalah tinggi efektif kolom. Dengan memperhitungkan penetrasi regangan tulangan memanjang ke dalam pondasi, tinggi efektif kolom dapat dianggap sebagai

$$h_e = h + 0.022 f_y d_{bl} \tag{13.14}$$

di mana h adalah tinggi kolom yang diukur dari salah satu ujung kolom ke titik infleksi, dbl adalah diameter nominal tulangan longitudinal, dan f_y adalah kekuatan leleh nominal tulangan. Komponen lentur perpindahan leleh yang sesuai dengan gaya leleh, H_{if}, untuk

pendekatan bilinear dapat ditemukan dengan mengekstrapolasi perpindahan leleh pertama ke kekuatan lentur ideal, sehingga diperoleh

$$\Delta_{yf} = \Delta'_{yf} H_{if} / H_y \tag{13.15}$$

di mana Hy adalah gaya horizontal yang sesuai dengan lelehan pertama.

Kondisi Akhir: Kondisi akhir untuk pendekatan bilinear dapat dianggap sebagai gaya horizontal, H_u, dan perpindahan, Δ_{uf} , yang sesuai dengan pengembangan kelengkungan akhir, $\emptyset_u$, berdasarkan analisis momen-kelengkungan penampang kritis dengan mempertimbangkan pengerasan regangan tulangan dan pengekangan beton sebagaimana mestinya. Kelengkungan akhir sesuai dengan regangan tekan beton akhir yang lebih kritis berdasarkan pendekatan keseimbangan energi, dan regangan tarik tulangan longitudinal maksimum, yang diambil sebagai $0{,}7\varepsilon_{su}$, di mana ε_{su} adalah regangan baja yang sesuai dengan tegangan baja maksimum. Perpindahan "akhir" dengan demikian adalah

$$\Delta_{uf} = \theta_p \left(h - 0.5 L_p\right) + \Delta_y \frac{H_u}{H_{if}} \tag{13.16}$$

di mana rotasi plastis, θ_p, dapat diperkirakan sebagai

$$\theta_p = \left(\phi_u - \phi'_y \frac{H_u}{H_y}\right) L_p \tag{13.17}$$

Dalam persamaan (13.16) dan (13.17), Lp adalah panjang engsel plastik ekivalen yang sesuai dengan aproksimasi bilinear dari respons, yang diberikan oleh

$$L_p = 0.08h + 0.022 f_y d_{bl} \quad \left[f_y \text{ in MPa}\right] \tag{13.18}$$

Berdasarkan pemeriksaan perpindahan, tulangan transversal yang dibutuhkan di dalam daerah sendi plastis kolom untuk memenuhi tuntutan daktilitas perpindahan yang dibutuhkan dapat ditentukan menggunakan prosedur coba-coba.

Demikian pula, tulangan transversal di daerah sendi plastis potensial kolom dapat ditentukan berdasarkan persyaratan daktilitas kelengkungan. Dokumen ATC-32 menyarankan persyaratan minimum berikut untuk rasio volumetrik, ρ_s, tulangan spiral atau melingkar di dalam daerah sendi plastis kolom berdasarkan faktor daktilitas kelengkungan 13,0 atau lebih besar.

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left[0.5 + \frac{1.25 P_e}{f'_{ce} A_g}\right] + 0.13(\rho_l - 0.01) \tag{13.19}$$

di mana f'_{ce} adalah kekuatan tekan beton yang diharapkan, diambil sebagai 1,3 f'_c ; f_{ye} adalah kekuatan leleh baja yang diharapkan, diambil sebagai $1.1f_y$; P_e adalah beban aksial; A_{g} adalah luas penampang kolom; dan ρ_l adalah rasio tulangan longitudinal.

Untuk tulangan transversal di luar daerah sendi plastis potensial, rasio volumetrik dapat dikurangi menjadi 50% dari jumlah yang diberikan oleh Persamaan (13.19). Panjang daerah sendi plastis harus lebih besar dari (1) dimensi penampang dalam arah yang dipertimbangkan atau (2) panjang bagian kolom di mana momen melebihi 80% dari momen pada penampang kritis. Namun, untuk kolom dengan rasio beban aksial$P_e/f'_{cc}A_{\mathrm{g}} > 0.3$, panjang ini harus ditingkatkan sebesar 50%. Persyaratan untuk pengikat silang dan tulangan melingkar pada penampang lurus juga dapat ditemukan di ATC-32.

13.4 DESAIN GESER KOLOM

Persamaan Desain Fundamental

Seperti yang telah dibahas sebelumnya, kegagalan geser pada kolom adalah pola kegagalan paling berbahaya yang biasanya dapat mengakibatkan runtuhnya jembatan. Oleh karena itu, desain untuk mencegah kegagalan geser sangat penting. Persamaan desain umum untuk kekuatan geser dapat dijelaskan sebagai

$$\phi V_n > V_u \tag{13.20}$$

di mana Vu adalah kebutuhan geser maksimum; V_n adalah resistensi geser nominal; dan adalah faktor reduksi kekuatan untuk kekuatan geser.

Perhitungan kebutuhan geser maksimum, V_u, harus didasarkan pada keseimbangan gaya internal yang sesuai dengan kapasitas lentur maksimum, yang dihitung dengan mempertimbangkan semua faktor untuk kekuatan berlebih. Gambar 13.1 juga mencakup persamaan untuk menentukan V_u untuk tiang jembatan tipikal.

Persamaan Kekuatan Geser Kode Saat Ini

Mengikuti pendekatan kode ACI, kekuatan geser anggota yang dibebani secara aksial dinyatakan secara empiris sebagai

$$V_n = V_c + V_s \tag{13.21}$$

Dalam persamaan aditif dua suku, V_c adalah kontribusi kekuatan geser oleh mekanisme penahan geser beton dan V_s adalah kontribusi kekuatan geser oleh mekanisme rangka yang disediakan oleh tulangan geser. Kontribusi geser beton, V_c, dihitung sebagai

$$V_c = 0.166\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{P}{13.8A_g}\right)A_g \tag{13.22}$$

di mana untuk kolom, luas geser efektif Ae dapat dianggap sebagai 80% dari luas penampang, Ag; P adalah gaya tekan aksial yang diterapkan. Perhatikan bahwa $\sqrt{f'_c} \leq 0.69$ Mpa.

Kontribusi mekanisme rangka dianggap sebagai

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{13.23}$$

di mana A_v adalah total luas penampang baja melintang dalam jarak s; fy adalah kekuatan luluh baja melintang; dan d adalah kedalaman efektif penampang.

Perbandingan dengan data uji yang ada menunjukkan bahwa kekuatan geser aktual kolom seringkali melebihi kekuatan geser desain berdasarkan pendekatan ACI, dalam banyak kasus lebih dari 100%.

Persamaan Kekuatan Geser yang Disempurnakan

Persamaan kekuatan geser yang disempurnakan yang sangat sesuai dengan pengujian diusulkan oleh Priestley dan rekan-rekan. dalam ekspresi aditif tiga suku berikut:

$$V_n = V_c + V_s + V_a \tag{13.24}$$

di mana V_c dan V_s adalah kontribusi kekuatan geser dari mekanisme penahan geser beton dan mekanisme rangka, masing-masing; istilah tambahan, V_a, mewakili ketahanan geser oleh mekanisme lengkung, yang terutama disediakan oleh kompresi aksial.

$$V_c = k\sqrt{f_c'}A_e \tag{13.25}$$

dan k bergantung pada faktor daktilitas perpindahan μ_Δ, yang berkurang dari 0,29 dalam satuan MPa (3,5 dalam psi) untuk $\mu_\Delta \leq 2.0$ menjadi 0,1 dalam satuan MPa (1,2 dalam psi) untuk $\mu_\Delta \leq 4.0$; A_e diambil sebagai 0,8Ag. Kontribusi kekuatan geser oleh mekanisme rangka untuk kolom melingkar diberikan oleh,

$$V_s = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sp} f_y (d-c)}{s}\cot\theta \tag{13.26}$$

di mana Asp adalah luas penampang tulangan spiral atau melingkar; d adalah kedalaman efektif penampang; c adalah kedalaman zona tekan pada penampang kritis; s adalah jarak spiral atau melingkar; dan θ adalah sudut mekanisme rangka, diambil sebagai 30°. Secara umum, sudut mekanisme rangka θ harus dianggap sebagai variabel untuk kondisi kolom yang berbeda. Perhatikan bahwa (d – x)cot θ dalam Persamaan (13.26) pada dasarnya mewakili panjang retakan geser kritis yang berpotongan dengan penampang kritis pada posisi sumbu netral, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.7a.

Persamaan (13.26) adalah perkiraan untuk kolom melingkar dengan tulangan geser melingkar atau spiral. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.7b, kontribusi geser dari lingkaran yang dipotong oleh retakan geser dapat dihitung dengan mengintegrasikan komponen gaya tegangan lingkarannya, $A_{sp}f_s$, dalam arah geser yang diterapkan, diberikan oleh,

$$V_s = 2\int_{c-d/2}^{d/2} \frac{2A_{sp}f_y}{sd}\cot\theta\sqrt{(d/2)^2 - x^2}\,dx \tag{13.27}$$

Dengan mengasumsikan lebih lanjut bahwa semua lingkaran yang dipotong oleh retakan geser mengembangkan kekuatan luluh, f_y, maka integrasi menghasilkan

$$V_s = \frac{A_{sp}f_y d}{s}\cot\theta\left[\left(1-\frac{2c}{d}\right)\sqrt{\frac{c}{d}\left(1-\frac{c}{d}\right)} + \frac{1}{2}\left(1-\frac{2c}{d}\right)^2 \arcsin\left(1-\frac{2c}{d}\right) + \frac{\pi}{4}\right] \tag{13.28}$$

Peningkatan kekuatan geser akibat beban aksial dianggap dihasilkan dari penyangga tekan miring, yang diberikan oleh

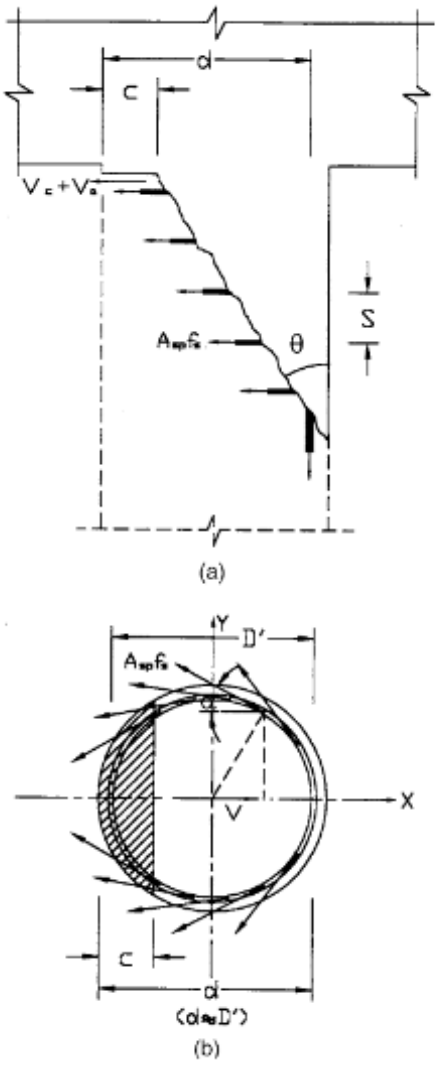
$$V_a = P\tan\alpha = \frac{D-x}{2D(M/VD)}P \tag{13.29}$$

di mana D adalah kedalaman atau diameter penampang; x adalah kedalaman zona tekan yang dapat ditentukan dari analisis lentur; dan (M/VD) adalah rasio aspek geser.

13.5 SAMBUNGAN TAHAN MOMEN ANTARA KOLOM DAN BALOK

Sambungan adalah elemen kunci yang menjaga integritas struktur secara keseluruhan; oleh karena itu, sambungan harus dirancang dengan cermat untuk memastikan transfer penuh gaya dan momen seismik. Karena pentingnya, kompleksitas, dan kesulitan perbaikan jika rusak, sambungan biasanya diberikan dengan tingkat keamanan dan konservatisme yang lebih tinggi daripada elemen kolom atau balok.

Caltrans BDS dan AASHTO-LRFD saat ini tidak memberikan persyaratan desain khusus untuk sambungan, kecuali mensyaratkan tulangan lateral untuk kolom diperpanjang ke sambungan kolom/pondasi atau kolom/balok penutup. Pendekatan desain baru yang baru-baru ini dikembangkan oleh Priestley dan diadopsi dalam pedoman desain ATC-32 diringkas di bawah ini.



Gambar 13.7 Mekanisme penahan geser dari lingkaran atau spiral: (a) penampang geser kritis; (b) tegangan pada lingkaran atau spiral yang berpotongan dengan retakan geser.

Gaya Desain

Pada struktur rangka penahan momen, transfer gaya biasanya menghasilkan perubahan mendadak (besaran dan arah) momen pada sambungan. Karena dimensi sambungan yang relatif kecil, perubahan momen mendadak tersebut menyebabkan gaya geser yang signifikan.

Dengan demikian, desain geser sambungan merupakan perhatian utama pada sambungan kolom dan balok, serta tulangan memanjang balok dan kolom harus ditambatkan atau dilanjutkan dengan benar melalui sambungan untuk mentransmisikan momen. Untuk desain seismik, gaya geser sambungan dapat dihitung berdasarkan kondisi keseimbangan menggunakan gaya yang dihasilkan oleh momen plastis maksimum yang bekerja pada batas sambungan. Pada bagian berikut, perhitungan gaya geser sambungan pada sambungan yang paling umum pada struktur jembatan dibahas.

Desain Sambungan Tanpa Retak

Sambungan dapat dirancang secara konservatif berdasarkan teori elastis agar tidak memungkinkan terjadinya retak. Dalam pendekatan ini, tegangan tarik utama dalam suatu sambungan dihitung dan dibandingkan dengan kekuatan tarik yang diizinkan. Tegangan tarik utama, pt, dapat dihitung sebagai

$$p_t = \frac{f_h + f_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{hv}^2} \tag{13.30}$$

Di mana f_h dan f_v adalah tegangan aksial rata-rata dalam arah horizontal dan vertikal di dalam sambungan dan v_{hv} adalah tegangan geser rata-rata. Pada sambungan tipikal, f_v disediakan oleh gaya aksial kolom P_e. Tegangan rata-rata di tengah ketinggian sambungan harus digunakan, dengan asumsi penyebaran 45° dari batas kolom ke segala arah. Tegangan aksial horizontal f_h didasarkan pada gaya aksial rata-rata di tengah sambungan, termasuk efek prategang, jika ada.

Tegangan geser sambungan, v_{hv}, dapat diperkirakan sebagai

$$v_{hv} = \frac{M_p}{h_b h_c b_{je}} \tag{13.31}$$

di mana M_p adalah momen plastis maksimum, h_b adalah kedalaman balok, h_c adalah dimensi lateral kolom pada arah yang dipertimbangkan, dan b_{je} adalah lebar sambungan efektif, yang ditemukan menggunakan penyebaran 45° dari batas kolom, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.8.

Berdasarkan pertimbangan teoritis dan pengamatan eksperimental, diasumsikan bahwa timbulnya retakan diagonal dapat terjadi jika tegangan tarik utama melebihi $0.29\sqrt{f_c'}$MPa ($3.5\sqrt{f_c'}$ dalam satuan psi). Ketika tegangan tarik utama kurang dari $p_1 = 0.29\sqrt{f_c'}$ jumlah minimum tulangan geser sambungan horizontal yang mampu mentransfer 50% tegangan retak yang terurai ke arah horizontal harus disediakan.

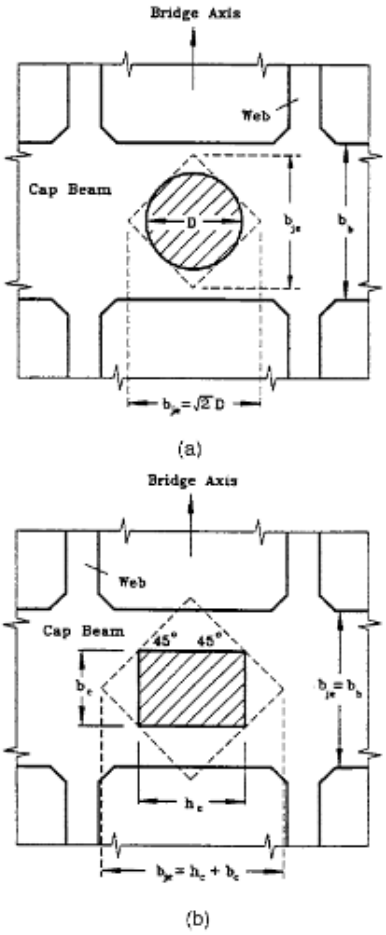
Di sisi lain, tegangan tekan utama, pc, yang dihitung berdasarkan persamaan berikut tidak boleh melebihi $p_c = 0{,}25$, untuk mencegah kemungkinan hancurnya sambungan.

$$p_c = \frac{f_h + f_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2}\right)^2 + v_{hv}^2} \tag{13.32}$$

Penguatan untuk Transfer Gaya Sambungan

Retakan diagonal kemungkinan akan terjadi jika tegangan tarik utama melebihi 0,29 MPa; oleh karena itu, penguatan sambungan vertikal dan horizontal tambahan diperlukan untuk memastikan transfer gaya di dalam sambungan. Tidak seperti sambungan pada struktur bangunan di mana terdapat batasan dimensi yang lebih ketat, sambungan pada jembatan

dapat diperkuat dengan batang vertikal dan horizontal di luar zona tempat batang longitudinal kolom dan balok ditambatkan untuk mengurangi kepadatan sambungan. Gambar 13.9 menunjukkan mekanisme penahan gaya pada sambungan lutut yang khas.



Gambar 13.8 Lebar sambungan efektif untuk perhitungan tegangan geser sambungan: (a) kolom melingkar; (b) kolom persegi panjang.

Penguatan Vertikal

Di setiap sisi kolom atau dinding pilar, balok yang dikenai momen dan geser akan memiliki sengkang vertikal, dengan luas total $A_{jv} = 0{,}16A_{st}$, di mana A_{st} adalah luas total penguatan kolom yang ditambatkan di sambungan. Sengkang vertikal harus terletak dalam jarak 0,5D atau 0,5h dari permukaan kolom atau dinding pilar, dan didistribusikan pada lebar yang tidak melebihi 2D. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.9, tulangan A_{jv} diperlukan untuk memberikan gaya pengikat T_s yang menahan komponen vertikal dari strut D2. Jelas juga dari Gambar 13.9, semua batang longitudinal yang berkontribusi pada kekuatan lentur balok harus dijepit oleh sengkang vertikal.

Penguatan Horizontal

Penguatan tambahan di bagian bawah balok penutup diperlukan untuk memberikan resistensi horizontal pada strut D2, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.9. Detail yang

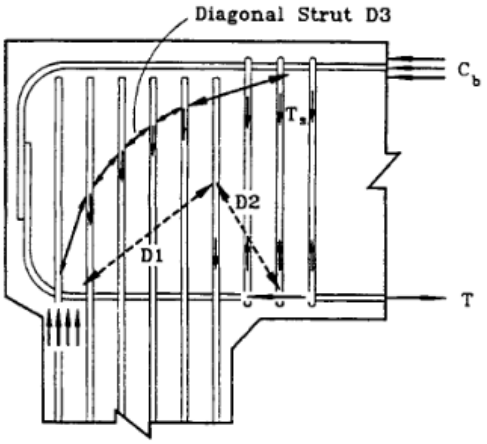
disarankan ditunjukkan pada Gambar 13.9. Penguatan ini dapat dihilangkan pada balok penutup prategang atau sebagian prategang jika gaya desain prategang ditingkatkan sebesar jumlah yang dibutuhkan untuk memberikan peningkatan kapasitas momen balok penutup yang setara dengan yang diberikan oleh penguatan ini.

Penguatan Lingkar atau Spiral

Penguatan lingkar atau spiral diperlukan untuk memberikan pengekangan yang memadai pada sambungan, dan untuk menahan dorongan keluar bersih dari strut $D1$ dan $D2$ seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.9. Rasio volumetrik yang disarankan untuk penguatan lingkar atau spiral sambungan kolom yang akan dibawa ke dalam sambungan adalah

$$\rho_s \geq \frac{0.4A_{st}}{l_{ac}^2} \tag{13.33}$$

di mana l_{ac} adalah panjang angkur tulangan memanjang kolom pada sambungan.



Gambar 13.9 Transfer Gaya Gabungan.

13.6 DESAIN PONDASI KOLOM

Desain pondasi jembatan pada tahun 1950-an hingga awal 1970-an biasanya didasarkan pada analisis elastis di bawah masukan seismik lateral yang relatif rendah dibandingkan dengan ketentuan desain saat ini. Akibatnya, pondasi di banyak jembatan tua tidak memadai untuk menahan masukan gaya gempa aktual yang sesuai dengan kapasitas momen plastis kolom. Desain seismik untuk struktur jembatan telah ditingkatkan secara signifikan sejak gempa San Fernando tahun 1971. Untuk pondasi jembatan, pendekatan desain kapasitas telah diadopsi dengan menggunakan momen lentur ultimate kolom, geser, dan gaya aksial sebagai masukan untuk menentukan kekuatan lentur dan geser yang dibutuhkan serta kapasitas tiang pondasi.

Namun, desain untuk lentur dan geser pondasi pada dasarnya didasarkan pada model balok satu arah, yang kurang verifikasi eksperimental. Penggunaan lebar pondasi penuh untuk desain tidak konservatif. Selain itu, meskipun ada persyaratan untuk memperpanjang tulangan transversal kolom ke dalam pondasi, terdapat kurangnya pertimbangan rasional terhadap geser sambungan kolom/pondasi dalam desain saat ini. Berdasarkan uji model skala besar, Xiao et al. telah merekomendasikan desain yang lebih baik berikut ini untuk pondasi kolom jembatan.

Kebutuhan Seismik

Pondasi dianggap berada di bawah pengaruh gaya kolom, karena beban yang ditumpangkan, ditahan oleh tekanan ke atas yang diberikan oleh material pondasi dan didistribusikan di atas area pondasi. Ketika tiang pancang digunakan di bawah pondasi, reaksi ke atas pondasi dianggap sebagai serangkaian beban terpusat yang diterapkan di pusat tiang pancang. Untuk desain seismik, momen probabilitas maksimum, M_p, yang dihitung berdasarkan kekuatan aktual dengan mempertimbangkan pengerasan regangan baja dan peningkatan karena pengekangan, dengan beban aksial dan lateral terkait diterapkan pada dasar kolom sebagai masukan seismik ke pondasi.

Perlu dicatat bahwa menurut Caltrans BDS saat ini, momen probabilitas maksimum dapat diambil sebagai 1,3 kali kapasitas momen nominal kolom, M_n, jika beban aksial kolom berada di bawah beban seimbangnya, P_b. Jumlah tiang pancang dan gaya internal pada pondasi kemudian ditentukan dari input seismik. Momen internal dan gaya geser pondasi dapat ditentukan berdasarkan kondisi keseimbangan gaya yang diterapkan pada dasar kolom yang sesuai dengan kapasitas momen maksimum dan gaya reaksi tiang pancang.

Desain Lentur

Untuk desain tulangan lentur, penampang kritis pondasi diambil pada permukaan kolom, dinding pilar, atau pada tepi engsel. Dalam kasus kolom yang tidak berbentuk persegi atau persegi panjang, penampang kritis diambil pada sisi persegi konsentris dengan luas yang setara. Tulangan lentur di dekat bagian atas atau bawah pondasi untuk menahan momen kritis positif dan negatif harus dihitung dan ditempatkan berdasarkan lebar pondasi efektif berikut.

$$B_{\text{feff}} = B_c + 2d_f \quad \text{for rectangular columns} \tag{13.34a}$$

$$B_{\text{feff}} = D_c + 2d_f \quad \text{for circular columns} \tag{13.34b}$$

di mana B_{feff} adalah lebar efektif pondasi; Bc adalah lebar kolom persegi panjang; df adalah kedalaman efektif pondasi; dan Dc adalah diameter kolom melingkar. Tulangan minimum harus memenuhi persyaratan tulangan lentur minimum. Tulangan atas juga harus memenuhi persyaratan penyusutan dan suhu.

Desain Geser

Untuk geser, tulangan pondasi harus dirancang untuk menahan gaya geser kritis pada permukaan kolom. Seperti halnya lentur, lebar efektif pondasi harus digunakan. Tulangan geser minimum untuk pondasi kolom adalah vertikal No. 5 (diameter nominal = ⅝ inci atau 15,9 mm) dengan jarak 12 inci (305 mm) di setiap arah dalam pita antara d_f pondasi dari

permukaan kolom dan maksimum 6 inci (152 mm) dari tulangan kolom. Tulangan geser harus dikaitkan di sekitar tulangan lentur atas dan bawah pada pondasi. Sengkang J terbalik dengan kait 180° di bagian atas dan kait 90° di bagian bawah umumnya digunakan di California.

Pemeriksaan Retak Geser Sambungan

Jika pondasi cukup besar, maka sambungan yang tidak retak dapat dirancang dengan menjaga tegangan tarik utama di daerah sambungan di bawah kekuatan retak yang diizinkan. Tegangan tarik utama rata-rata di daerah sambungan dapat dihitung dari tegangan geser sambungan ekivalen, v_{jv}, dan tegangan vertikal rata-rata, f_a, dengan menggunakan lingkaran Mohr untuk tegangan sebagai

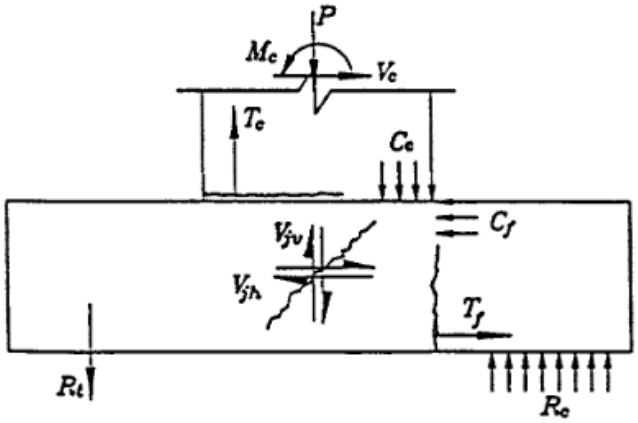
$$f_t = -f_a/2 + \sqrt{(f_a/2)^2 + v_{jv}^2} \tag{13.35}$$

Disarankan agar f_a didasarkan pada tegangan tekan aksial efektif rata-rata pada kedalaman tengah pondasi:

$$f_a = \frac{W_t}{A_{\text{eff}}} \tag{13.36}$$

di mana luas efektif, A_{eff}, di mana total beban aksial W_t pada dasar kolom didistribusikan, ditemukan dari penyebaran zona pengaruh sebesar 45 derajat sebagai

$$A_{\text{eff}} = \left(B_c + d_f\right)\left(D_c + d_f\right) \quad \text{for rectangular column} \tag{13.37a}$$



Gambar 13.10 Gaya Geser Pada Sambungan Kolom/Fondasi.

$$A_{\text{eff}} = \pi\left(D_c + d_f\right)^2/4 \quad \text{for circular column} \tag{13.37b}$$

di mana D_c adalah kedalaman penampang keseluruhan kolom persegi panjang atau diameter kolom melingkar; Bc adalah lebar penampang kolom persegi panjang; dan df adalah kedalaman efektif pondasi. Seperti yang diilustrasikan pada Gambar 13.10, geser sambungan vertikal V_{jv} dapat dinilai dengan mengurangi gaya geser pondasi akibat gaya penahan, R_t, pada tiang tarik dan berat sendiri pondasi, W_{fl}, di luar resultan tegangan tarik kolom, dari total gaya tarik pada penampang kritis kolom:

$$V_{jv} = T_c - \left(R_t + W_{fl}\right) \tag{13.38}$$

Dengan mempertimbangkan lebar sambungan efektif, b_{jeff}, tegangan geser rata-rata sambungan, v_{jv}, dapat dihitung sebagai berikut:

$$v_{jv} = \frac{V_{jv}}{b_{\text{jeff}} d_f} \tag{13.39}$$

di mana lebar sambungan efektif, b_{jeff}, dapat diasumsikan sebagai nilai yang diberikan oleh Persamaan (13.39), yang diperoleh berdasarkan penyebaran pengaruh 45 derajat St. Venant antara resultan tarik dan tekan pada penampang kritis kolom.

$$b_{\text{jeff}} = B_c + D_c \quad \text{for rectangular column} \tag{13.15.a}$$
$$b_{\text{jeff}} = \sqrt{2} D_c \quad \text{for circular column} \tag{13.15.b}$$

Kerusakan geser sambungan diperkirakan terjadi ketika tegangan tarik utama yang diberikan oleh Persamaan (13.35) yang ditimbulkan pada pondasi melebihi kekuatan tarik langsung beton, yang secara konservatif dapat diambil sebesar $0.29\sqrt{f_c'}$ Mpa $\left(\text{or } 3.5\sqrt{f_c'} \text{ psi}\right)$ di mana f_c' adalah kekuatan tekan silinder beton.

Tulangan geser sambungan minimum harus disediakan bahkan ketika tegangan tarik utama kurang dari kekuatan tarik. Hal ini harus dipenuhi dengan hanya memperpanjang pengekangan transversal kolom ke dalam pondasi.

Desain Tulangan Geser Sambungan

Jika pondasi tidak dapat dicegah dari retak geser sambungan, tulangan geser vertikal tambahan harus ditambahkan di sekitar kolom. Untuk kolom/pondasi tipikal yang dirancang sesuai standar saat ini, model strut-and-tie yang diasumsikan ditunjukkan pada Gambar 13.11a. Input gaya ke pondasi yang sesuai dengan momen ultimat penampang kritis kolom adalah gaya tarik resultan, T_c, gaya tekan resultan, Cc, dan gaya geser, V_c, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.11a. Gaya tarik resultan, Tc, ditahan oleh dua strut, C1 dan C2, di dalam daerah sambungan kolom/pondasi dan strut C3, di luar sambungan. Strut C1 diimbangi oleh tie horizontal, T1, yang disediakan oleh tulangan transversal kolom di dalam pondasi dan zona tekan penampang kritis.

Batang penopang C2 dan C3 diseimbangkan secara horizontal pada titik persimpangan dengan gaya tarik resultan, T_c. Batang penopang internal C2 ditopang pada zona tekan penampang kritis kolom. Batang penopang eksternal C3 mentransfer gaya ke tulangan pengikat, T2, T3, yang disediakan oleh sengkang di luar sambungan dan tulangan atas, masing-masing.

Gaya tersebut selanjutnya ditransfer ke tiang tarik melalui batang penopang dan tulangan pengikat, C4, C5, C6, dan T4, T5, T6, T7. Di sisi tekan pondasi, gaya tekan resultan, C_c, dan gaya geser, V_c, terutama ditahan oleh batang penopang tekan, C9, C10, yang ditopang pada tiang tekan. Perlu dicatat bahwa jumlah dan bentuk batang penopang dan tulangan pengikat dapat bervariasi untuk kolom/pondasi yang berbeda.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 13.11a, gaya tarik resultan kolom, T_c, pada sambungan kolom/pondasi pada dasarnya ditahan oleh sistem redundan. Desain geser sambungan adalah untuk memastikan bahwa gaya tarik, T_c, ditahan secara memadai oleh strut dan tie internal. Sistem penahan mencapai kapasitasnya, R_{ju}, ketika tie, T1, T2, mengalami peleburan. Meskipun tie, T3, juga dapat mengalami peleburan, kemungkinan besar tidak akan mendominasi kapasitas sistem penahan, karena dapat dibantu oleh mekanisme membran di dekat permukaan pondasi.

Dengan asumsi sudut kemiringan C1, C2, dan C3 adalah 45°, maka resistensi dapat dinyatakan sebagai

$$R_{ju} = (C1 + C2 + C3)\sin 45^\circ = T1 + 2T2 \tag{13.41}$$

dan pada titik luluh baja,

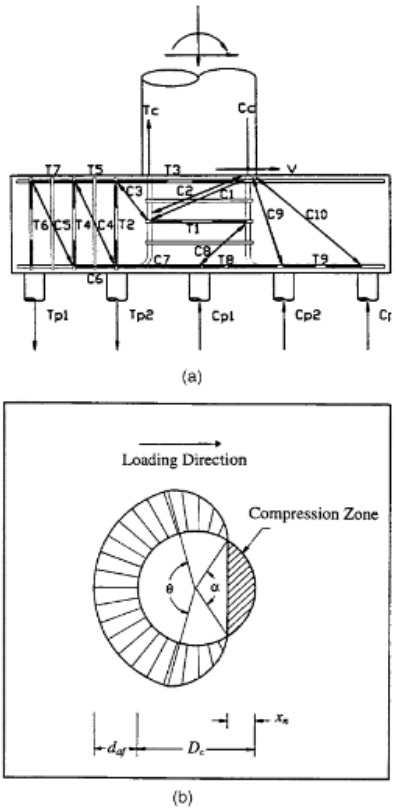
$$R_{ju} = \frac{\pi}{2} n A_{sp} f_y + 2A_{jeff}\rho_{vs} f_y \tag{13.42}$$

di mana n adalah jumlah lapisan tulangan transversal kolom di dalam pondasi; A_{sp} adalah luas penampang tulangan melingkar atau spiral; A_{jeff} adalah luas efektif di mana tulangan vertikal efektif untuk menahan gaya tarik resultan, T_c ; ρ_{vs} adalah rasio luas tulangan vertikal pondasi. Luas efektif, A_{jeff}, dapat didefinisikan berdasarkan retakan tiga dimensi dengan kemiringan 45° di sekitar tulangan longitudinal kolom yang mengalami tegangan.

Proyeksi retakan ke permukaan pondasi ditunjukkan oleh area yang diarsir pada Gambar 13.11b. Kedalaman retakan atau jarak batas area yang diarsir pada Gambar 13.11b ke tulangan longitudinal terdekat yang mengalami leleh akibat tegangan diasumsikan sama dengan kedalaman angkur, d_{af}. Kedalaman retakan berkurang dari d_{af} menjadi nol secara linier jika regangan tulangan berkurang dari regangan leleh, ε_y, menjadi nol. Dengan demikian, A_{jeff} dapat dihitung sebagai berikut,

$$A_{\text{jeff}} = d_{af}\left(d_{af} + r_c\right)\arccos\left[\left(1 + \frac{\epsilon_y}{\epsilon_c}\right)\frac{x_n}{r_c} - 1\right] + d_{af} r_c \arccos\left(\frac{x_n}{r_c} - 1\right) \tag{13.43}$$

di mana d_{af} adalah kedalaman tulangan memanjang kolom di dalam pondasi; r_c adalah jari-jari lingkaran sentroid tulangan memanjang dan dapat dianggap sebagai jari-jari penampang kolom jika selimut beton diabaikan; ε_y adalah regangan leleh batang memanjang; ε_c adalah regangan tulangan tekan terluar atau dianggap sebagai regangan ultimat beton terluar jika selimut diabaikan; x_n adalah jarak dari tulangan tekan terluar ke sumbu netral atau dianggap sebagai kedalaman zona tekan, dengan mengabaikan selimut.



Gambar 13.11 Desain geser sambungan pondasi kolom: (a) mekanisme penahan gaya pada pondasi; (b) distribusi efektif tulangan geser eksternal untuk ketahanan geser sambungan.

BAB 14
DESAIN SEISMIK JEMBATAN BAJA

14.1 PENDAHULUAN

Setelah gempa Hyogo-ken Nanbu 1995 dan kerusakan luas yang ditimbulkannya pada jembatan baja di wilayah Kobe, kini secara umum diakui bahwa jembatan baja dapat rentan terhadap gempa bumi, terutama ketika ditopang oleh substruktur non-daktil dari beton bertulang, batu bata, atau bahkan baja. Dalam kasus terakhir, sayangnya, persyaratan kode dan pedoman tentang desain seismik substruktur baja jembatan daktil masih sedikit, dan belum ada yang diterapkan di Amerika Serikat.

Bab ini berfokus pada penyajian konsep dan persyaratan detail yang dapat membantu memastikan perilaku daktil yang diinginkan untuk substruktur baja. Kerentanan jembatan lainnya yang umum terjadi pada semua jenis jembatan, seperti kegagalan bantalan, runtuhnya bentang akibat lebar dudukan yang tidak mencukupi atau tidak adanya penahan gempa, pencairan tanah, dan lainnya., tidak dibahas dalam bab ini.

Kriteria Kinerja Seismik

Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika (AASHTO) menerbitkan Spesifikasi Standar untuk Jembatan Jalan Raya dan Spesifikasi Desain Jembatan LRFD, yang terakhir merupakan versi desain faktor beban dan resistensi dari yang pertama, dan merupakan edisi yang lebih disukai ketika dirujuk dalam bab ini. Meskipun terdapat perbedaan yang mencolok antara persyaratan desain seismik dari dokumen-dokumen ini, keduanya menyatakan bahwa prinsip-prinsip dasar yang sama telah digunakan untuk pengembangan spesifikasi mereka, yaitu:

1. Gempa bumi kecil hingga sedang harus ditahan dalam rentang elastis komponen struktural tanpa kerusakan yang signifikan.
2. Intensitas dan gaya gerakan tanah seismik yang realistis digunakan dalam prosedur desain.
3. Paparan guncangan dari gempa bumi besar tidak boleh menyebabkan runtuhnya seluruh atau sebagian jembatan. Jika memungkinkan, kerusakan yang terjadi harus mudah dideteksi dan diakses untuk inspeksi dan perbaikan.

Secara konseptual, kriteria kinerja di atas menuntut pertimbangan dua tingkat gerakan tanah gempa desain. Untuk gempa bumi tingkat rendah, seharusnya hanya terjadi kerusakan minimal. Untuk gempa bumi signifikan, yang didefinisikan oleh AASHTO sebagai gempa dengan probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (yaitu, periode ulang 475 tahun), keruntuhan harus dicegah tetapi kerusakan signifikan dapat terjadi. Saat ini, AASHTO mengadopsi pendekatan yang disederhanakan dengan hanya menentukan gempa bumi desain tingkat kedua; yaitu, kinerja seismik pada peristiwa tingkat bawah hanya dapat disimpulkan dari persyaratan desain peristiwa tingkat atas. Dalam konteks rekayasa berbasis kinerja, prosedur desain satu tingkat seperti itu telah ditentang.

AASHTO juga mendefinisikan kategori kepentingan jembatan, di mana jembatan esensial dan jembatan kritis masing-masing didefinisikan sebagai jembatan yang setidaknya

harus tetap terbuka untuk kendaraan darurat (dan untuk tujuan keamanan/pertahanan), dan terbuka untuk semua lalu lintas, setelah gempa bumi dengan periode ulang 475 tahun. Dalam kasus terakhir, AASHTO menyarankan agar jembatan kritis juga tetap terbuka untuk lalu lintas darurat setelah kejadian dengan periode ulang 2500 tahun. Berbagai klausul dalam spesifikasi berkontribusi untuk memastikan bahwa kriteria kinerja ini secara implisit terpenuhi, meskipun hal ini mungkin mengharuskan insinyur untuk menggunakan pertimbangan yang cukup besar. Persyaratan khusus yang dikenakan pada jembatan esensial dan kritis berada di luar cakupan bab ini.

Prosedur Desain Faktor R

Spesifikasi seismik AASHTO menggunakan faktor modifikasi respons, R, untuk menghitung gaya seismik desain di berbagai bagian struktur jembatan. Asal usul prosedur desain faktor R dapat ditelusuri kembali ke dokumen ATC 3-06 untuk desain bangunan. Karena persyaratan dalam ketentuan seismik untuk desain elemen bangunan berhubungan langsung dengan faktor R, ada baiknya untuk meneliti makna fisik dari faktor R.

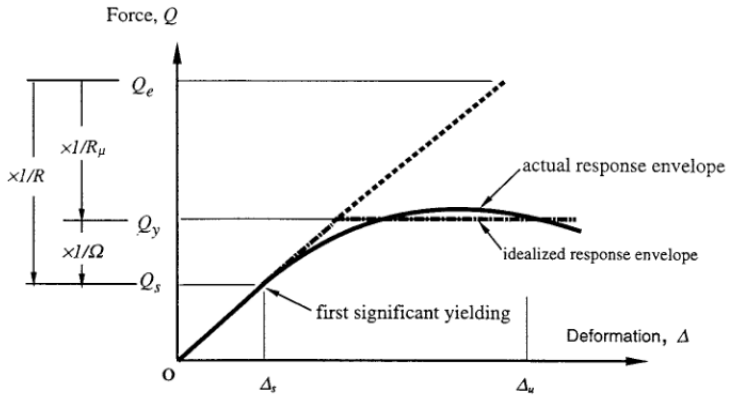
Perhatikan kurva respons struktur yang ditunjukkan pada Gambar 14.1. Jika struktur dirancang untuk merespons secara elastis selama gempa bumi besar, gaya elastis yang dibutuhkan, Q_e, akan tinggi. Untuk alasan ekonomi, kode desain seismik modern biasanya memanfaatkan kapasitas disipasi energi inheren dari struktur dengan menentukan tingkat gaya seismik desain, Q_s, yang dapat jauh lebih rendah daripada Q_e:

$$Q_s = \frac{Q_e}{R} \tag{14.1}$$

Kapasitas disipasi energi (atau daktilitas) dicapai dengan menentukan persyaratan detail yang ketat untuk komponen struktural yang diharapkan akan mengalami deformasi plastis selama gempa bumi besar. Tingkat gaya seismik desain Q_s adalah tingkat deformasi plastis signifikan pertama dari struktur, yang sesuai dengan tingkat di mana respons struktural mulai menyimpang secara signifikan dari respons elastis.

Dengan mengidealkan amplop respons aktual dengan respons elastis linier–plastik sempurna yang ditunjukkan pada Gambar 14.1, dapat ditunjukkan bahwa faktor R terdiri dari dua faktor yang berkontribusi:

$$R = R_{\mu}\Omega' \tag{14.2}$$



Gambar 14.1 Konsep Faktor Modifikasi Respons, R.

Faktor reduksi daktilitas, R_μ memperhitungkan pengurangan tingkat gaya seismik dari Q_e ke Q_y. Pengurangan gaya tersebut dimungkinkan karena daktilitas, yang diukur dengan faktor daktilitas μ (Δ_u/Δ_y), sudah terintegrasi dalam sistem struktur. Untuk sistem satu derajat kebebasan, hubungan antara μdan R_μ telah diusulkan (misalnya, Newmark dan Hall).

Tabel 14.1 Faktor Modifikasi Respons, R

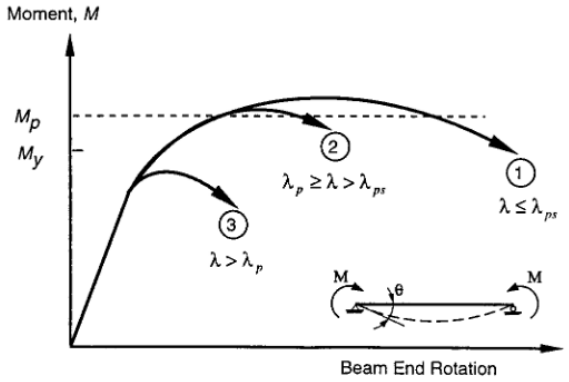
Bangunan Bawah	R	Sambungan (Connections)	R
Kolom tunggal	3	Bangunan atas ke abutmen	0.8
Tiang pancang baja atau komposit baja dan beton		Kolom, pilar, atau tiang pancang ke balok pier atau bangunan atas	1.0
a. Hanya tiang vertikal	5		
b. Satu atau lebih tiang miring (*batter piles*)	3		1.0
Bent kolom majemuk	5	Kolom atau pilar ke fondasi	

Sumber: AASHTO, Spesifikasi Standar untuk Desain Seismik Jembatan Jalan Raya, AASHTO, Washington, D.C., 1992.

Faktor kekuatan berlebih struktural, Ω, dalam Persamaan (14.2) memperhitungkan kekuatan cadangan antara tingkat ketahanan seismik Q_y dan Q_s. Kekuatan cadangan ini terutama disebabkan oleh redundansi struktur. Artinya, begitu sendi plastis pertama terbentuk pada tingkat gaya Q_s, redundansi struktur akan memungkinkan lebih banyak sendi plastis terbentuk di lokasi lain yang ditentukan sebelum kekuatan maksimum, Q_y, tercapai. Tabel 14.1 menunjukkan nilai R yang ditetapkan untuk berbagai jenis substruktur dan sambungan. AASHTO mengasumsikan bahwa aksi inelastis siklik hanya akan terjadi pada substruktur; oleh karena itu, tidak ada nilai R yang ditetapkan untuk superstruktur dan komponennya.

Tabel menunjukkan bahwa nilai R berkisar dari 3 hingga 5 untuk substruktur baja. Rangka kolom ganda dengan kolom yang detailnya baik memiliki nilai R tertinggi (= 5) karena kapasitas daktilitas dan redundansinya. Kapasitas daktilitas kolom tunggal mirip dengan kolom pada rangka kolom ganda; namun, tidak ada redundansi dan, oleh karena itu, nilai R yang rendah yaitu 3 ditetapkan untuk kolom tunggal.

Meskipun kode seismik modern untuk desain bangunan dan jembatan sama-sama menggunakan prosedur desain faktor R, ada satu perbedaan utama. Untuk desain bangunan, faktor R diterapkan pada tingkat sistem. Artinya, komponen yang dirancang untuk mengalami deformasi plastis selama gempa bumi besar memiliki nilai R yang sama, dan komponen lainnya diproporsikan dengan prosedur desain kapasitas untuk memastikan bahwa komponen-komponen ini tetap berada dalam rentang elastis. Namun, untuk desain jembatan, faktor R diterapkan pada tingkat komponen. Oleh karena itu, nilai R yang berbeda digunakan di bagian yang berbeda dari struktur yang sama.



Gambar 14.2 Pengaruh Rasio Kelangsingan Balok Terhadap Kekuatan Dan Kapasitas Deformasi.

Kebutuhan Daktilitas

Penggunaan faktor R yang lebih besar dari 1 menyiratkan bahwa kebutuhan daktilitas harus dipenuhi dengan mendesain komponen struktural dengan persyaratan yang ketat. Kapasitas daktilitas suatu elemen baja umumnya diatur oleh ketidakstabilan. Misalnya, mempertimbangkan elemen lentur, ketidakstabilan dapat disebabkan oleh satu atau lebih dari tiga kondisi batas berikut: tekuk lokal flensa, tekuk lokal web, dan tekuk lateral-torsional.

Dalam semua kasus, kapasitas daktilitas merupakan fungsi dari rasio kelangsingan, λ. Untuk tekuk lokal, λ adalah rasio lebar-ketebalan; untuk tekuk lateral-torsional, λ dihitung sebagai L_b/r_y, di mana L_b adalah panjang tanpa penahan dan r_y adalah jari-jari girasi penampang terhadap sumbu tekuk. Gambar 14.2 menunjukkan pengaruh λ terhadap kekuatan dan kapasitas deformasi balok berflensa lebar. Kurva 3 mewakili respons balok dengan penampang nonkompak atau ramping; baik kekuatan maupun kapasitas deformasinya tidak memadai untuk desain seismik. Kurva 2 sesuai dengan balok dengan penampang "kompak"; rasio kelangsingannya, λ, kurang dari rasio maksimum λ_p di mana suatu penampang dapat mencapai momen plastisnya, M_p, dan menahan rotasi plastis moderat. Untuk desain seismik, respons yang diwakili oleh Kurva 1 diperlukan, dan penampang "plastis" dengan λ kurang dari λ_{ps} diperlukan untuk memberikan daktilitas yang dibutuhkan.

Tabel 14.2 menunjukkan rasio lebar-ketebalan pembatas λ_p dan λ_{ps} untuk penampang kompak dan plastis, masing-masing. Elemen lentur dengan λ tidak melebihi λ_p dapat

memberikan faktor daktilitas rotasi minimal 4, dan elemen lentur dengan λ kurang dari λ_{ps} diharapkan memberikan faktor daktilitas rotasi 8 hingga 10 di bawah pembebanan monotonik. Rasio kelangsingan batas untuk tekuk lateral-torsional disajikan pada Bagian 14.2.

Material Baja Struktural

AASHTO M270 (setara dengan ASTM A709) mencakup kelas dengan kekuatan luluh minimum berkisar dari 36 hingga 100 ksi (lihat Tabel 14.3). Baja ini memenuhi Standar AASHTO untuk persyaratan ketahanan takik dan kemampuan las yang wajib dan karenanya telah memenuhi syarat untuk digunakan pada jembatan las. Untuk elemen substruktur yang ulet, baja harus mampu menghilangkan energi histeresis selama gempa bumi, bahkan pada suhu rendah jika kondisi layanan seperti itu diharapkan. Pada umumnya, baja yang memiliki Fy < 0,8Fu dan dapat mengalami perpanjangan memanjang sebesar 0,2 mm/mm pada panjang ukur 50 mm sebelum mengalami kegagalan pada suhu layanan yang diharapkan dianggap memuaskan.

Tabel 14.2 Rasio Lebar-Ketebalan Batas

Deskripsi Elemen	**Rasio**	λ_p	λ_{ps}
Sayap profil I (*rolled/hybrid/welded*) & Kanal dalam lentur	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	$52/\sqrt{F_y}$
Badan dalam kombinasi lentur dan tekan aksial	h/t_w	Untuk $P_u/\phi_b P_y \le 0.125$: $\frac{615.}{\sqrt{F_y}}\left(1-\frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}\right)$ Untuk $P_u/\phi_b P_y > 0.125$: $\frac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \ge \frac{253}{\sqrt{F_y}}$	Untuk $P_u/\phi_b P_y > 0.125$: $\frac{520}{\sqrt{F_y}}\left(1-\frac{1.54P_u}{\phi_b P_y}\right)$ Untuk $P_u/\phi_b P_y > 0.125$: $\frac{191}{\sqrt{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \ge \frac{253}{\sqrt{F_y}}$
Round HSS dalam tekan aksial atau lentur	D/t	$2070/F_y$	$1300/F_y$
Rectangular HSS dalam tekan aksial atau lentur	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$110/\sqrt{F_y}$

Catatan: Fy dalam ksi, b = 0,9.

Sumber: AISC, Ketentuan Seismik untuk Bangunan Baja Struktural, AISC, Chicago, IL, 1997.

Tabel 14.3 Sifat Mekanik Minimum Baja Struktural

Penamaan AASHTO	**M270 Grade 36**	**M270 Grade 50**	**M270 Grade 50W**	**M270 Grade 70W**	**M270 Grades 100/100W**
Padanan ASTM	A709 Grade 36	A709 Grade 50	A709 Grade 50W	A709 Grade 70W	A709 Grade 100/100W
Tegangan Leleh Min. (ksi)	36	50	50	70	100 90

Tegangan Tarik Min. (ksi)	58	65	70	90	110	100

Sumber: AASHTO, Spesifikasi Standar untuk Jembatan Jalan Raya, AASHTO, Washington, D.C., 1996.

Desain Kapasitas dan Kekuatan Luluh yang Diharapkan

Untuk tujuan desain, perancang biasanya diharuskan menggunakan kekuatan luluh dan tarik minimum yang ditentukan untuk menentukan ukuran komponen struktural. Pendekatan ini umumnya konservatif untuk desain beban gravitasi. Namun, ini tidak memadai untuk desain seismik karena prosedur desain AASHTO terkadang membatasi gaya maksimum yang bekerja pada suatu komponen hingga nilai yang diperoleh dari elemen luluh yang berdekatan, sesuai dengan filosofi desain kapasitas. Misalnya, kolom baja pada rangka kolom ganda dapat dirancang untuk nilai R sebesar 5, dengan sendi plastis yang berkembang di ujung kolom.

Berdasarkan konsep desain kolom lemah–balok kuat (yang akan disajikan di Bagian 14.2), balok penutup dan sambungannya ke kolom perlu dirancang secara elastis (yaitu, R = 1, lihat Tabel 14.1). Sebagai alternatif, untuk jembatan yang diklasifikasikan sebagai kategori kinerja seismik (SPC) C dan D, AASHTO merekomendasikan bahwa, untuk alasan ekonomi, sambungan dan balok penutup dirancang untuk gaya maksimum yang mampu dihasilkan oleh pembentukan sendi plastis pada kolom atau balok penopang kolom; gaya-gaya ini seringkali jauh lebih kecil daripada yang diperoleh dengan menggunakan faktor R sebesar 1. Untuk tujuan itu, dengan mempertimbangkan kemungkinan kekuatan berlebih dari kekuatan luluh yang lebih tinggi dan pengerasan regangan, AASHTO mensyaratkan bahwa momen plastis kolom dihitung menggunakan 1,25 kali kekuatan luluh nominal.

Sayangnya, patahan getas yang meluas pada sambungan momen las di bangunan baja yang diamati setelah gempa Northridge 1994 mengungkapkan bahwa prosedur desain kapasitas yang disebutkan di atas cacat. Investigasi yang dilakukan setelah gempa Northridge 1994 menunjukkan bahwa, di antara faktor-faktor lain, kekuatan berlebih material (yaitu, kekuatan luluh aktual baja jauh lebih tinggi daripada kekuatan luluh nominal) adalah salah satu faktor utama yang berkontribusi terhadap patahan yang diamati.

Tabel 14.4 Kekuatan Material Baja Yang Diharapkan (SSPC 1994)

Mutu Baja	**A36**	**A572 Grade 50**
Jumlah Sampel	36,570	13,536
Kekuatan Leleh (COV)	49.2 ksi (0.10)	57.6 ksi (0.09)
Kekuatan Tarik (COV)	68.5 ksi (0.07)	75.6 ksi (0.08)

COV: koefisien varians.

Sumber: SSPC, Analisis Statistik Data Tarik untuk Bentuk Struktural Flensa Lebar, Dewan Produsen Bentuk Struktural, Washington, D.C., 1994.

Data statistik mengenai kekuatan material baja AASHTO M270 tidak tersedia, tetapi karena karakteristik mekanik baja M270 Grade 36 dan 50 mirip dengan baja ASTM A36 dan A572 Grade 50, masing-masing, maka perlu untuk memeriksa kekuatan luluh yang diharapkan

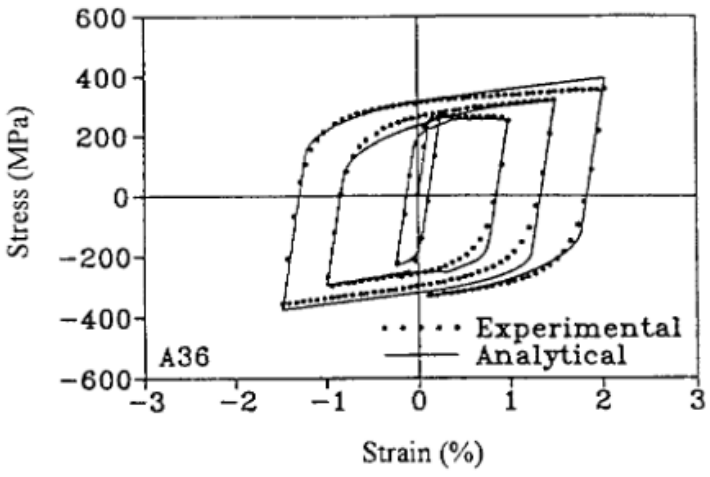
dari baja tersebut. Hasil dari survei terbaru dari laporan uji pabrik bersertifikat yang diberikan oleh enam pabrik baja utama selama 12 bulan berturut-turut sekitar tahun 1992 diringkas secara singkat dalam Tabel 14.4. Kekuatan luluh rata-rata terbukti jauh melebihi nilai yang ditentukan. Akibatnya, ketentuan seismik yang relevan untuk desain bangunan telah direvisi. Ketentuan Seismik AISC menggunakan rumus berikut untuk menghitung kekuatan luluh yang diharapkan, Fye, dari suatu elemen yang diperkirakan akan luluh selama gempa bumi besar:

$$F_{ye} = R_y F_y \tag{14.3}$$

Di mana F_y adalah kekuatan luluh minimum yang ditentukan dari baja. Untuk bentuk dan batang gulungan, R_y harus diambil sebagai 1,5 untuk baja A36 dan 1,1 untuk baja A572 Grade 50. Ketika desain kapasitas digunakan untuk menghitung gaya maksimum yang harus ditahan oleh elemen yang terhubung ke elemen yang mengalami luluh, disarankan agar prosedur di atas juga digunakan untuk desain jembatan.

Respons Siklik Elemen

Hubungan tegangan-regangan siklik tipikal dari material baja struktural ditunjukkan pada Gambar 14.3. Ketika ketidakstabilan dikecualikan, gambar tersebut menunjukkan bahwa baja sangat ulet dan sangat cocok untuk aplikasi seismik. Setelah baja mengalami luluh dalam satu arah pembebanan, efek Bauschinger menyebabkan baja mengalami luluh lebih awal dalam arah sebaliknya, dan dataran luluh yang jelas menghilang pada siklus berikutnya. Jika ketidakstabilan perlu dipertimbangkan, efek Bauschinger dapat memengaruhi kekuatan siklik elemen baja.

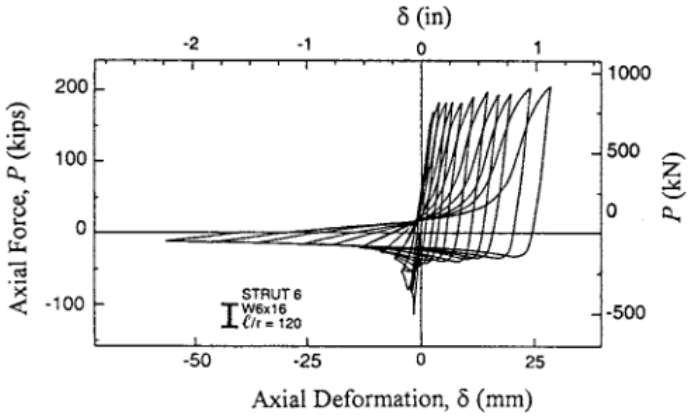


Gambar 14.3 Hubungan tegangan-regangan siklik tipikal baja struktural.

Pertimbangkan terlebih dahulu elemen baja yang dibebani secara aksial. Gambar 14.4 menunjukkan respons siklik tipikal dari penyangga tubular yang diberi beban aksial. Kapasitas tekuk awal dapat diprediksi secara andal menggunakan konsep modulus tangen. Namun, kapasitas tekuk pada siklus berikutnya berkurang karena dua faktor: (1) efek Bauschinger, yang mengurangi modulus tangen, dan (2) peningkatan ketidaklurusan sebagai akibat dari tekuk

pada siklus sebelumnya. Pengurangan kekuatan tekuk siklik tersebut perlu dipertimbangkan dalam desain (lihat Bagian 14.3).

Untuk elemen lentur, pembebanan siklik berulang juga akan memicu tekuk meskipun rasio lebar-ketebalan kurang dari batas λ_{ps} yang ditentukan dalam Tabel 14.2. Gambar 14.5 membandingkan respons siklik dari dua elemen lentur dengan rasio b/t flensa yang berbeda. Kekuatan balok yang memiliki rasio lebar-ketebalan flensa yang lebih besar menurun lebih cepat di bawah pembebanan siklik karena tekuk lokal berkembang. Hal ini membenarkan perlunya persyaratan kelangsingan yang lebih ketat dalam desain seismik dibandingkan dengan yang diizinkan untuk desain plastis.



Gambar 14.4 Respons Siklik Dari Elemen Yang Dibebani Secara Aksial.

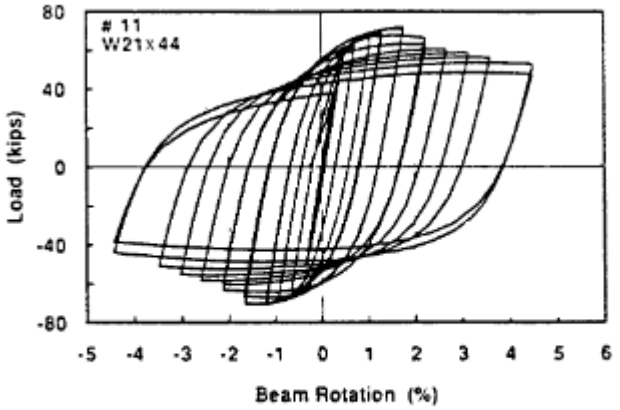
14.2 DESAIN RANGKA TAHAN MOMEN DAKTIL (MRF)

Pendahuluan

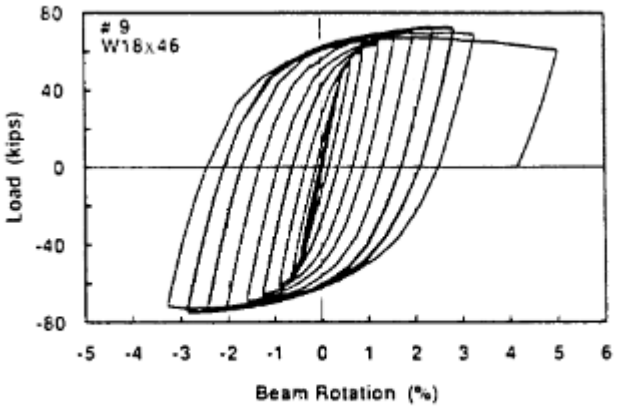
Filosofi yang berlaku dalam desain tahan gempa dari rangka daktil pada bangunan adalah memaksa terjadinya pembentukan sendi plastis pada balok daripada pada kolom untuk mendistribusikan energi histeresis dengan lebih baik ke seluruh lantai dan untuk menghindari mekanisme kegagalan tipe lantai lunak. Namun, untuk jembatan baja, kendala seperti itu tidak realistis, dan umumnya tidak diinginkan. Jembatan baja seringkali memiliki balok yang dalam yang biasanya bukan penampang kompak, dan yang jauh lebih kaku secara lentur daripada kolom baja pendukungnya.

Selain itu, struktur jembatan di Amerika Utara umumnya merupakan struktur “satu lantai” (satu tingkat), dan semua disipasi energi histeresis terkonsentrasi di lantai tunggal ini. Ketentuan seismik AASHTO dan CHBDC, oleh karena itu, ditulis dengan asumsi bahwa kolom akan menjadi elemen substruktur daktil dalam rangka momen dan balok. Hanya CHBDC, hingga saat ini, yang mengakui perlunya detail daktil dari substruktur baja untuk memastikan bahwa tujuan kinerja terpenuhi ketika nilai R 5 digunakan dalam desain. Dipahami bahwa perhatian ekstra diperlukan untuk memastikan respons daktil yang memuaskan dari balok rangka baja bertingkat karena hal ini secara implisit tidak dibahas oleh spesifikasi ini. Perlu dicatat bahwa rekomendasi desain terbaru lainnya menyarankan bahwa perancang dapat

memilih agar mekanisme disipasi energi utama terjadi di zona panel balok-kolom atau kolom, tetapi pendekatan ini belum diimplementasikan dalam kode.



(a) $\frac{b_f}{2t_f} = 7.2$

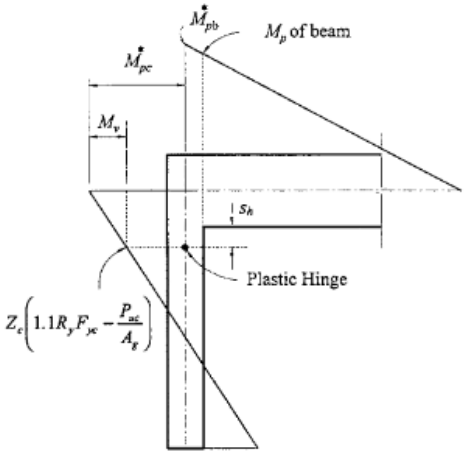


(b) $\frac{b_f}{2t_f} = 5.0$

Gambar 14.5 Pengaruh rasio lebar-ketebalan flensa balok terhadap degradasi kekuatan. (a) $b_f/2t_f = 7{,}2$; $(b) b_f/2t_f = 5{,}0$.

Beberapa persyaratan detail telah dikembangkan untuk elemen-elemen di mana deformasi inelastis diperkirakan akan terjadi selama gempa bumi. Meskipun demikian, pelajaran yang dipetik dari gempa bumi Northridge dan Hyogo-ken Nanbu baru-baru ini menunjukkan bahwa sifat baja, elektroda las, dan detail sambungan, di antara faktor-faktor lainnya, semuanya memiliki pengaruh signifikan terhadap kapasitas daktilitas sambungan momen balok-kolom baja las. Dalam kasus di mana kolom jembatan kontinu dan balok dilas ke flensa kolom, masalahnya diyakini kurang parah karena balok lebih kuat dan sendi plastis akan terbentuk di kolom. Namun, jika balok jembatan dibingkai secara kontinu di atas kolom dalam rangka satu lantai, perhatian khusus akan diperlukan untuk sambungan kolom-ke-balok yang dilas.

Penelitian berkelanjutan dan pengembangan profesional pada banyak aspek masalah sambungan momen las sedang berlangsung dan telah menghasilkan banyak kesimpulan yang telah diimplementasikan secara sementara untuk konstruksi bangunan. Banyak dari temuan ini seharusnya dapat diterapkan pada sambungan kolom-ke-balok jembatan di mana tuntutan inelastis yang besar kemungkinan akan berkembang dalam gempa bumi besar. Bagian berikut memberikan pedoman untuk desain seismik rangka balok-kolom tahan momen baja.



Gambar 14.6 Lokasi Engsel Plastik.

Kekuatan Desain

Kolom, balok, dan zona panel pertama-tama dirancang untuk menahan gaya yang dihasilkan dari kombinasi beban yang ditentukan; kemudian desain kapasitas dilakukan untuk memastikan bahwa deformasi inelastis hanya terjadi pada elemen substruktur daktil yang dirancang khusus. Untuk memastikan desain kolom lemah dan balok kuat, rasio kekuatan balok-ke-kolom harus memenuhi persyaratan berikut:

$$\frac{\sum M^*_{pb}}{\sum M^*_{pc}} \geq 1.0 \qquad (14.4)$$

Di mana $\sum M^*_{Pb}$ adalah jumlah momen balok pada titik perpotongan garis tengah balok dan kolom. Ini dapat ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi kekuatan lentur nominal, M_p ($= Z_bF_y$, di mana Z_b adalah modulus penampang plastis balok), dari balok-balok yang membentuk sambungan ke garis tengah kolom. Istilah $\sum M^*_{pc}$ adalah jumlah kekuatan lentur kolom yang diharapkan, dikurangi untuk memperhitungkan adanya gaya aksial, di atas dan di bawah sambungan ke garis tengah balok. Istilah $\sum M^*_{pc}$ dapat didekati sebagai $\sum[\, Z_c(1.1\, R_yF_{yc} - P_{uc}/A_{\mathrm{g}})$, di mana A_{g} adalah luas bruto kolom, P_{uc} adalah kekuatan tekan kolom yang dibutuhkan, Z_c adalah modulus penampang plastis kolom, F_{yc} adalah kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk kolom. Istilah Mv digunakan untuk memperhitungkan momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sebenarnya dari sendi plastis kolom ke

garis tengah balok (Gambar 14.6). Lokasi sendi plastis berada pada jarak s_h dari tepi sambungan bertulang. Nilai s_h berkisar dari seperempat hingga sepertiga kedalaman kolom seperti yang disarankan oleh SAC.

Untuk mencapai mekanisme disipasi energi yang diinginkan, masuk akal untuk memasukkan kekuatan luluh yang diharapkan ke dalam rekomendasi desain terbaru. Selanjutnya, disarankan agar sambungan balok-kolom dan zona panel dirancang untuk 125% dari kapasitas momen lentur plastis yang diharapkan, $Z_c(1.1R_yF_{yc} - P_{uc}/A_g)$, dari kolom. Kekuatan geser zona panel, Vn, diberikan oleh

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \tag{14.5}$$

di mana d_c adalah kedalaman kolom keseluruhan dan t_p adalah ketebalan total zona panel termasuk pelat penguat. Untuk mencegah tekuk lokal prematur akibat deformasi geser, ketebalan zona panel, t_p, harus sesuai dengan hal berikut:

$$t_p \geq \frac{d_z + w_z}{90} \tag{14.6}$$

di mana d_z dan w_z masing-masing adalah kedalaman dan lebar zona panel.

Meskipun zona panel lemah diizinkan oleh AISC untuk desain bangunan, penulis lebih memilih pendekatan konservatif di mana mekanisme disipasi energi utama adalah engsel kolom.

Pertimbangan Stabilitas Anggota

Rasio lebar-ketebalan elemen yang diperkuat dan tidak diperkuat pada penampang kolom tidak boleh lebih besar dari batas λ_{ps} yang diberikan pada Tabel 14.2 untuk memastikan respons daktil untuk pembentukan engsel plastis. Praktik Kanada mensyaratkan bahwa gaya tekan aksial terfaktor akibat beban seismik dan beban gravitasi kurang dari $0{,}30A_gF_y$ (atau dua kali nilai tersebut di zona seismik yang lebih rendah). Selain itu, lokasi engsel plastis, di dekat bagian atas dan bawah setiap kolom, juga perlu didukung secara lateral. Untuk menghindari tekuk lateral-torsional, panjang tanpa penahan tidak boleh melebihi 2500ry / Fy.

Sambungan Kolom-ke-Balok

Keretakan getas yang meluas pada sambungan momen las di rangka momen bangunan yang diamati setelah gempa Northridge 1994 telah menimbulkan kekhawatiran besar. Banyak studi eksperimental dan analitis yang dilakukan setelah gempa Northridge telah mengungkapkan bahwa masalah ini bukanlah masalah sederhana, dan tidak ada satu faktor pun yang dapat sepenuhnya bertanggung jawab atas kegagalan sambungan tersebut. Beberapa saran desain dan pedoman sementara telah diterbitkan untuk membantu para insinyur dalam mengatasi masalah ini. Kemungkinan penyebab kegagalan sambungan disajikan di bawah ini.

1. Seperti yang dicatat dalam Bagian 14.1.5, kekuatan luluh rata-rata baja A36 di Amerika Serikat jauh lebih tinggi daripada nilai luluh nominal. Peningkatan kekuatan luluh ini

dikombinasikan dengan efek pengerasan regangan siklik dapat menghasilkan momen balok yang jauh lebih tinggi daripada kekuatan nominalnya. Mengingat variasi besar dalam kekuatan material, patut dipertanyakan apakah detail sambungan pra-Northridge berupa web yang dibaut dan flensa yang dilas dapat secara andal menahan tuntutan lentur balok yang ditimbulkan oleh gempa bumi yang parah.

2. Investigasi terbaru yang dilakukan pada sifat-sifat logam las menunjukkan bahwa logam las E70T-4 yang biasanya digunakan di banyak bangunan yang rusak memiliki ketahanan takik yang rendah. Pengujian eksperimental sambungan momen baja las yang dilakukan setelah gempa Northridge dengan jelas menunjukkan bahwa elektroda tahan takik diperlukan untuk aplikasi seismik. Perlu dicatat bahwa spesifikasi jembatan secara efektif melarang penggunaan elektroda E70T-4.
3. Pada sejumlah besar sambungan, lapisan baja di bawah las alur flensa bawah balok belum dihilangkan. Banyak cacat yang ditemukan pada sambungan tersebut adalah inklusi terak dengan ukuran yang seharusnya ditolak menurut AWS D1.1 jika dapat dideteksi selama konstruksi. Inklusi tersebut sangat besar di tengah lebar flensa di mana las harus dihentikan karena adanya web balok. Pengujian ultrasonik untuk las di belakang lapisan baja dan khususnya di dekat daerah web balok juga tidak terlalu andal. Inklusi terak setara dengan retakan awal, yang rentan terhadap inisiasi retakan pada tingkat tegangan rendah. Karena alasan ini, kode pengelasan bangunan baja saat ini mensyaratkan bahwa lapisan baja pendukung las alur pada sambungan yang dibebani secara siklik harus dihilangkan. Perlu dicatat bahwa kode pengelasan jembatan telah mensyaratkan penghilangan lapisan baja pendukung pada las yang dikenai tegangan tarik transversal.
4. Baja yang dicegah untuk mengembang atau menyusut di bawah tekanan dapat mengalami kegagalan getas. Untuk jenis sambungan flensa las alur yang paling umum digunakan sebelum gempa Northridge, khususnya ketika dilakukan pada bentuk struktural besar, las sangat terkekang sepanjang panjangnya dan dalam arah transversal. Hal ini mencegah sambungan las dari luluh, dan dengan demikian mendorong patahan getas.
5. Bentuk atau pelat struktural yang digulung tidak isotropik. Baja paling ulet dalam arah penggulungan dan paling tidak ulet dalam arah ortogonal terhadap permukaan elemen pelat (yaitu, arah ketebalan). Bentuk dan pelat baja yang lebih tebal juga rentan terhadap robekan lamellar.

Setelah gempa Northridge, banyak alternatif telah diusulkan untuk konstruksi bangunan dan beberapa telah diuji dan terbukti efektif untuk menahan permintaan rotasi plastis siklik yang melebihi 0,03 rad. Konsep umum dari alternatif ini adalah memindahkan daerah engsel plastis ke dalam balok dan menjauh dari sambungan. Hal ini dapat dicapai dengan memperkuat balok di dekat sambungan atau mengurangi kekuatan elemen yang mengalami deformasi di dekat sambungan. Tujuan dari kedua skema tersebut adalah untuk mengurangi tegangan pada las flensa agar memungkinkan elemen yang mengalami deformasi

untuk mengembangkan rotasi plastis yang besar. Persyaratan kekuatan minimum untuk sambungan dapat dihitung dengan mempertimbangkan momen lentur maksimum yang diharapkan pada engsel plastis menggunakan statika yang serupa dengan yang diuraikan pada Bagian 14.2.2.

Skema peningkatan kapasitas yang telah banyak dianjurkan meliputi sambungan pelat penutup dan sambungan penopang bawah. Skema pengurangan permintaan dapat dicapai dengan memangkas flensa balok. Perlu dicatat bahwa penelitian dan pengembangan ini dilakukan pada penampang balok yang dalam tanpa adanya beban aksial. Penerapannya pada pilar jembatan harus dilakukan dengan hati-hati.

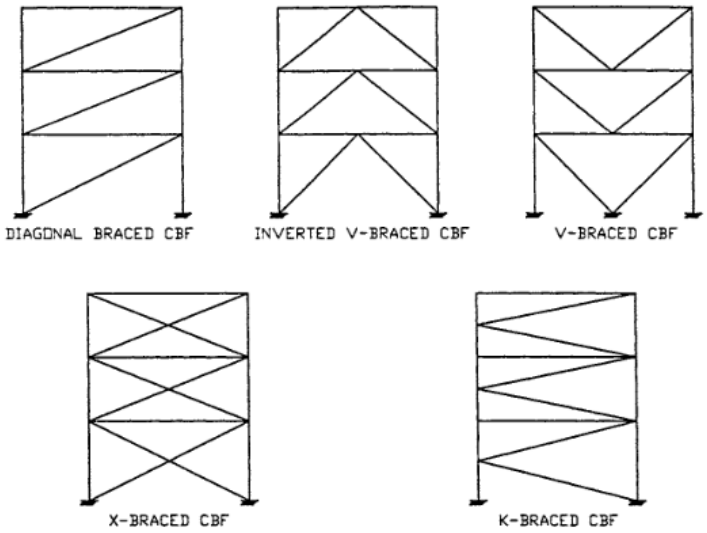
14.3 DESAIN RANGKA PENGUAT YANG ULET

Kode seismik untuk desain jembatan umumnya mensyaratkan bahwa mekanisme disipasi energi utama berada di substruktur. Sistem rangka penguat, yang memiliki kekuatan dan kekakuan yang cukup besar, dapat digunakan untuk tujuan ini. Tergantung pada geometrinya, rangka penguat dapat diklasifikasikan sebagai rangka penguat konsentris (CBF) atau rangka penguat eksentris (EBF). CBF dapat ditemukan pada rangka silang dan sistem penguat lateral dari banyak jembatan girder baja yang ada.

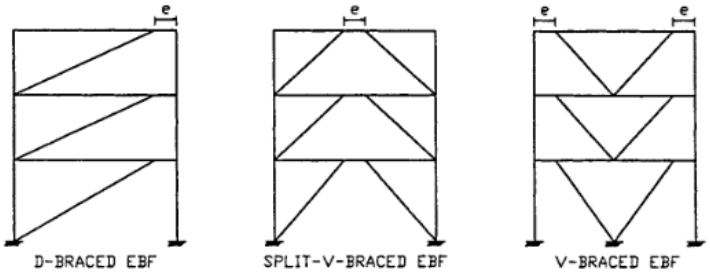
Dalam sistem CBF, garis kerja anggota pada dasarnya bertemu di titik umum (Gambar 14.7). Anggota penguat rentan terhadap tekuk inelastis di bawah beban tekan siklik. Konsekuensi tekuk siklik anggota penguat di superstruktur belum sepenuhnya diketahui saat ini, tetapi beberapa penelitian telah menunjukkan pentingnya menjaga integritas diafragma ujung. Beberapa rekomendasi desain seismik menyarankan agar rangka silang dan penguat lateral, yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya seismik pada jembatan pelat-di-atas-balok baja biasa, dirancang agar tetap elastis di bawah pengaruh beban yang dikenakan. Masalah ini dibahas kembali di Bagian 14.5.

Sesuai dengan filosofi desain tahan gempa yang disajikan di tempat lain dalam bab ini, CBF modern diharapkan mengalami deformasi inelastis yang besar selama gempa bumi yang parah. Anggota penguat yang proporsional dan detail dapat menahan deformasi inelastis ini dan menghilangkan energi histeresis secara stabil melalui siklus tekuk tekan dan leleh tarik yang berurutan.

Oleh karena itu, strategi yang disukai adalah memastikan bahwa deformasi plastis hanya terjadi pada penguat, memungkinkan kolom dan balok untuk tetap elastis, sehingga mempertahankan kapasitas menahan beban gravitasi selama gempa bumi besar. Menurut Ketentuan Seismik AISC, CBF dapat dirancang sebagai CBF khusus (SCBF) atau CBF biasa (OCBF). Nilai R yang besar diberikan pada sistem SCBF, tetapi persyaratan detail daktilitas yang lebih ketat perlu dipenuhi.



Gambar 14.7 Konfigurasi Penguat Konsentris Tipikal.



Gambar 14.8 Konfigurasi Penguat Eksentris Tipikal.

EBF adalah sistem kolom, balok, dan penguat di mana setidaknya satu ujung dari setiap anggota penguat terhubung ke balok pada jarak pendek dari sambungan balok-ke-kolom atau dari sambungan balok-ke-penguat yang berdekatan (Gambar 14.8). Segmen pendek balok antara sambungan penguat dan kolom atau antara sambungan penguat disebut penghubung. Penghubung dalam sistem EBF yang dirancang dengan benar akan menghasilkan terutama geser secara daktil. Dengan sedikit modifikasi, ketentuan desain yang ditentukan dalam Ketentuan Seismik AISC untuk EBF, SCBF, dan OCBF dapat diimplementasikan untuk desain seismik substruktur jembatan.

Ketentuan desain seismik AASHTO saat ini tidak menentukan gaya seismik desain untuk sistem rangka penguat. Untuk OCBF, faktor modifikasi respons, R, sebesar 2,0 dianggap tepat. Untuk EBF dan SCBF, nilai R sebesar 4 tampaknya konservatif dan dapat dibenarkan dengan memeriksa nilai faktor pengurangan daktilitas yang ditentukan dalam rekomendasi desain seismik bangunan. Untuk CBF, penekanan dalam bab ini ditempatkan pada SCBF, yang dirancang untuk kinerja inelastis dan kapasitas disipasi energi yang lebih baik.

Rangka Penahan Konsentris

Pengujian telah menunjukkan bahwa, setelah tekuk, anggota yang dibebani secara aksial dengan cepat kehilangan kekuatan tekan di bawah pembalikan beban inelastis berulang dan tidak kembali ke posisi lurus semula (lihat Gambar 14.4). CBF menunjukkan kinerja seismik

terbaik ketika baik peleburan dalam tegangan maupun tekuk inelastis dalam kompresi anggota diagonalnya berkontribusi secara signifikan terhadap total disipasi energi histeresis. Kemampuan penyerapan energi dari penahan dalam kompresi bergantung pada rasio kelangsingannya (KL/r) dan ketahanannya terhadap tekuk lokal.

Karena tunduk pada persyaratan detail yang lebih ketat, SCBF diharapkan dapat menahan deformasi inelastis yang signifikan selama gempa bumi besar. OCBF dirancang untuk tingkat gaya seismik desain yang lebih tinggi untuk meminimalkan tingkat deformasi inelastis. Namun, jika terjadi gempa bumi yang lebih besar dari yang dipertimbangkan untuk desain, struktur dengan SCBF dapat sangat diuntungkan dibandingkan dengan OCBF, meskipun tingkat gaya desain yang dipertimbangkan pada kasus terakhir lebih tinggi.

Anggota Penguat

Kekuatan pasca-tekuk dan kapasitas disipasi energi dari anggota penguat dengan rasio kelangsingan yang besar akan menurun dengan cepat setelah terjadi tekuk. Oleh karena itu, banyak kode seismik mensyaratkan rasio kelangsingan (KL/r) untuk anggota penguat dibatasi hingga $720\sqrt{F_y}$, di mana $\sqrt{F_y}$ dalam ksi. Baru-baru ini, Ketentuan Seismik AISC (1997) telah melonggarkan batasan ini menjadi $1000/\sqrt{F_y}$ untuk anggota penguat dalam SCBF. Perubahan ini agak kontroversial. Para penulis lebih memilih untuk mengikuti praktik masa lalu yang lebih ketat untuk SCBF.

Kekuatan desain anggota penguat dalam kompresi aksial harus diambil sebagai 0,8 $\emptyset_c P_n$, di mana $\emptyset_c$ diambil sebagai 0,85 dan P_n adalah kekuatan aksial nominal penguat. Faktor reduksi 0,8 telah ditetapkan untuk sistem CBF dalam ketentuan bangunan tahan gempa sebelumnya untuk memperhitungkan degradasi kekuatan tekan di wilayah pasca-tekuk. Ketentuan Gempa AISC 1997 telah menghapus faktor reduksi ini untuk SCBF. Namun penulis masih lebih suka menerapkan faktor reduksi kekuatan ini untuk desain SCBF dan OCBF. Namun, jika penerapan faktor reduksi ini akan menghasilkan desain yang kurang konservatif, misalnya untuk menentukan gaya tekan maksimum yang diberikan anggota penguat pada elemen struktural yang berdekatan, faktor reduksi ini tidak boleh digunakan.

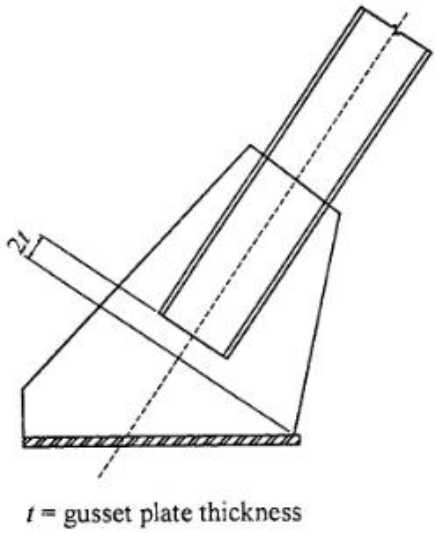
Sendi plastis yang terbentuk di tengah bentang penguat yang tertekuk dapat menyebabkan tekuk lokal yang parah. Regangan plastis siklik besar yang berkembang di sendi plastis kemungkinan akan memicu retak akibat kelelahan siklus rendah. Oleh karena itu, rasio lebar-ketebalan elemen yang diperkuat atau tidak diperkuat dari penampang penguat untuk SCBF harus dibatasi pada nilai yang ditentukan dalam Tabel 14.2. Penampang penguat untuk OCBF dapat berupa kompak atau nonkompak, tetapi tidak ramping. Untuk elemen penguat berupa penampang sudut, persegi panjang tanpa pengaku, atau penampang berongga, rasio lebar-ketebalan tidak boleh melebihi λ_{ps}.

Untuk memberikan redundansi dan menyeimbangkan kekuatan tarik dan tekan dalam sistem CBF, disarankan agar setidaknya 30% tetapi tidak lebih dari 70% dari total gaya seismik ditahan oleh penguat tarik. Persyaratan ini dapat dikesampingkan jika elemen penguat berukuran jauh lebih besar untuk memberikan respons seismik yang pada dasarnya elastis.

Sambungan Penguat

Kekuatan yang dibutuhkan dari sambungan penguat (termasuk sambungan balok-ke-kolom jika merupakan bagian dari sistem penguat) harus mampu menahan yang lebih kecil dari:

1. Kekuatan tarik aksial yang diharapkan (= $R_y F_y A_g$) dari penguat.
2. Gaya maksimum yang dapat ditransfer ke penguat oleh sistem.



Gambar 14.9 Engsel Plastik Dan Panjang Bebas Pelat Penguat.

Selain itu, kekuatan tarik elemen penguat dan sambungannya, berdasarkan kondisi batas putus tarik pada penampang bersih efektif dan putus geser blok, harus setidaknya sama dengan kekuatan penguat yang dibutuhkan sebagaimana ditentukan di atas. Sambungan ujung penguat dapat dirancang sebagai sambungan kaku atau sambungan pin. Untuk kedua jenis sambungan ujung tersebut, hasil pengujian menunjukkan bahwa respons histeresis serupa untuk KL/r tertentu. Ketika penguat dihubungkan dengan pin dan penguat dirancang untuk menekuk di luar bidang, disarankan agar penguat diakhiri pada pelat penguat minimal dua kali ketebalan pelat penguat dari garis di mana pelat penguat dapat menekuk tanpa hambatan oleh sambungan kolom atau balok. Kondisi ini diilustrasikan pada Gambar 14.9. Pelat penguat juga harus dirancang untuk menahan kekuatan tekan desain anggota penguat tanpa tekuk lokal.

Pengaruh kekakuan ujung harus dipertimbangkan dalam menentukan sumbu tekuk kritis jika kondisi ujung kaku digunakan untuk tekuk di dalam bidang dan sambungan pin digunakan untuk tekuk di luar bidang. Ketika analisis menunjukkan bahwa penyangga akan mengalami tekuk pada bidang rangka yang diperkuat, kekuatan lentur desain sambungan harus sama dengan atau lebih besar dari kekuatan lentur yang diharapkan ($= 1{,}1R_y M_p$) dari penyangga. Pengecualian terhadap persyaratan ini diperbolehkan ketika sambungan penyangga (1) memenuhi persyaratan kekuatan putus tarik yang dijelaskan di atas, (2) dapat mengakomodasi rotasi inelastis yang terkait dengan deformasi pasca-tekuk penyangga, dan (3)

memiliki kekuatan desain setidaknya sama dengan kekuatan tekan nominal ($= A_g F_y$) dari penyangga.

Persyaratan Khusus untuk Konfigurasi Penyangga

Karena penyangga bertemu di tengah bentang balok pada rangka yang diperkuat tipe V dan tipe V terbalik, gaya vertikal yang dihasilkan dari kekuatan tekan dan tarik yang tidak sama dari penyangga dapat berdampak cukup besar pada perilaku siklik. Oleh karena itu, ketika konfigurasi penyangga jenis ini dipertimbangkan untuk SCBF, Ketentuan Seismik AISC mensyaratkan bahwa:

1. Balok yang dipotong oleh penyangga harus menerus di antara kolom.
2. Balok yang dipotong oleh penyangga harus dirancang untuk menahan efek dari semua beban gravitasi tributari yang ditentukan dengan asumsi bahwa penyangga tidak ada.
3. Balok yang dipotong oleh penyangga harus dirancang untuk menahan efek gaya yang ditentukan yang menggabungkan gaya seismik vertikal yang tidak seimbang. Beban seismik yang tidak seimbang ini harus menggantikan efek gaya seismik dalam kombinasi beban, dan merupakan gaya vertikal tidak seimbang maksimum yang diterapkan pada balok oleh penyangga. Beban ini harus dihitung menggunakan nilai minimum P_y untuk penyangga dalam tegangan dan nilai maksimum 0,3 $\emptyset_c$ Pn untuk penyangga dalam kompresi. Persyaratan ini memastikan bahwa balok tidak akan gagal karena gaya tidak seimbang yang besar setelah tekuk penyangga.
4. Flensa atas dan bawah balok pada titik persimpangan penyangga harus diberi penyangga yang memadai; penyangga lateral harus dirancang untuk 2% dari kekuatan flensa balok nominal (= $F_y b_f t_{bf}$).

Untuk OCBF, Ketentuan Seismik AISC mengesampingkan persyaratan ketiga. Namun, anggota penguat perlu dirancang untuk 1,5 kali kekuatan yang dibutuhkan yang dihitung dari kombinasi beban yang ditentukan.

Kolom

Berdasarkan prinsip desain kapasitas, kolom dalam CBF harus dirancang agar tetap elastis ketika semua penguat telah mencapai kapasitas tarik atau tekan maksimumnya dengan mempertimbangkan faktor kekuatan berlebih sebesar 1,1Ry. Ketentuan Seismik AISC juga mensyaratkan bahwa kolom memenuhi persyaratan λ_{ps} (lihat Tabel 14.2). Kekuatan sambungan kolom harus dirancang untuk menahan efek beban yang dikenakan. Pengelasan alur penetrasi parsial pada sambungan kolom telah diamati secara eksperimental mengalami kegagalan secara getas.

Oleh karena itu, Ketentuan Gempa AISC mensyaratkan bahwa sambungan tersebut pada SCBF dirancang untuk setidaknya 200% dari kekuatan yang dibutuhkan, dan dibangun dengan kekuatan minimum 50% dari kekuatan kolom yang diharapkan, $R_y F_y A$, di mana A adalah luas penampang kolom yang lebih kecil yang dihubungkan. Sambungan kolom harus dirancang untuk mengembangkan kekuatan geser nominal dan 50% dari kekuatan lentur nominal dari penampang yang lebih kecil yang dihubungkan. Sambungan harus terletak di sepertiga tengah tinggi bersih kolom.

Rangka Penahan Eksentrik

Hasil penelitian menunjukkan bahwa sistem EBF yang dirancang dengan baik memiliki kekakuan tinggi dalam rentang elastis dan kapasitas daktilitas yang sangat baik dalam rentang inelastis. Kekakuan elastis yang tinggi disediakan oleh penahan dan kapasitas daktilitas yang tinggi dicapai dengan mentransmisikan gaya satu penahan ke penahan lain atau ke kolom melalui geser dan lentur pada segmen balok pendek yang disebut sebagai "sambungan." Gambar 14.8 menunjukkan beberapa susunan tipikal EBF. Pada gambar tersebut, panjang penghubung diidentifikasi dengan huruf e.

Jika dirancang dengan detail yang tepat, penghubung ini menyediakan sumber disipasi energi yang andal. Mengikuti konsep desain kapasitas, tekuk pada penyangga dan balok di luar penghubung dapat dicegah dengan mendesain elemen-elemen ini agar tetap elastis sambil menahan gaya yang terkait dengan penghubung yang sepenuhnya meleleh dan mengeras. Ketentuan Seismik AISC (1997) untuk desain EBF dimaksudkan untuk mencapai tujuan ini.

Penghubung

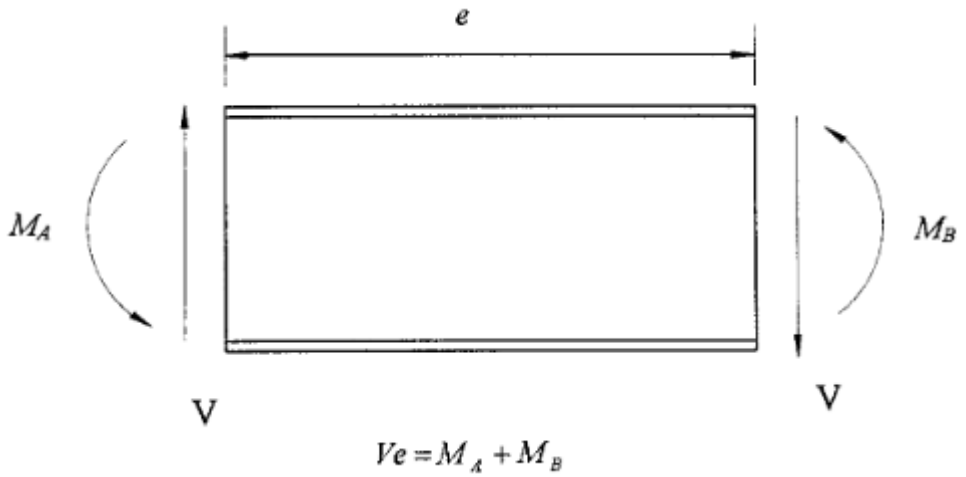
Gambar 14.10 menunjukkan diagram benda bebas dari sebuah penghubung. Jika penghubung pendek, seluruh penghubung akan meleleh terutama dalam geser. Untuk penghubung yang panjang, engsel lentur (atau momen) akan terbentuk di kedua ujung penghubung sebelum engsel "geser" dapat terbentuk. Penghubung yang pendek diinginkan untuk desain EBF yang efisien. Untuk memastikan pelelehan yang stabil, penghubung harus berupa penampang plastis yang memenuhi rasio lebar-ketebalan λ_{ps} yang diberikan pada Tabel 14.2. Pelat penguat yang dilas ke badan penghubung tidak boleh digunakan karena tidak berfungsi sebagaimana mestinya ketika mengalami deformasi inelastis yang besar. Bukaan juga harus dihindari karena berdampak buruk pada kemampuan luluh badan penghubung. Kekuatan geser yang dibutuhkan, V_u, yang dihasilkan dari efek beban yang ditentukan tidak boleh melebihi kekuatan geser desain penghubung, $\emptyset V_n$, di mana ϕ = 0,9. Kekuatan geser nominal penghubung adalah

$$V_n = \min\{V_p, 2M_p/e\} \quad (14.7)$$

$$V_p = 0.60F_yA_w \quad (14.8)$$

di mana $A_w = \left(d - 2t_f\right)t_w$.

Gaya aksial yang besar pada sambungan akan mengurangi kapasitas disipasi energi. Oleh karena itu, pengaruhnya harus dipertimbangkan dengan mengurangi kekuatan geser desain dan panjang sambungan. Jika kekuatan aksial sambungan yang dibutuhkan, Pu, yang dihasilkan dari efek seismik yang ditentukan melebihi $0{,}15P_y$, di mana $P_y = A_gF_y$, persyaratan tambahan berikut harus dipenuhi:



Gambar 14.10 Kesetimbangan Statis Penghubung.

1. Kekuatan geser desain penghubung, $\emptyset V_n$, harus lebih kecil dari $\emptyset Vpa$ atau 2 $\emptyset M_{Pa}/e$, di mana V_{pa} dan M_{Pa} masing-masing adalah kekuatan geser dan lentur tereduksi:

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-\left(P_u/P_y\right)^2} \quad (14.9)$$

$$M_{Pa} = 1.18M_p\left[1-P_u/P_y\right] \quad (14.10)$$

2. Panjang tautan tidak boleh melebihi:

$$\left[1.15-0.5\rho'\left(A_w/A_g\right)\right]1.6M_p/V_p \quad \text{for } \rho'\left(A_w/A_g\right) \geq 0.3 \quad (14.11)$$

$$1.6M_p/V_p \quad \text{for } \rho'\left(A_w/A_g\right) < 0.3 \quad (14.12)$$

Di mana $\rho' = P_u/V_{u*}$

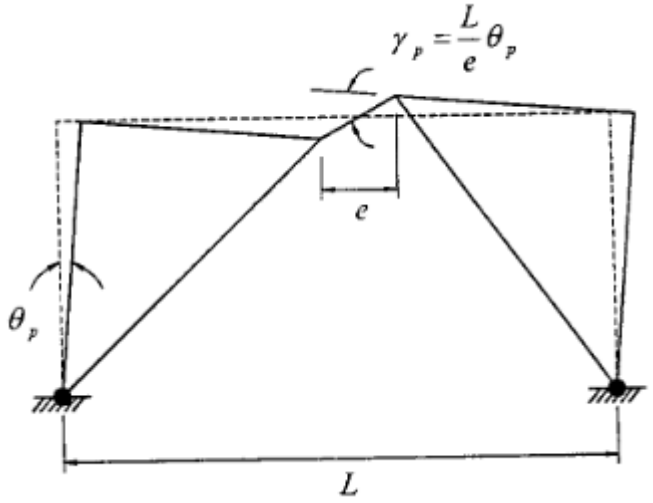
Sudut rotasi penghubung, γ, adalah sudut inelastis antara penghubung dan balok di luar penghubung. Sudut rotasi penghubung dapat ditentukan secara konservatif dengan asumsi bahwa bentang yang ditopang akan mengalami deformasi dalam mekanisme kaku-plastik. Mekanisme plastik untuk satu konfigurasi EBF diilustrasikan pada Gambar 14.11. Rotasi plastik ditentukan menggunakan sudut pergeseran rangka, θ_p dihitung dari perpindahan rangka maksimum. Dengan mengabaikan secara konservatif perpindahan rangka elastis, sudut pergeseran rangka plastis adalah $\theta_p = \delta\ /h$, Di mana δ adalah perpindahan maksimum dan h adalah rangka.

Batang penghubung yang mengalami deformasi geser memiliki kapasitas rotasi yang lebih besar daripada batang penghubung yang mengalami deformasi lentur. Untuk batang penghubung dengan panjang $1{,}6M_p/V_p$ atau lebih pendek (yaitu, batang penghubung geser), kebutuhan rotasi batang penghubung tidak boleh melebihi 0,08 rad. Untuk batang penghubung dengan panjang $2{,}6M_p/V_p$ atau lebih panjang (yaitu, batang penghubung lentur), sudut rotasi batang penghubung tidak boleh melebihi 0,02 rad. Interpolasi garis lurus dapat

digunakan untuk menentukan kapasitas rotasi batang penghubung untuk panjang batang penghubung menengah.

Pengaku Batang Penghubung

Untuk memberikan perilaku daktil di bawah beban siklik yang berat, perhatian yang cermat terhadap detail pengaku web batang penghubung sangat diperlukan. Di ujung batang penghubung, pengaku web penuh harus disediakan di kedua sisi web batang penghubung. Penguat ini harus memiliki lebar gabungan tidak kurang dari $(b_f - 2t_w)$, dan ketebalan tidak kurang dari $0{,}75t_w$ atau ⅜ in. (10 mm), mana yang lebih besar, di mana bf dan tw masing-masing adalah lebar flensa penghubung dan ketebalan web. Untuk menunda tekuk web atau flensa penghubung, penguat web penghubung perantara harus disediakan sebagai berikut.



Gambar 14.11 Mekanisme disipasi energi dari rangka penguat eksentrik.

1. Pada batang geser, jarak penguat web perantara bergantung pada besarnya kebutuhan rotasi batang. Untuk batang dengan panjang 1,6Mp/Vp atau kurang, jarak penguat web perantara tidak boleh melebihi $(30t_w - d/5)$ untuk sudut rotasi batang 0,08 rad, atau $(52tw - d/5)$ untuk sudut rotasi batang 0,02 rad atau kurang. Interpolasi linier harus digunakan untuk nilai antara 0,08 dan 0,02 rad.
2. Batang lentur yang memiliki panjang lebih besar dari $2{,}6M_p/V_p$ tetapi kurang dari $5M_p/V_p$ harus memiliki penguat perantara pada jarak dari setiap ujung batang yang sama dengan 1,5 kali lebar flensa balok. Sambungan antara batas geser dan lentur harus memiliki penguat perantara yang memenuhi persyaratan sambungan geser dan lentur. Jika panjang sambungan lebih besar dari $5M_p/V_p$, penguat perantara tidak diperlukan.
3. Penguat perantara harus memiliki kedalaman penuh agar dapat bereaksi secara efektif terhadap tekuk geser. Untuk sambungan dengan kedalaman kurang dari 25 inci, penguat hanya dapat berada di satu sisi saja. Ketebalan penguat satu sisi tidak boleh kurang dari tw atau ⅜ inci, mana yang lebih besar, dan lebarnya tidak boleh kurang dari $(b_f/2) - t_w$.

4. Las fillet yang menghubungkan penguat sambungan ke badan sambungan harus memiliki kekuatan desain yang memadai untuk menahan gaya sebesar $A_{st}F_y$, di mana Ast adalah luas penguat. Kekuatan desain las fillet yang menghubungkan penguat ke flensa harus memadai untuk menahan gaya sebesar $A_{st}F_y/4$.

Sambungan Penghubung ke Kolom

Kecuali jika digunakan penghubung geser yang sangat pendek, permintaan lentur yang besar bersamaan dengan geser yang tinggi dapat berkembang pada sambungan penghubung ke kolom. Mengingat adanya retakan sambungan momen yang diamati setelah gempa Northridge, kekhawatiran telah muncul mengenai kinerja seismik sambungan penghubung ke kolom selama gempa bumi besar.

Akibatnya, Ketentuan Seismik AISC (1997) mensyaratkan bahwa desain penghubung ke kolom didasarkan pada hasil uji siklik. Pengujian harus mengikuti prosedur pembebanan spesifik dan hasilnya menunjukkan kapasitas rotasi inelastis yang 20% lebih besar daripada yang dihitung dalam desain. Untuk menghindari sambungan penghubung ke kolom, disarankan untuk mempertimbangkan konfigurasi penghubung antara dua penyangga untuk sistem EBF.

Dukungan Lateral Penghubung

Untuk memastikan perilaku stabil sistem EBF, penting untuk menyediakan dukungan lateral pada flensa penghubung atas dan bawah di ujung penghubung. Setiap penyangga lateral harus memiliki kekuatan desain sebesar 6% dari kekuatan flensa penghubung yang diharapkan ($= R_y F_y b_f t_f$).

Penyangga Diagonal dan Balok di Luar Penghubung

Mengikuti konsep desain kapasitas, penyangga diagonal dan segmen balok di luar penghubung harus dirancang untuk menahan gaya maksimum yang dapat dihasilkan oleh penghubung. Dengan mempertimbangkan efek pengerasan regangan, kekuatan yang dibutuhkan dari penyangga diagonal harus lebih besar dari gaya aksial dan momen yang dihasilkan sebesar 1,25 kali kekuatan geser nominal yang diharapkan dari penghubung, $R_y V_n$.

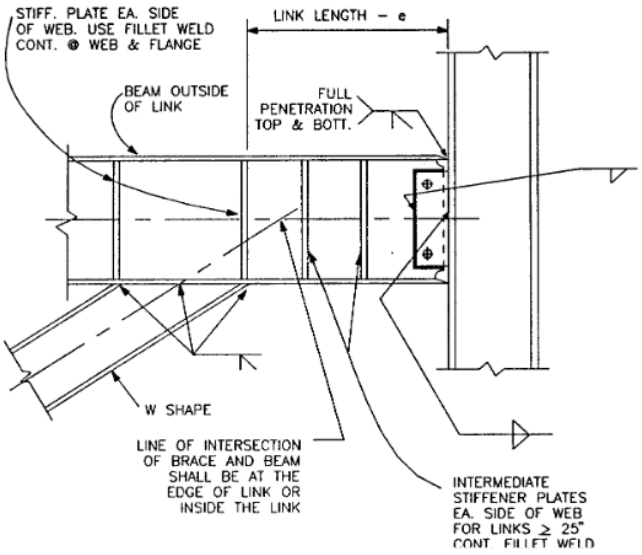
Kekuatan yang dibutuhkan dari balok di luar penghubung harus lebih besar dari gaya yang dihasilkan sebesar 1,1 kali kekuatan geser nominal yang diharapkan dari penghubung. Untuk menentukan kekuatan desain balok, diperbolehkan untuk mengalikan kekuatan desain balok dengan faktor R_y. Gaya geser penghubung akan menghasilkan gaya aksial pada penyangga diagonal. Untuk sebagian besar konfigurasi EBF, komponen horizontal dari gaya penyangga juga menghasilkan gaya aksial yang substansial pada segmen balok di luar penghubung.

Karena penyangga dan balok di luar sambungan dirancang agar tetap elastis, rasio gaya aksial balok atau penyangga terhadap gaya geser sambungan terutama dikendalikan oleh geometri EBF. Rasio ini tidak banyak dipengaruhi oleh aktivitas inelastis di dalam sambungan; oleh karena itu, rasio yang diperoleh dari analisis elastis dapat digunakan untuk meningkatkan gaya aksial balok dan penyangga ke tingkat yang sesuai dengan gaya geser sambungan yang ditentukan di atas.

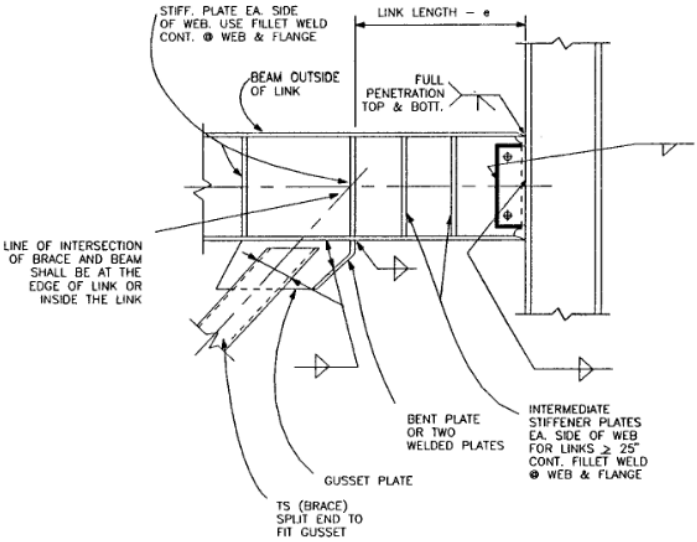
Momen ujung penghubung diimbangi oleh penyangga dan balok di luar penghubung. Jika sambungan penyangga pada penghubung dirancang sebagai sendi, balok itu sendiri seharusnya cukup untuk menahan seluruh momen ujung penghubung. Jika penyangga dianggap menahan sebagian momen ujung penghubung, maka sambungan penyangga pada penghubung harus dirancang sebagai penahan penuh. Jika digunakan, penyangga lateral balok harus disediakan pada flensa atas dan bawah balok.

Setiap penyangga lateral harus memiliki kekuatan yang dibutuhkan sebesar 2% dari kekuatan nominal flensa balok, $F_y b_f t_f$. Kekuatan yang dibutuhkan dari sambungan penyangga diagonal ke balok pada ujung penghubung penyangga harus setidaknya sama dengan kekuatan nominal penyangga yang diharapkan. Pada sambungan antara penyangga diagonal dan balok di ujung penghubung, perpotongan garis tengah penyangga dan balok harus berada di ujung penghubung atau di dalam penghubung (Gambar 14.12 dan 14.13).

Jika perpotongan garis tengah penyangga dan balok terletak di luar penghubung, hal itu akan meningkatkan momen lentur yang dihasilkan pada balok dan penyangga. Rasio lebar-ketebalan penyangga harus memenuhi □ $_p$ yang ditentukan dalam Tabel 14.2.



Gambar 14.12 Penopang Diagonal Yang Terhubung Sepenuhnya Ke Penghubung.



Gambar 14.13 Penyangga Diagonal Yang Dihubungkan Dengan Pin Ke Batang Penghubung.

Sambungan Balok ke Kolom

Sambungan balok ke kolom yang jauh dari batang penghubung dapat dirancang sebagai sambungan geser sederhana. Namun, sambungan tersebut harus memiliki kekuatan yang memadai untuk menahan rotasi di sekitar sumbu longitudinal balok yang dihasilkan dari dua gaya yang sama dan berlawanan arah, minimal 2% dari kekuatan nominal flensa balok, dihitung sebagai $F_y b_f t_f$, dan bekerja secara lateral pada flensa balok.

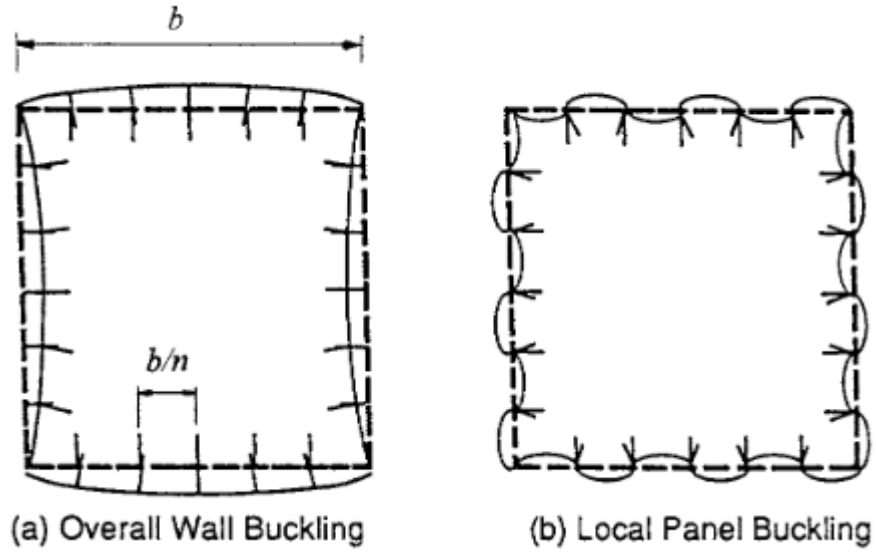
Kekuatan Kolom yang Diperlukan

Kekuatan kolom yang diperlukan harus ditentukan dari kombinasi beban yang ditentukan, kecuali bahwa momen dan beban aksial yang dimasukkan ke dalam kolom pada sambungan batang penghubung atau penyangga tidak boleh kurang dari yang dihasilkan oleh kekuatan nominal batang penghubung yang diharapkan, $R_y V_n$, dikalikan dengan 1,1 untuk memperhitungkan pengerasan regangan. Selain menahan efek beban yang ditentukan, kekuatan desain dan detail sambungan kolom harus mengikuti rekomendasi yang diberikan untuk SCBF.

14.4 DESAIN PILAR KOTAK BAJA YANG DIPERKUAT

Pendahuluan

Ketika keterbatasan ruang mengharuskan penggunaan pilar jembatan berukuran lebih kecil, penampang kotak baja atau melingkar memperoleh keuntungan dibandingkan alternatif beton bertulang. Untuk penampang melingkar atau kotak tanpa penguatan, ketentuan detail daktil dari Ketentuan Seismik AISC (1997) atau CHBDC harus diterapkan, termasuk batas diameter-ke-ketebalan atau lebar-ke-ketebalan. Namun, untuk kolom kotak berdimensi besar, dimungkinkan juga untuk memperkuat pelat dinding dengan menambahkan penguat memanjang dan melintang di dalam penampang.



Gambar 14.14 Mode Tekuk Kolom Kotak Dengan Beberapa Penguat.

Ketentuan desain untuk kolom kotak yang diperkuat tidak tercakup dalam spesifikasi desain AASHTO atau AISC. Tetapi desain dan konstruksi jenis pilar jembatan ini telah umum di Jepang selama lebih dari 30 tahun. Pada bagian-bagian selanjutnya, perilaku dasar pelat yang diperkuat akan ditinjau secara singkat. Kemudian, ketentuan desain yang terdapat dalam Spesifikasi Jembatan Jalan Raya Jepang akan disajikan. Hasil dari investigasi eksperimental, yang dilakukan sebelum gempa Hyogo-ken Nanbu tahun 1995 di Jepang, mengenai kinerja siklik pilar kotak yang diperkuat kemudian digunakan untuk mengevaluasi kapasitas deformasi. Terakhir, pelajaran yang dipetik dari kinerja pilar jenis ini yang diamati dari gempa Hyogo-ken Nanbu akan disajikan.

Stabilitas Pilar Kotak Persegi Panjang yang Diperkuat

Tiga jenis mode tekuk dapat terjadi pada pilar kotak yang diperkuat. Pertama, segmen pelat di antara penguat memanjang dapat mengalami tekuk, dengan penguat bertindak sebagai titik nodal (Gambar 14.14b). Pada jenis "tekuk panel" ini, gelombang tekuk muncul di permukaan pilar, tetapi penguat tidak bergerak secara signifikan tegak lurus terhadap pelat. Kedua, seluruh dinding kotak yang diperkuat dapat mengalami tekuk secara global (Gambar 14.14a). Pada jenis "tekuk dinding" ini, pelat dan penguat bergerak bersama secara tegak lurus terhadap bidang pelat asli. Ketiga, penguat itu sendiri dapat mengalami tekuk terlebih dahulu, yang pada gilirannya memicu mode tekuk lainnya.

Di Jepang, kriteria desain dikembangkan setelah program pengujian ekstensif pelat baja yang diperkuat pada tahun 1960-an dan 1970-an; Hasil dari upaya pengujian ini ditunjukkan pada Gambar 14.15, bersama dengan kurva yang paling sesuai. Parameter kelangsingan yang menentukan absis pada gambar tersebut perlu dijelaskan. Dengan menyadari bahwa tegangan tekuk kritis panel pelat di antara penguat memanjang dapat diperoleh dari hasil yang terkenal dari teori tekuk pelat elastis:

$$F_{cr} = \frac{k_o \pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/nt)^2} \tag{14.13}$$

faktor kelangsingan panel yang dinormalisasi dapat didefinisikan sebagai

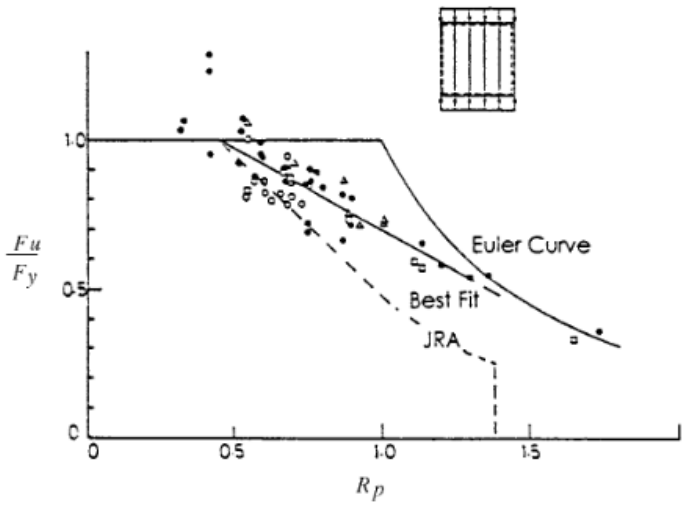
$$R_P = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = \left(\frac{b}{nt}\right)\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)F_y}{k_o \pi^2 E}} \tag{14.14}$$

di mana b dan t masing-masing adalah lebar dan ketebalan pelat yang diperkuat, n adalah jumlah ruang panel pada pelat (yaitu, satu lebih banyak daripada jumlah penguat longitudinal internal di seluruh pelat), E adalah modulus Young, v adalah rasio Poisson (0,3 untuk baja), dan k_o (= 4 dalam kasus ini) adalah faktor yang memperhitungkan kondisi batas. Persyaratan desain Jepang untuk pelat yang diperkuat dalam kompresi didasarkan pada kurva yang disederhanakan dan konservatif yang diperoleh dari data eksperimental (lihat Gambar 14.15):

$$\begin{aligned} \frac{F_u}{F_y} &= 1.0 \quad \text{for } R_p \le 0.5 \\ \frac{F_u}{F_y} &= 1.5 - R_p \quad \text{for } 0.5 < R_p \le 1.0 \\ \frac{F_u}{F_y} &= \frac{0.5}{R_p^2} \quad \text{for } R_p > 1.0 \end{aligned} \tag{14.15}$$

di mana Fu adalah kekuatan tekuk.

Perhatikan bahwa nilai F_u/F_y kurang dari 0,25 tidak diperbolehkan. Ekspresi ini kemudian dikonversi ke format tegangan izin dari kode jembatan Jepang, menggunakan faktor keamanan 1,7. Namun, karena tegangan izin diperbesar dengan faktor 1,7 untuk kombinasi beban yang mencakup efek gempa bumi, ekspresi kekuatan ultimat di atas secara efektif digunakan.



Gambar 14.15 Hubungan antara tegangan tekuk dan Rp dari pelat yang diperkuat.

Titik R_P = 0,5 mendefinisikan batas teoritis antara wilayah di mana tegangan luluh dapat dicapai sebelum tekuk lokal (R_P < 0,5), dan sebaliknya (R_P 0,5). Untuk jenis baja tertentu, Persamaan (14.14) untuk RP = 0,5 sesuai dengan rasio b/nt pembatas:

$$\left(\frac{b}{nt}\right)_o = \frac{162}{\sqrt{F_y}} \tag{14.16}$$

dan untuk lebar pelat tertentu, b, "ketebalan kritis," t_o, adalah

$$t_o = \frac{b\sqrt{F_y}}{162n} \tag{14.17}$$

di mana Fy dalam ksi. Artinya, untuk kolom kotak yang diperkuat dengan lebar tertentu, menggunakan pelat yang lebih tebal dari akan memastikan terjadinya peleburan sebelum tekuk panel.

Untuk dapat mendesain penguat memanjang, perlu untuk mendefinisikan dua parameter tambahan: rasio kekakuan penguat memanjang terhadap pelat, γ_l, dan rasio luas yang sesuai, δ_l. Seperti namanya:

$$\gamma_l = \frac{\text{stiffener flexural rigidity}}{\text{plate flexural rigidity}} = \frac{EI_l}{bD} = \frac{12(1-\nu^2)I_l}{bt^3} = \frac{10.92\ I_l}{{b_t}^3} \approx \frac{11\ I_l}{{b_t}^3} \tag{14.18}$$

di mana I_l adalah momen inersia penampang T yang terdiri dari penguat memanjang dan lebar efektif pelat yang terhubung dengannya (atau, secara lebih konservatif dan praktis, momen inersia penguat memanjang yang diambil terhadap sumbu yang terletak di sisi dalam pelat yang diperkuat). Demikian pula, rasio luas dinyatakan sebagai

$$\delta_l = \frac{\text{stiffener axial rigidity}}{\text{plate axial rigidity}} = \frac{A_l}{bt} \tag{14.19}$$

di mana A_l adalah luas penguat memanjang.

Karena tujuan penambahan penguat pada penampang kotak sebagian untuk menghilangkan keparahan tekuk dinding, terdapat "kekakuan optimum," γ_l^* , dari penguat yang melampaui batas tersebut tekuk panel antara penguat akan berkembang sebelum tekuk dinding. Pada prinsipnya, menurut teori tekuk elastis untuk pelat ideal (yaitu, pelat tanpa ketidaksempurnaan geometris dan tegangan sisa), peningkatan kekakuan lebih lanjut di luar optimum tersebut tidak akan meningkatkan kapasitas tekuk pilar kotak. Meskipun definisi parameter ini yang lebih kompleks ada dalam literatur, deskripsi di atas umumnya cukup untuk pilar kotak yang menjadi perhatian di sini. Kekakuan optimum ini adalah:

$$\gamma_l^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad \text{for } \alpha \le \alpha_o \tag{14.20}$$

Dan

$$\gamma_l^* = \frac{1}{n}\{[2\,n^2\,(1+n\delta_l)-1]^2-1\} \quad \text{for } \alpha > \alpha_o \tag{14.21}$$

di mana α adalah rasio aspek, a/b, dengan a adalah jarak antara penguat melintang (atau diafragma), dan rasio aspek kritis α_o didefinisikan sebagai

$$\alpha_o = \sqrt[4]{1+n\gamma_l} \tag{14.22}$$

Ekspresi ini dapat diperoleh dengan menyadari bahwa, untuk pelat dengan ketebalan kurang dari 1, logis untuk mendesain penguat memanjang sedemikian rupa sehingga tekuk dinding tidak terjadi sebelum tekuk panel dan, akibatnya, minimal mampu mencapai tegangan ultimat yang sama dengan yang terakhir. Mendefinisikan faktor kelangsingan ternormalisasi, R_H, untuk pelat yang diperkuat:

$$R_H = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = \left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{12\,(1-\nu^2)\,F_y}{k_s\,\pi^2 E}} \tag{14.23}$$

Berdasarkan teori tekuk pelat elastis, ks untuk pelat yang diperkuat sama dengan:

$$\begin{aligned} k_s &= \frac{(1+\alpha^2)^2+n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad \text{for } \alpha \le \alpha_o \\ k_s &= \frac{2\left(1+\sqrt{1+n\gamma_l}\right)}{(1+n\delta_l)} \quad \text{for } \alpha > \alpha_o \end{aligned} \tag{14.24}$$

Dengan menetapkan R_H = R_P (yaitu, tekuk dinding dan tekuk panel dapat menghasilkan tegangan ultimate yang sama), ekspresi untuk γ_I^* dalam Persamaan (14.20) dan (14.21) dapat diturunkan. Dengan demikian, ketika ketebalan pelat yang diperkuat, t, kurang dari t_o, Spesifikasi JRA menetapkan bahwa Persamaan (14.20) atau (14.21) digunakan untuk menentukan kekakuan yang dibutuhkan dari penguat longitudinal.

Namun, ketika pelat yang lebih tebal dari to dipilih, penguat yang lebih besar tidak diperlukan karena peleburan akan terjadi sebelum tekuk. Ini berarti bahwa tegangan tekuk kritis untuk tekuk dinding tidak perlu melebihi tegangan leleh, yang dicapai oleh tekuk panel ketika $t = t_o$. Rasio kelangsingan panel untuk $t = t_o$ adalah

$$R_{P(t=t_o)} = \frac{b}{nt_o}\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)F_y}{k_o\pi^2 E}} \tag{14.25}$$

Dengan menyamakan R_P dengan R_H pada Persamaan (14.23), γ_l^* yang dibutuhkan dapat diperoleh sebagai berikut:

$$\gamma_l^* = 4\alpha^2 n\left(\frac{t_o}{t}\right)^2 (1 + n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad \text{for } \alpha \le \alpha_o \backslash tag14.26 \tag{14.26}$$

Dan

$$\gamma_l^* = \frac{1}{n}\left\{\left[2\,n^2\left(\frac{t_o}{t}\right)^2 (1 + n\delta_l) - 1\right]^2 - 1\right\} \quad \text{for } \alpha > \alpha_o \tag{14.27}$$

Perlu dicatat bahwa persyaratan di atas tidak menjamin perilaku daktil pilar baja. Untuk mencapai daktilitas yang lebih tinggi untuk aplikasi seismik di wilayah seismik sedang hingga tinggi, sebaiknya batasi t hingga . Selain persyaratan di atas, batas kelangsingan konvensional diberlakukan untuk mencegah tekuk lokal pada penguat sebelum anggota utama. Misalnya, ketika batang datar digunakan, rasio lebar-ketebalan (λ_r) yang membatasi untuk penguat adalah $95\sqrt{F_y}$.

Persyaratan JRA untuk desain kolom kotak yang diperkuat diringkas sebagai berikut.

1. Setidaknya dua penguat dengan mutu baja tidak kurang dari mutu pelat diperlukan. Penguat harus berjarak sama sehingga pelat yang diperkuat dibagi menjadi n interval yang sama. Untuk mempertimbangkan efek menguntungkan dari gradien tegangan, b/nt dalam Persamaan (14.14) dapat diganti dengan $b/nt\vartheta$, di mana φ dihitung sebagai

$$\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \tag{14.28}$$

   Dalam persamaan di atas, σ_1 dan σ_2 adalah tegangan di kedua tepi pelat; tegangan tekan didefinisikan sebagai positif, dan $\sigma_1 > \sigma_2$. Nilai ϑ sama dengan 1 untuk kompresi seragam dan 2 untuk tegangan yang sama dan berlawanan di kedua tepi pelat. Jika diperkirakan akan terbentuk engsel plastis, lebih konservatif untuk mengasumsikan nilai φ sebesar 1.
2. Setiap penguat memanjang perlu memiliki luas dan kekakuan yang cukup untuk mencegah tekuk dinding. Luas minimum yang dibutuhkan, dalam bentuk rasio luas pada Persamaan (14.19), adalah

$$(\delta_l)_{min} = \frac{1}{10n} \tag{14.29}$$

   Momen inersia minimum yang dibutuhkan, yang dinyatakan dalam bentuk rasio kekakuan pada Persamaan (14.18), ditentukan sebagai berikut. Bila kedua persyaratan berikut terpenuhi, gunakan Persamaan (14.26) untuk $t \ge t_o$ atau Persamaan (14.20) untuk $t < t_o$:

$$\alpha \leq \alpha_o \tag{14.30}$$

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11}\left(\frac{1+n\gamma_l^*}{4\alpha^3}\right) \tag{14.31}$$

di mana ini adalah momen inersia penguat transversal, yang diambil di dasar penguat. Jika tidak, gunakan Persamaan (14.27) untuk $t \geq to$ atau Persamaan (14.21) untuk $t < t_o$.

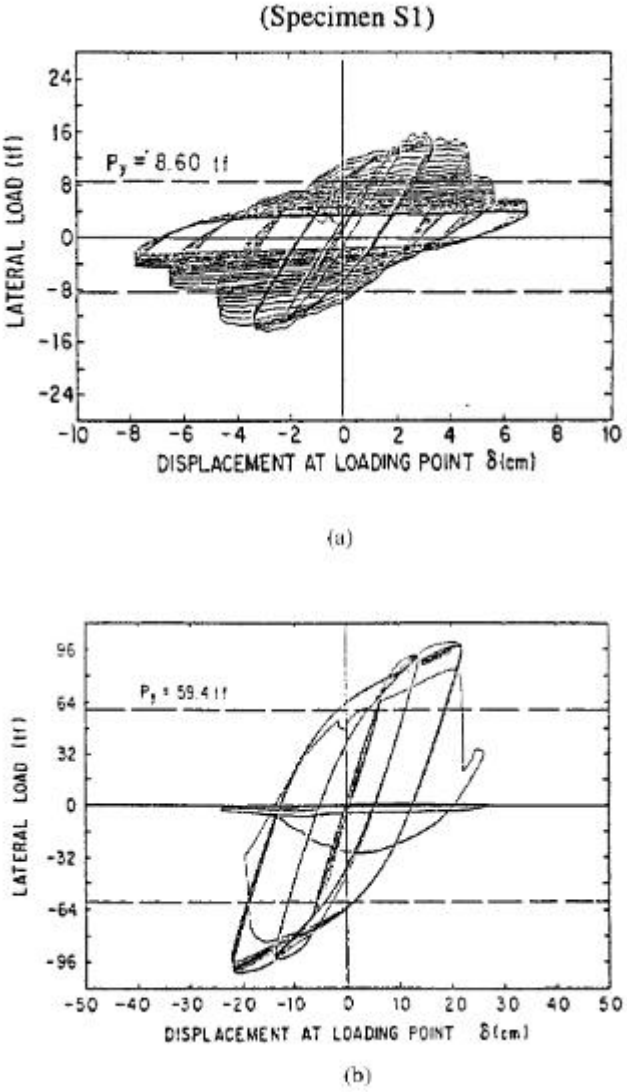
Penelitian Jepang Sebelum Gempa Bumi Hyogo-ken Nanbu 1995

Meskipun pilar jembatan kotak baja besar telah digunakan dalam pembangunan jalan tol Jepang setidaknya selama 30 tahun, penelitian tentang ketahanan seismiknya baru dimulai pada awal tahun 1980-an. Uji siklik inelastis pertama pilar kotak berdinding tipis dilakukan oleh Usami dan Fukumoto serta Fukumoto dan Kusama. Pengujian lain dilakukan oleh Institut Penelitian Pekerjaan Umum Kementerian Konstruksi (misalnya, Kawashima dan rekan-rekan. MacRae dan Kawashima) dan kelompok penelitian di berbagai universitas (misalnya, Watanabe dan rekan-rekan, Usami dan rekan-rekan. Nishimura dan rekan-rekan).

Pengujian Institut Penelitian Pekerjaan Umum mempertimbangkan 22 pilar kotak yang diperkuat dengan konfigurasi yang mewakili pilar yang digunakan di beberapa jalan tol utama Jepang. Parameter yang dipertimbangkan dalam investigasi meliputi kekuatan luluh, ukuran las, jenis dan urutan pembebanan, jenis penguat (batang datar vs. pohon struktural), dan pengisi beton sebagian tinggi. Beban aksial berkisar dari 7,8 hingga 11% dari beban luluh aksial diterapkan pada spesimen kantilever untuk pengujian siklik. Respons histeresis tipikal dari satu pilar baja dan satu pilar dengan pengisi beton pada sepertiga bagian bawah tinggi pilar ditunjukkan pada Gambar 14.16.

Untuk spesimen baja polos, hasil pengujian menunjukkan bahwa pelat yang diperkuat mampu mengalami peleburan dan pengerasan regangan. Rasio rata-rata antara kekuatan lateral maksimum dan kekuatan leleh yang diprediksi adalah sekitar 1,4; rasio yang sesuai antara kekuatan maksimum dan kekuatan plastis adalah sekitar 1,2. Daktilitas perpindahan berkisar antara 3 dan 5. Berdasarkan Persamaan (14.2), tingkat daktilitas dan kekuatan struktural berlebih yang diamati menunjukkan bahwa faktor modifikasi respons, R, untuk jenis pilar ini dapat diambil secara konservatif sebagai 3,5 (≈1,2 × 3). Spesimen dengan rasio γI / γ* kurang dari 2,0 berperilaku dalam mode tekuk dinding dengan degradasi kekuatan yang parah. Sebaliknya, spesimen menunjukkan tekuk panel lokal.

Empat dari 22 spesimen diisi dengan beton di atas sepertiga bagian bawah tingginya. Sebelum gempa Hyogo-ken Nanbu, di Jepang bukanlah hal yang aneh untuk mengisi pilar jembatan dengan beton guna mengurangi kerusakan yang mungkin terjadi akibat tabrakan kendaraan dengan pilar; umumnya efek pengisian beton diabaikan dalam perhitungan desain. Sebelum pengujian, diperkirakan bahwa pengisian beton akan meningkatkan kapasitas deformasi karena tekuk ke dalam pelat yang diperkuat dihambat.

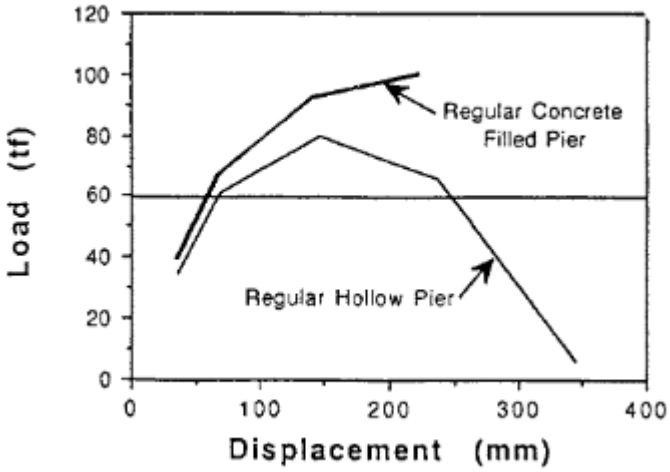


Gambar 14.16 Respons Histeresis Dari Dua Pilar Kotak Yang Diperkuat.

Gambar 14.17 membandingkan amplop respons dari dua spesimen identik, kecuali satu dengan dan yang lainnya tanpa pengisian beton. Untuk spesimen yang diisi beton, sedikit tekuk pelat yang diamati, dan kekuatan lateral sekitar 30% lebih tinggi daripada spesimen baja polos. Selain menunjukkan mode tekuk ulet, semua spesimen yang diisi beton mengalami patah getas di dalam atau di sekitar las di dasar pilar. Lihat Gambar 14.16b untuk respons siklik tipikal. Tampaknya efek komposit, yang tidak hanya meningkatkan kekuatan lentur keseluruhan tetapi juga menyebabkan pergeseran sumbu netral, menghasilkan beban berlebih pada sambungan las. Akibatnya, kapasitas daktilitas berkurang hingga 23%. Tampaknya dari hasil pengujian, sambungan las di dasar pilar perlu dirancang untuk kekuatan berlebih termasuk efek komposit.

Sebagian besar upaya penelitian pada tahun-tahun sebelum gempa Hyogo-ken Nanbu menyelidiki efektivitas berbagai strategi untuk meningkatkan kinerja seismik, daktilitas, dan disipasi energi pilar baja tersebut. Di antara faktor-faktor yang diamati memiliki pengaruh yang menguntungkan adalah penggunaan (1) rasio $\gamma_I \,/\, \gamma_I^*$ di atas 3 sebagai minimum, atau lebih

disukai 5; (2) penguat memanjang yang memiliki mutu baja lebih tinggi daripada pelat kotak; (3) jumlah penguat minimal; (4) pengisian beton pilar baja; dan (5) kolom kotak yang memiliki sudut bulat, dibangun dari pelat bengkok, dan memiliki sambungan las yang jauh dari sudut, sehingga menghindari sudut las tajam yang biasanya rawan masalah.



Gambar 14.17 Pengaruh Pengisian Pada Amplop Respons Siklik.

Penelitian Jepang setelah Gempa Bumi Hyogo-ken Nanbu 1995

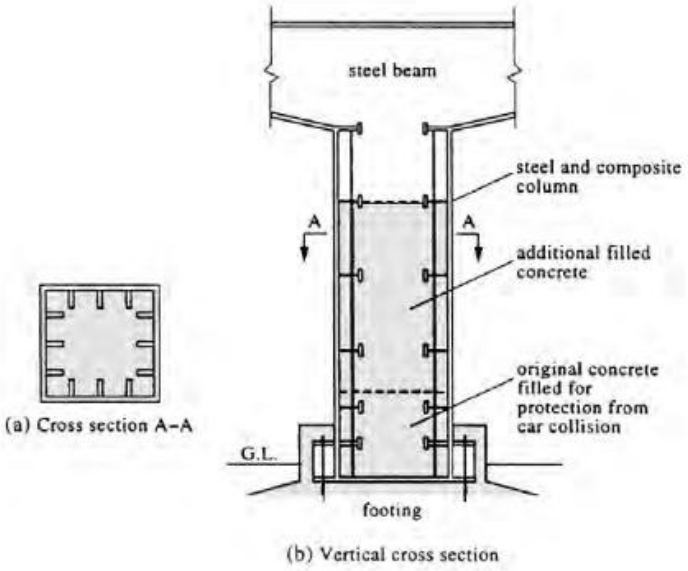
Pilar jembatan baja diuji secara berat selama gempa bumi Hyogo-ken Nanbu 1995 di Jepang. Rekaman gerakan tanah di daerah tersebut menunjukkan bahwa gempa bumi dengan magnitudo 7,2 menghasilkan kecepatan tanah puncak sekitar 90 cm/s (percepatan tanah puncak sekitar 0,8 g). Dari semua pilar jembatan baja, sekitar 1% mengalami kerusakan parah atau bahkan runtuh. Namun sekitar setengah dari pilar jembatan baja mengalami kerusakan sampai tingkat tertentu.

Selain tekuk dinding dan tekuk panel, kerusakan pada dasar pilar, berupa patahan las atau pemanjangan plastis baut jangkar, juga diamati. Berdasarkan pola tekuk yang diamati, Watanabe dan rekan-rekan. menyarankan bahwa lebar-ketebalan pelat dinding perlu dikurangi lebih lanjut, dan kekakuan penguat yang dibutuhkan, γ_l^* , perlu ditingkatkan tiga kali lipat.

Setelah gempa Hyogo-ken Nanbu, pengisian beton pada pilar baja yang ada, baik yang rusak maupun tidak rusak, disarankan sebagai salah satu cara paling efektif untuk memperkuat pilar kotak yang diperkuat. Gambar 14.18 menunjukkan contoh tipikal perbaikan. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 14.17, pengisian beton akan meningkatkan kekuatan lentur pilar, sehingga menimbulkan tuntutan gaya yang lebih tinggi pada fondasi dan sambungan (las dan baut jangkar) di dasar pilar. Oleh karena itu, efek komposit perlu dipertimbangkan dalam desain perbaikan. Kapasitas fondasi dan sambungan dasar juga perlu diperiksa untuk memastikan bahwa bagian terlemah dari struktur yang diperbaiki tidak berada di daerah ini. Karena pengisian beton akan memaksa pelat dinding yang diperkuat untuk menekuk ke luar,

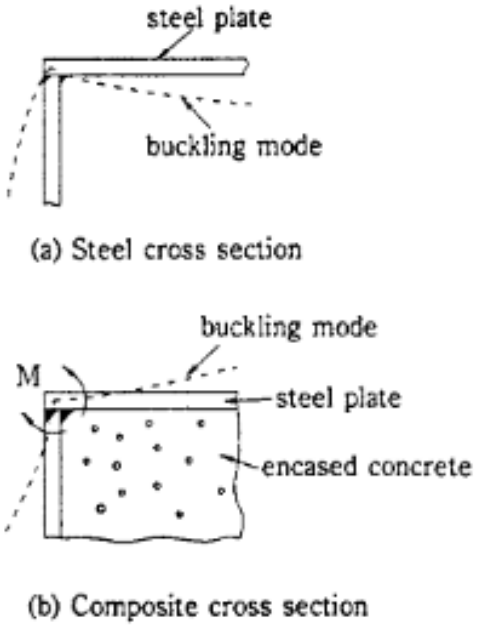
sambungan las antara pelat dinding kemungkinan akan mengalami tegangan yang lebih tinggi (lihat Gambar 14.19).

Karena pengisian beton untuk perbaikan seismik dapat menimbulkan beberapa efek yang tidak diinginkan, solusi alternatif telah dicari yang akan meningkatkan kapasitas deformasi sambil menjaga peningkatan kekuatan seminimal mungkin. Berdasarkan tekuk yang diamati pada pelat yang diperkuat yang menyebabkan sebagian besar kerusakan pada pilar persegi panjang, Nishikawa dan rekan-rekan. berhipotesis bahwa tekuk lokal tidak selalu merupakan kondisi batas akhir. Mereka mengamati bahwa pilar jembatan mengalami kerusakan terbatas ketika sudut penampang kotak tetap lurus, tetapi pilar mengalami deformasi parah ketika las sudut yang patah tidak dapat mempertahankan sudut tetap lurus. Untuk mendemonstrasikan konsep mereka, tiga skema perbaikan yang ditunjukkan pada Gambar 14.20a diverifikasi dengan pengujian siklik. Spesimen No. 3 diperbaiki dengan menambahkan penguat.



Gambar 14.18 Pilar Kotak Kaku Yang Telah Dimodifikasi Dengan Pengisi Beton.

Sudut kotak Spesimen No. 4 diperkuat dengan pengelasan sudut dan pelat sudut, sedangkan sudut penguat Spesimen No. 5 dibaut ke pelat dinding yang diperkuat. Kurva respons pada Gambar 14.20b menunjukkan bahwa Spesimen No. 5 memiliki peningkatan kekuatan lateral paling sedikit dibandingkan Spesimen No. 2 yang tidak diretrofit, namun kapasitas deformasinya sebanding dengan spesimen lain yang telah diretrofit.



Gambar 14.19 Pengaruh Pengisian Beton Pada Sambungan Las Pilar Kotak Yang Diperkuat.

14.5 SKEMA ALTERNATIF

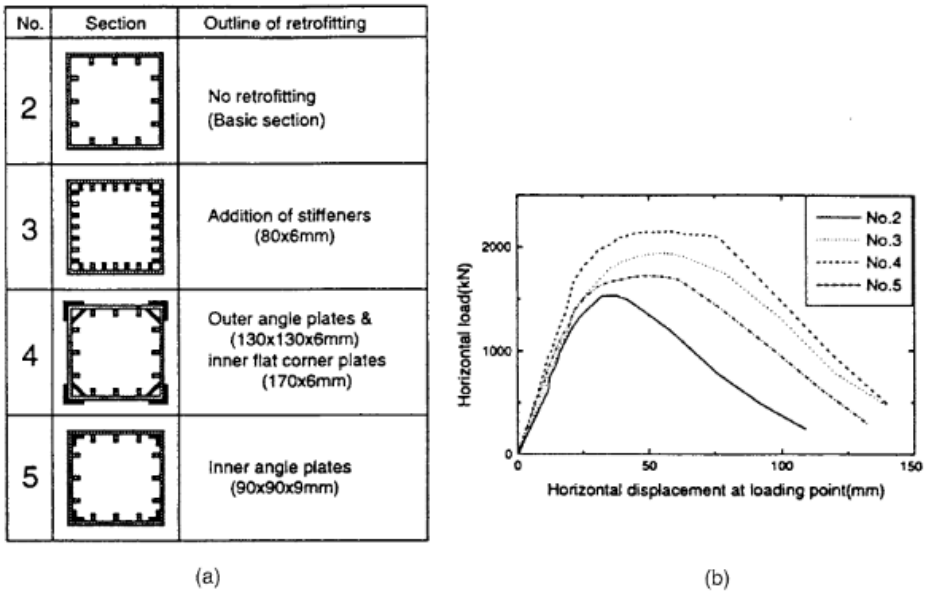
Seperti yang dijelaskan di atas, kerusakan pada komponen substruktur seperti abutmen, pilar, bantalan, dan lainnya telah terbukti memiliki konsekuensi besar, seringkali menyebabkan runtuhnya bentang jembatan. Oleh karena itu, ketika jembatan yang ada menjadi target rehabilitasi seismik, perhatian yang besar perlu diberikan pada elemen substruktur ini. Biasanya, praktik perbaikan saat ini adalah dengan memperkuat atau mengganti anggota non-daktil yang ada (misalnya, ATC, Buckle et al, Shirolé dan Malik), meningkatkan kapasitas daktilitas (misalnya, Degenkolb, Priestley et al), atau mengurangi tuntutan gaya pada elemen substruktur yang rentan menggunakan teknik isolasi dasar atau modifikasi struktural lainnya (misalnya, Mayes et al, Astaneh-Asl).

Meskipun semua pendekatan ini terbukti efektif, hanya konsep isolasi dasar yang saat ini mengakui bahwa kekurangan seismik yang disebabkan oleh kelemahan substruktur dapat diatasi dengan beroperasi di tempat lain selain pada substruktur itu sendiri. Selain itu, semua pendekatan dapat mahal, bahkan isolasi dasar dalam kasus-kasus di mana modifikasi abutmen yang signifikan dan perubahan struktural lainnya diperlukan untuk memungkinkan perpindahan besar pada bantalan isolasi dan redistribusi beban lateral di antara pilar. Oleh karena itu, strategi perbaikan seismik yang mengandalkan diafragma ujung daktil yang dimasukkan ke dalam struktur baja, jika efektif, dapat memberikan alternatif.

Analisis beban lateral telah mengungkapkan peran penting yang dimainkan oleh diafragma ujung pada jembatan baja pelat-di-atas-girder. Tanpa diafragma ujung, girder akan mengalami distorsi parah pada penyangganya, terlepas dari apakah diafragma perantara yang kaku ada atau tidak di sepanjang bentang. Karena diafragma ujung merupakan penghubung utama di sepanjang jalur beban untuk gaya inersia yang diinduksi secara seismik pada tingkat dek, mungkin saja, dalam beberapa kasus, kerusakan dapat dicegah agar tidak terjadi pada

substruktur non-daktil (yaitu, pilar, fondasi, dan bantalan) dengan mengganti diafragma baja di atas abutmen dan pilar dengan diafragma daktil yang dirancang khusus dan dikalibrasi untuk meleleh sebelum kekuatan substruktur tercapai. Tujuan ini diilustrasikan secara skematis pada Gambar 14.21 untuk jembatan pelat-di-atas-girder dan pada Gambar 14.22 untuk jembatan rangka dek.

Namun, dalam kasus terakhir, diafragma daktil harus dimasukkan pada panel lateral bawah terakhir sebelum penyangga, selain diafragma ujung; pada jembatan rangka dek, gaya inersia yang diinduksi gempa bumi dalam arah melintang pada tingkat dek bekerja dengan eksentrisitas yang cukup besar terhadap penyangga reaksi rangka, dan seluruh struktur atas (penguat lateral atas dan bawah, penguat rangka silang ujung dan dalam, dan komponen penahan beban lateral lainnya) dimobilisasi untuk mentransfer gaya-gaya ini dari dek ke penyangga.

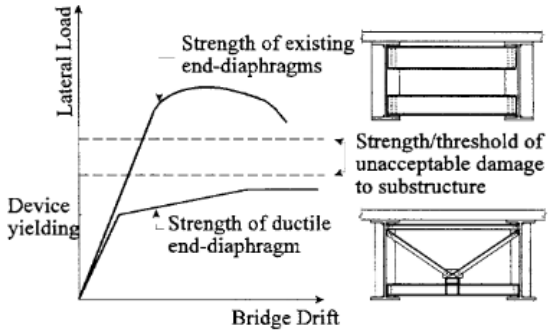


Gambar 14.20 Perbaikan struktur tahan gempa tanpa pengisi beton. (a) Skema perbaikan; (b) amplop respons.

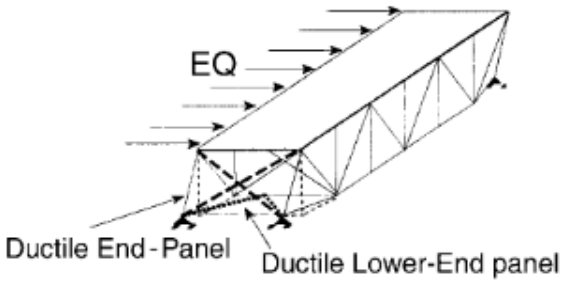
Meskipun secara konseptual sederhana, implementasi diafragma daktil pada jembatan yang ada memerlukan pertimbangan banyak kendala kekuatan, kekakuan, dan pergeseran yang relevan dengan jenis jembatan baja yang diteliti. Misalnya, untuk jembatan pelat-di-atas-girder, karena girder dengan penguat bantalan besar pada penyangga dapat memberikan kontribusi yang tidak dapat diabaikan terhadap kekuatan lateral jembatan, diafragma daktil yang kaku lebih disukai. Pengujian mengkonfirmasi bahwa diafragma daktil yang dilas kaku memang lebih efektif daripada alternatif yang dibaut. Sedangkan untuk rangka dek, batas atas dan bawah diberlakukan pada kekakuan diafragma daktil untuk memenuhi persyaratan pergeseran dan daktilitas maksimum, dan strategi solusi sistematis seringkali diperlukan untuk mencapai perbaikan yang dapat diterima.

Banyak jenis sistem yang mampu melakukan disipasi energi seismik pasif yang stabil dapat berfungsi sebagai diafragma daktil. Di antara sistem-sistem tersebut, EBF yang disajikan pada Bagian 14.3.2, sistem panel geser (SPS), dan perangkat peredam dan kekakuan tambahan pelat segitiga baja (TADAS) telah mendapat perhatian khusus dalam aplikasi bangunan.

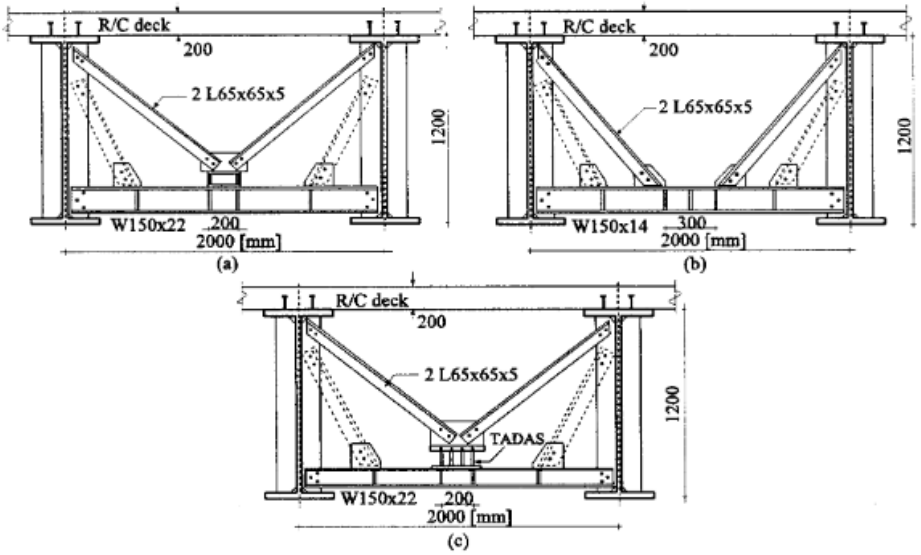
Namun, sepengetahuan penulis, belum ada aplikasi ini yang dipertimbangkan hingga saat ini untuk struktur jembatan. Hal ini mungkin sebagian disebabkan oleh tidak adanya ketentuan desain seismik dalam kode jembatan Amerika Utara. Contoh bagaimana sistem-sistem ini akan diimplementasikan pada diafragma ujung jembatan slab-on-girder bentang 15. m yang khas ditunjukkan pada Gambar 14.23. Implementasi serupa pada rangka dek ditunjukkan pada Gambar 14.24.



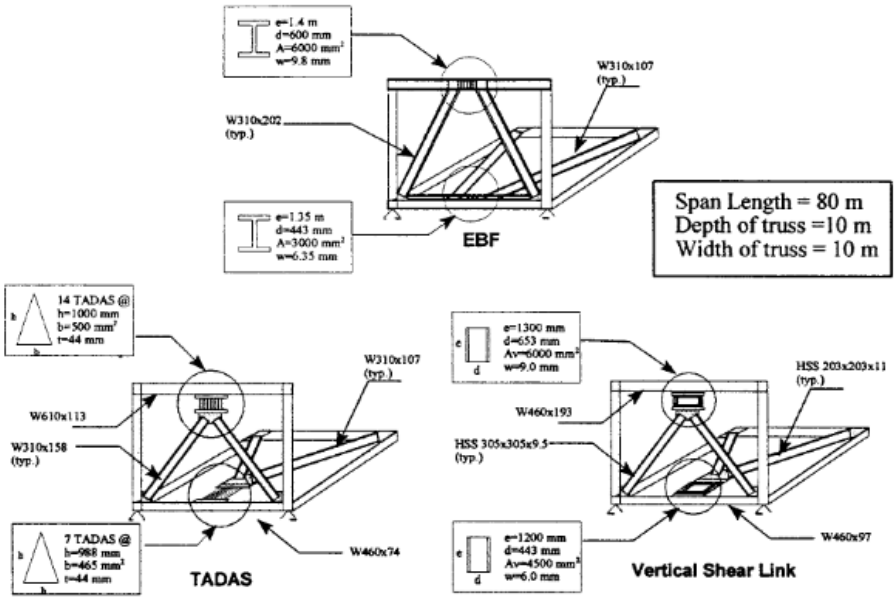
Gambar 14.21 Ilustrasi Skematis Konsep Diafragma Ujung Daktil.



Gambar 14.22 Konsep Perbaikan Diafragma Daktil Pada Rangka Dek.



Gambar 14.23 Diafragma ujung daktil pada jembatan bentang 15. m tipikal (a) SPS; (b) EBF; (c) TADAS. (Girder tanpa penahan lainnya tidak ditampilkan; elemen bertitik hanya jika diperlukan untuk tujuan pengangkatan karena alasan non-seismik).



Gambar 14.24 Contoh Sistem Perbaikan Daktil Di Ujung Bentang Rangka Dek.

Meskipun konsep diafragma daktil menjanjikan dan tampak memuaskan untuk bentang yang ditopang oleh substruktur kaku berdasarkan hasil yang tersedia pada saat penulisan ini, dan bahkan bisa sama efektifnya pada struktur baru, penelitian lebih lanjut diperlukan sebelum implementasi umum dimungkinkan. Secara khusus, verifikasi eksperimental skala besar dari konsep dan perilaku yang diharapkan sangat diinginkan; studi parametrik untuk menyelidiki rentang kekakuan substruktur yang dapat membuat strategi perbaikan ini efektif juga diperlukan.

Perlu juga dicatat bahwa konsep ini hanya memberikan peningkatan ketahanan seismik dan perlindungan substruktur untuk komponen eksitasi seismik transversal terhadap jembatan, dan harus dikombinasikan dengan perangkat lain yang membatasi perpindahan seismik longitudinal, seperti penguatan bantalan sederhana, bumper karet, dan sejenisnya. Lembaga transportasi yang berpengalaman dalam perbaikan jembatan tahan gempa telah menunjukkan bahwa kekurangan pada arah longitudinal jembatan ini biasanya lebih mudah diatasi daripada kekurangan pada arah lateral.

BAB 15.
PRAKTIK PERBAIKAN STRUKTUR TAHAN GEMPA

15.1 PENDAHULUAN

Hingga gempa Loma Prieta tahun 1989, sebagian besar Amerika Serikat belum memperhatikan desain tahan gempa untuk jembatan, meskipun sekitar 37 negara bagian memiliki tingkat bahaya gempa tertentu dan ada ratusan jembatan di negara bagian lain yang telah dirancang dengan kriteria tahan gempa yang tidak memadai untuk gaya dan perpindahan gempa yang kita ketahui saat ini. Gempa bumi baru-baru ini, seperti gempa San Fernando, California tahun 1971; gempa Tangshan, Tiongkok tahun 1976; gempa Loma Prieta, California tahun 1989; gempa Northridge, California tahun 1994; dan gempa Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Jepang tahun 1995, telah berulang kali menunjukkan kerentanan seismik jembatan yang ada dan kebutuhan mendesak untuk perbaikan seismik.

Departemen Transportasi California (Caltrans) memiliki dan memelihara lebih dari 12.000 jembatan (bentang lebih dari 6 m) dan sekitar 6000 struktur jalan raya lainnya seperti gorong-gorong (bentang kurang dari 6 m), instalasi pompa, terowongan, pipa, fasilitas inspeksi patroli jalan raya, stasiun pemeliharaan, plaza tol, dan struktur terkait transportasi lainnya. Terdapat jumlah yang hampir sama pada sistem Kota dan Kabupaten. Segera setelah gempa San Fernando pada 9 Februari 1971, Caltrans memulai peningkatan komprehensif Spesifikasi Desain Seismik Jembatan, detail konstruksi, dan program perbaikan seismik jembatan di seluruh negara bagian untuk memperkuat jembatan non-daktil yang lebih tua secara sistematis.

Keberhasilan program desain dan perbaikan seismik jembatan serta keberhasilan desain seismik di masa depan untuk jembatan California sebagian besar didasarkan pada program penelitian seismik yang dipercepat dan "berfokus pada masalah" yang telah memberikan jaminan kepada komunitas desain jembatan bahwa spesifikasi dan detail desain baru bekerja dengan andal dan memenuhi kriteria kinerja. Insinyur staf Caltrans, perusahaan konsultan, tim peninjau sejawat independen, dan peneliti universitas telah bekerja sama dalam program desain seismik jembatan dan penguatan perbaikan ini untuk memenuhi tantangan yang disajikan dalam laporan Dewan Penyelidikan Juni 1990.

Bab ini membahas filosofi dan prosedur perbaikan struktur jembatan tahan gempa yang dipraktikkan oleh para insinyur jembatan California. Isu-isu yang dibahas dalam bab ini dapat sangat bermanfaat bagi negara bagian dan negara-negara yang menghadapi ancaman gempa bumi dengan magnitudo yang lebih kecil, namun memiliki sedikit dukungan finansial untuk perbaikan struktur tahan gempa, dan terlebih lagi untuk penelitian dan pengembangan detail struktur tahan gempa.

15.2 IDENTIFIKASI DAN PRIORITAS

Sebagai bagian dari program perbaikan struktur tahan gempa, fase pertama adalah mengidentifikasi daftar jembatan spesifik yang membutuhkan perbaikan. Daftar jembatan tersebut juga perlu diprioritaskan dengan memperhatikan jembatan mana yang menimbulkan risiko terbesar bagi masyarakat dan oleh karena itu harus menjadi yang pertama memasuki fase desain di mana analisis terperinci diselesaikan dan rencana konstruksi perbaikan diselesaikan untuk penawaran. Untuk mengidentifikasi dan memprioritaskan sekelompok proyek jembatan, jenis analisis kasar harus diselesaikan. Analisis ini dilakukan untuk mempercepat proses pencapaian keselamatan di lokasi dengan risiko terbesar. Analisis ini tidak boleh disamakan dengan analisis sistem jembatan terperinci yang dilakukan sebagai bagian dari fase desain.

Proses ini pada dasarnya mengidentifikasi proyek-proyek yang perlu ditangani terlebih dahulu. Perlu diakui bahwa tidak realistis untuk mengevaluasi sistem jembatan secara detail dalam jumlah besar secara bersamaan; namun, sangat mungkin untuk mengidentifikasi jembatan-jembatan yang memiliki karakteristik yang membuat jembatan rentan, atau setidaknya lebih rentan, selama gempa bumi di masa lalu. Analisis kasar ini kemungkinan besar merupakan tinjauan kolektif dari basis data (1) parameter struktural jembatan yang memberikan wawasan tentang kapasitas sistem untuk menahan beban gempa dan (2) parameter lokasi jembatan yang memberikan wawasan tentang potensi suatu lokasi untuk mengalami gerakan seismik yang mengancam. Dalam kasus banyak parameter yang akan dievaluasi, pengukuran relatif dimungkinkan. Misalnya, jika massa diakui sebagai karakteristik yang menyebabkan perilaku buruk, maka sistem jembatan dapat dibandingkan secara kuantitatif dengan massa efektifnya.

Karena proses identifikasi dan prioritisasi sangat cocok untuk komputer berkecepatan tinggi, proses itu sendiri rentan untuk disempurnakan melebihi kapasitas efektifnya. Hal ini juga rentan terhadap kesalahan karena kelalaian yang jelas akibat godaan untuk menyelesaikan upaya tersebut tanpa peninjauan yang tepat terhadap hasil yang dihasilkan komputer (yaitu, jangan pernah membiarkan komputer membuat keputusan yang seharusnya dibuat oleh seorang insinyur). Hasilnya harus ditinjau dengan cermat untuk memeriksa apakah masuk akal secara teknik dan dapat diulang. Dalam prosedur Caltrans, tiga insinyur berpengalaman yang berbeda meninjau setiap set rencana jembatan dan harus ada konsensus untuk melakukan perbaikan atau tidak. Akal sehat dan pengalaman sangat penting dalam proses penyaringan ini.

Bahaya

Ancaman seismik terhadap struktur jembatan adalah potensi gerakan yang cukup besar untuk menyebabkan kegagalan terjadi di lokasi jembatan. Ukuran ancaman seismik ini pada akhirnya berkembang menjadi sumber sisi permintaan dari persamaan desain fundamental. Ancaman tersebut dikarakterisasi dalam berbagai cara dan disajikan dalam berbagai format. Salah satu metode yang diakui adalah dengan mengasumsikan pendekatan deterministik dan mengenali satu ukuran batas atas dari potensi besaran kejadian untuk semua patahan di dekatnya, mengasumsikan karakterisasi gerakan untuk sumber patahan,

memperhitungkan peluruhan gerakan dengan jarak dari setiap patahan, dan mengkarakterisasi gerakan di suatu lokasi menggunakan parameter terpilih seperti percepatan batuan spektral pada 1 H.

Alternatifnya, pendekatan probabilistik dapat diadopsi yang secara sistematis menggabungkan probabilitas dari berbagai skenario patahan dan pelemahan gerakan yang menghasilkan skenario tersebut ke lokasi. Gerakan-gerakan ini kemudian dapat dikarakterisasi dengan berbagai cara, termasuk informasi tambahan berupa ukuran probabilitas terjadinya. Tidak ekonomis untuk melakukan studi gerakan tanah probabilistik untuk setiap jembatan. Ukuran, umur, dan fondasi yang tidak biasa umumnya akan menentukan kebutuhannya.

Pengaruh geologi lokal di berbagai lokasi umumnya diperhitungkan dengan menggunakan berbagai teknik. Gerakan-gerakan tersebut dapat dipadukan dengan respons lokasi, yang sering dimasukkan ke dalam sisi permintaan, yang kemudian disebut bahaya. Peta bahaya biasanya tersedia dalam spesifikasi desain jembatan.

Kerentanan Struktural

Kerentanan suatu sistem jembatan merupakan ukuran dari mekanisme kegagalan potensial sistem tersebut. Sampai batas tertentu, semua struktur jembatan pada akhirnya rentan. Namun, penilaian dan penalaran dapat diterapkan untuk mengidentifikasi kerentanan praktis. Karena penilaian idealnya didasarkan pada pengalaman dalam mengamati kinerja lapangan yang biasanya sedikit jumlahnya, mengamati uji laboratorium, dan mempertimbangkan/ menganalisis mekanisme, penilaian yang diterapkan sangat penting dan harus berkualitas tinggi. Dari landasan-landasan yang menjadi dasar penilaian tersebut, pengamatan lapangan adalah yang paling berpengaruh. Dua landasan lainnya lebih umum digunakan untuk mengembangkan atau meningkatkan pemahaman tentang mekanisme kegagalan potensial.

Banyak hal telah dipelajari tentang kinerja jembatan dalam gempa bumi sebelumnya. Lokasi jembatan, detail konstruksi, dan konfigurasi struktural memiliki pengaruh besar terhadap kinerja jembatan selama gempa bumi. Kondisi lokasi setempat memperkuat gerakan tanah yang kuat dan selanjutnya meningkatkan kerentanan jembatan di lokasi tanah lunak. Jembatan yang ditopang oleh satu kolom dianggap lebih rentan karena kurangnya redundansi, berdasarkan pengalaman gempa San Fernando tahun 1971. Ketidakberaturan struktural (seperti sambungan ekspansi dan lengkungan C) dapat menyebabkan konsentrasi tegangan dan memiliki konsekuensi bencana. Elemen rapuh dengan detail yang tidak memadai selalu membatasi kemampuannya untuk berubah bentuk secara inelastis. Diskusi komprehensif tentang kerusakan gempa pada jembatan dan penyebab kerusakan disajikan dalam Bab 34.

Kemampuan perancang untuk mengenali potensi kerentanan sistem jembatan sangat penting. Seorang perancang harus memiliki pemahaman konseptual tentang perilaku sistem untuk mengidentifikasi serangkaian asumsi yang tepat untuk mengevaluasi atau menganalisis elemen desain.

Analisis Risiko

Analisis risiko konvensional menghasilkan probabilitas kegagalan atau kelangsungan hidup. Probabilitas ini diperoleh dari hubungan antara sisi beban dan resistensi dari persamaan

desain. Tidak hanya nilai perkiraan untuk risiko absolut yang ditentukan, tetapi risiko relatif dapat diperoleh dengan membandingkan risiko yang ditentukan dari sejumlah struktur. Analisis semacam itu umumnya membutuhkan kumpulan data yang sangat besar untuk menentukan distribusi statistik untuk semua atau setidaknya elemen terpenting dari beberapa bentuk analisis, desain, dan/atau persamaan keputusan. Pengumpulan informasi ini bisa mahal jika memang memungkinkan.

Pada dasarnya, prosedur ini adalah untuk melakukan analisis, mengevaluasi kedua sisi persamaan desain yang relevan, dan mendefinisikan serta mengevaluasi fungsi kegagalan atau kelangsungan hidup. Semua perhitungan dilakukan dengan mempertimbangkan distribusi statistik dari setiap komponen persamaan yang ditetapkan sebagai variabel di seluruh prosedur. Untuk menghindari investasi sumber daya yang besar dan memakan waktu serta untuk mendapatkan hasil yang dapat diterapkan dengan cepat pada program retrofit, analisis risiko tingkat satu alternatif dapat digunakan. Perbedaan antara analisis risiko konvensional dan tingkat satu adalah bahwa dalam analisis tingkat satu, penilaian menggantikan distribusi statistik yang didukung oleh data besar.

Prosedur analisis risiko tingkat satu dapat diringkas dalam langkah-langkah berikut:

1. Identifikasi Patahan Prioritas Utama

Patahan yang diyakini sebagai sumber kejadian seismik signifikan di masa depan harus diidentifikasi oleh tim seismolog dan insinyur. Kriteria pemilihan meliputi lokasi, usia geologis, waktu perpindahan terakhir (kuarter akhir dan lebih muda), dan panjang patahan (minimal 10 km). Setiap patahan yang dikenali pada langkah ini dievaluasi berdasarkan gaya, panjang, kemiringan, dan luas patahan untuk memperkirakan potensi magnitudo gempa bumi. Patahan kemudian ditempatkan dalam salah satu dari tiga kategori: minor (diabaikan untuk tujuan proyek ini), prioritas dua (dipetakan dan dievaluasi tetapi tidak digunakan untuk proyek ini), atau prioritas satu (dipetakan, dievaluasi, dan dikenali sebagai ancaman langsung). Di California, langkah ini dilakukan dengan berkonsultasi dengan Divisi Pertambangan dan Geologi California dan studi Survei Geologi AS baru-baru ini.

2. Pengembangan Hubungan Atenuasi Rata-Rata

3. Determinasi Percepatan Tanah Kritis Jembatan

Tingkat percepatan tanah kritis (yaitu, yang menyebabkan kerusakan) ditentukan dengan melakukan analisis non-linier pada struktur yang sangat rentan (rampa penghubung kolom tunggal) di bawah beban percepatan tanah maksimum yang bervariasi. Percepatan tanah maksimum terendah yang membutuhkan kolom untuk memberikan rasio daktilitas 1,3 dapat didefinisikan sebagai tingkat percepatan tanah kritis. Percepatan tanah kritis yang ditentukan dalam studi Caltrans adalah 0,5 g.

4. Identifikasi Jembatan di Zona Risiko Tinggi

Jarak terpendek dari setiap jembatan ke setiap patahan prioritas satu dihitung. Setiap jarak dibandingkan dengan jarak dari setiap tingkat besaran patahan ke batas percepatan tanah kritis yang dikurangi. Jika jarak dari patahan ke jembatan kurang dari jarak dari patahan ke batas percepatan kritis, jembatan tersebut akan ditentukan berada di zona risiko tinggi dan ditambahkan ke daftar penyaringan untuk diprioritaskan.

5. Prioritisasi Jembatan Berbasis Pembobotan Skor

Langkah ini merupakan proses yang digunakan untuk memprioritaskan jembatan di dalam zona risiko tinggi untuk menetapkan urutan jembatan yang akan diselidiki untuk perbaikan. Pada langkah inilah nilai risiko diberikan kepada setiap jembatan. Subset karakteristik struktural dan transportasi jembatan yang terancam gempa bumi yang dipilih secara khusus harus disiapkan dalam basis data. Karakteristik tersebut adalah percepatan tanah; jenis rute — utama atau minor; lalu lintas harian rata-rata (ADT); desain kolom tunggal atau ganda; detail pengekangan kolom (berkaitan dengan usia); panjang jembatan; kemiringan jembatan, dan ketersediaan jalan memutar.

Skor karakteristik pra-bobot yang dinormalisasi dari 0,0 hingga 1,0 diberikan berdasarkan informasi yang disimpan dalam basis data untuk setiap jembatan. Skor yang mendekati 1,0 menunjukkan karakteristik struktural berisiko tinggi atau karakteristik transportasi dengan biaya kerugian yang tinggi. Skor pra-bobot dikalikan dengan bobot prioritas. Skor pasca-bobot dijumlahkan untuk menghasilkan nilai risiko prioritas yang ditetapkan.

Nilai risiko yang ditentukan tidak boleh dianggap tepat. Karena perkiraan yang melekat dalam penilaian yang diadopsi, risiko tersebut tidak lebih akurat daripada penilaian itu sendiri. Risiko yang tepat tidak penting. Kualifikasi daftar prioritas ditentukan oleh kedekatan patahan dan data atenuasi empiris, bukan oleh penilaian. Oleh karena itu, tingkat kepercayaan yang relatif tinggi dikaitkan dengan kelengkapan daftar jembatan yang terancam. Risiko relatif penting karena menetapkan urutan jembatan yang akan diselidiki secara detail untuk kemungkinan kebutuhan perbaikan oleh perancang. Sejumlah asumsi dibuat dalam proses pengembangan daftar prioritas jembatan yang terancam gempa. Asumsi-asumsi ini didasarkan pada apa yang diyakini sebagai penilaian teknik terbaik yang tersedia. Tampaknya masuk akal untuk melakukan verifikasi asumsi-asumsi ini di masa mendatang. Dua langkah tampak jelas: (1) memantau hasil analisis retrofit departemen desain dan (2) melaksanakan analisis risiko tingkat yang lebih tinggi.

Fitur penting dari langkah pertama ini adalah kemudahan dan biaya pelaksanaannya serta basis data yang dapat dikembangkan untuk menyoroti karakteristik jembatan yang terkait dengan struktur yang membutuhkan retrofit. Basis data ini akan digunakan untuk mengkonfirmasi asumsi yang dibuat dalam program retrofit. Basis data yang sama akan berfungsi sebagai bagian dari dukungan statistik analisis risiko konvensional di masa mendatang seperti yang disarankan pada langkah kedua.

Akurasi tambahan yang melekat pada analisis risiko tingkat yang lebih tinggi akan berfungsi untuk memverifikasi asumsi sebelumnya, memberikan perkiraan yang sangat baik tentang risiko struktural aktual, dan mengembangkan atau mengevaluasi skenario yang dihipotesiskan untuk respons darurat. Wajar untuk menganalisis hanya struktur terpilih pada tingkat ini. Proses penyaringan manual dapat digunakan yang mencakup peninjauan rencana "as-built" oleh setidaknya tiga insinyur untuk mengidentifikasi jembatan dengan detail umum yang tampaknya perlu ditingkatkan.

Setelah mengevaluasi hasil gempa Loma Prieta tahun 1989, Caltrans memodifikasi algoritma analisis risiko dengan menyesuaikan bobot karakteristik asli dan menambahkannya ke dalam daftar. Karakteristik tambahan tersebut adalah jenis tanah; engsel, jenis dan jumlahnya; paparan (kombinasi panjang dan ADT); tinggi; jenis abutmen; dan jenis fasilitas yang dilintasi.

Meskipun karakteristik tambahan telah ditambahkan dan bobot disesuaikan, skor setelah penyesuaian bobot tetap dijumlahkan untuk mendapatkan faktor risiko prioritas. Daftar prioritas kerentanan awal untuk jembatan milik negara dan daerah dihasilkan dengan teknik ini dan proyek perbaikan dirancang dan dibangun.

Pada tahun 1992, kemajuan dibuat dalam prosedur Caltrans untuk memprioritaskan jembatan untuk perbaikan seismik dan algoritma baru yang lebih akurat dikembangkan. Peningkatan paling signifikan pada prosedur prioritas adalah penggunaan teori keputusan multiatribut. Skema prioritas ini menggabungkan informasi yang telah dikembangkan sebelumnya dan memanfaatkan perluasan penting ke formulasi multiplikatif.

Prosedur pengambilan keputusan multiatribut ini memberikan peringkat prioritas kepada setiap jembatan, memungkinkan Caltrans untuk memutuskan secara lebih akurat struktur mana yang lebih rentan terhadap aktivitas seismik dalam kondisi saat ini. Peringkat prioritas didasarkan pada pendekatan dua tingkat yang memisahkan bahaya seismik dari dampak dan karakteristik kerentanan struktural. Masing-masing dari tiga kriteria ini (bahaya, dampak, dan kerentanan struktural) bergantung pada serangkaian atribut yang memiliki dampak langsung pada kinerja dan potensi kerugian jembatan. Setiap kriteria dan atribut harus diberi bobot untuk menunjukkan kepentingan relatifnya. Konsisten dengan pekerjaan sebelumnya, fungsi utilitas global dikembangkan untuk setiap atribut.

Prosedur baru ini menyediakan kerangka kerja sistematis untuk menangani preferensi dan nilai dalam proses pengambilan keputusan prioritas. Sifat hierarkis dari prosedur ini memiliki keuntungan yang berbeda yaitu mampu mempertimbangkan seismisitas sebelum menilai dampak dan kerentanan struktural. Jika bahaya seismik rendah atau tidak ada, maka nilai dampak dan kerentanan struktural tidak penting dan skor bobot keseluruhan akan rendah karena kedua nilai terakhir ditambahkan tetapi jumlah keduanya dikalikan dengan peringkat bahaya. Prosedur prioritas yang baru dikembangkan ini dapat dipertahankan dan secara teoritis masuk akal. Prosedur ini telah disetujui oleh Dewan Penasihat Seismik Caltrans.

Upaya penelitian lain yang berkaitan dengan prosedur prioritas melibatkan studi sensitivitas yang dilakukan pada algoritma prioritas jembatan dari beberapa negara bagian. Setiap prosedur ditinjau untuk menyelidiki apakah California mengabaikan prinsip-prinsip penting atau tidak. Secara keseluruhan, 100 jembatan California dipilih sebagai populasi sampel dan setiap jembatan dievaluasi secara independen oleh masing-masing algoritma. 100 jembatan tersebut dipilih untuk mewakili jembatan California sehubungan dengan variabel dari berbagai algoritma. California, Missouri, Nevada, Washington, dan Illinois sejauh ini telah berpartisipasi dalam studi sensitivitas.

Peningkatan signifikan terakhir pada prosedur prioritas adalah pengenalan formal berbagai tingkat seismisitas. Peta aktivitas seismik pendahuluan untuk negara bagian

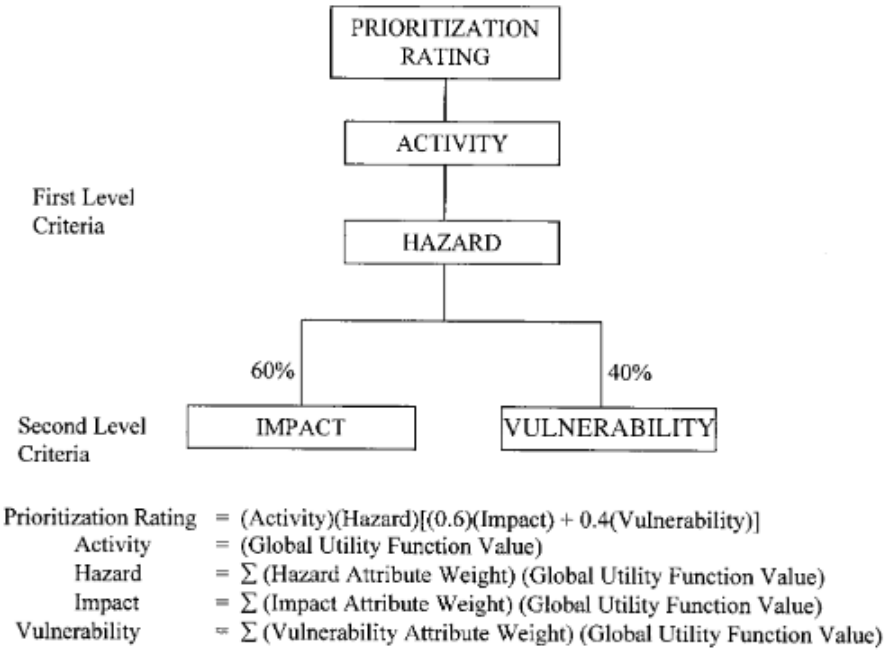
California telah dikembangkan untuk memasukkan aktivitas seismik ke dalam prosedur prioritas baru. Pada akhir tahun 1992, jembatan-jembatan yang tersisa dalam daftar prioritas kerentanan pertama dievaluasi ulang menggunakan algoritma baru, dan sejumlah besar jembatan mengalami perubahan posisi dalam daftar prioritas, tetapi tidak ada tren yang jelas. Gambar 15.1 dan Tabel 15.1 menunjukkan algoritma baru dan persentase pembobotan untuk berbagai faktor.

15.3 KRITERIA KINERJA

Kriteria kinerja adalah tujuan desain yang ingin dicapai oleh perancang. Bagaimana Anda ingin struktur tersebut berfungsi saat terjadi gempa bumi? Seberapa besar kerusakan yang dapat Anda terima? Apa saja jalur alternatif yang masuk akal? Bagaimana Anda mendefinisikan berbagai tingkat kerusakan? Berapa lama Anda memperkirakan waktu perbaikan untuk berbagai tingkat kerusakan? Bentuk kriteria kinerja dapat mengambil banyak bentuk, biasanya tergantung pada perspektif dan latar belakang organisasi yang menyajikannya.

Dua bentuk yang paling umum adalah fungsional dan struktural. Fungsional adalah bentuk yang paling tepat untuk kriteria kinerja karena mengacu pada justifikasi keberadaan struktur. Misalnya, kriteria kinerja fungsional dari struktur jembatan akan mencakup ukuran kapasitas pasca gempa untuk lalu lintas yang mengalir melintasi jembatan. Kinerja struktur itu sendiri lebih tepat ditangani dengan kriteria desain struktural. Ini akan berupa kode, memorandum desain, dan lainnya. Contoh dari apa yang akan dibahas dalam kriteria desain adalah tingkat regangan yang dapat diterima pada berbagai elemen dan material struktural. Tingkat regangan ini akan didefinisikan untuk secara yakin menghindari keadaan kegagalan yang terdefinisi, keadaan deformasi yang terkait dengan hilangnya kapasitas untuk mengakomodasi kriteria kinerja fungsional, atau mengakomodasi perbaikan yang relatif mudah.

Kriteria kinerja harus memiliki serangkaian tujuan yang jelas dan dapat dicapai, harus menyadari bahwa kriteria tersebut tidak terlepas dari biaya, dan harus konsisten dengan perencanaan komunitas. Gambar 15.2 menunjukkan kriteria kinerja seismik untuk desain dan evaluasi jembatan di Sistem Jalan Raya Negara Bagian California.



Gambar 15.1 Analisis risiko — prosedur pengambilan keputusan multiatribut.

Tabel 15.1 Bobot Multi-Atribut

Kategori	Atribut	Bobot (%)
Bahaya	Kondisi tanah	33
	Percepatan batuan puncak	28
	Durasi seismik (gempa)	29
Dampak	LHR (Lalu Lintas Harian Rata-rata) pada struktur	28
	LHR di bawah/di atas struktur	12
	Panjang rute pengalihan (detour)	14
	Ruang udara sewa (residensial, kantor)	15
	Ruang udara sewa (parkir, penyimpanan)	7
	Tipe RTE pada jembatan	7
	Utilitas kritis	10
	Persilangan fasilitas	7
Kerentanan	Tahun desain (pembangunan)	25
	Sendi/Engsel (kegagalan tipe jatuh)	16.5
	Outriggers, kolom bersama	22
	Redundansi *bent*	16.5
	Sudut miring (*skew*)	12
	Tipe abutmen	8

Ground Motion at Site	Minimum Performance Level	Important Bridge Performance Level
Functional Evaluation	Immediate Service Level Repairable Damage	Immediate Service Level Minimal Damage
Safety Evaluation	Limited Service Level Significant Damage	Immediate Service Level Repairable Damage

DEFINITIONS

Immediate Service Level: Full access to normal traffic available almost immediately.
Limited Service Level: Limited access, (reduced lanes, light emergency traffic) possible within days. Full service restorable within months.

Minimal Damage: Essentially elastic performance.
Repairable Damage: Damage that can be repaired with a minimum risk of losing functionality.
Significant Damage: A minimum risk of collapse, but damage that would require closure for repair.

Important Bridge (one or more of the following items present):
- Bridge required to provide secondary life safety. (example: access to an emergency facility).
- Time for restoration of functionality after closure creates a major economic impact.
- Bridge formally designated as critical by a local emergency plan.

Safety Evaluation Ground Motion (Up to two methods of defining ground motions may be used):
- *Deterministically assessed ground motions from the maximum earthquake as defined by the Division of Mines and Geology Open-File Report 92-1 (1992).*
- *Probabilistically assessed ground motions with a long return period (approx. 1000-2000 years).*

For Important bridges both methods shall be given consideration, however the probabilistic evaluation shall be reviewed by a CALTRANS approved consensus group. For all other bridges the motions shall be based only on the deterministic evaluation. In the future, the role of the two methods for other bridges shall be reviewed by a CALTRANS approved consensus group.

Functional Evaluation Ground Motion:
Probabilistically assessed ground motions which have a 40% probability of occurring during the useful life of the bridge. The determination of this event shall be reviewed by a CALTRANS approved consensus group. **A separate Functional Evaluation is required only for Important Bridges.** All other bridges are only required to meet specified design requirements to assure Minimum Functional Performance Level compliance.

Gambar 15.2 Kriteria Kinerja Seismik Untuk Desain Dan Evaluasi Jembatan.

Setelah kriteria kinerja seismik diadopsi, isu penting selanjutnya adalah menjamin bahwa kriteria desain dan detail konstruksi akan menghasilkan struktur yang memenuhi kriteria kinerja yang diadopsi tersebut. Di California, program penelitian seismik besar telah didanai untuk menguji secara fisik model skala besar dan ukuran penuh komponen jembatan guna memberikan jaminan yang wajar kepada komunitas teknik bahwa detail tersebut akan berkinerja seperti yang diharapkan dalam peristiwa seismik besar. Fase pengujian saat ini melibatkan guncangan dinamis waktu nyata pada meja getar besar.

Selain itu, spesifikasi desain seismik jembatan Caltrans telah ditinjau secara menyeluruh dalam proyek ATC-32 untuk memastikan bahwa spesifikasi tersebut paling mutakhir dengan teknologi terkini. Pada jembatan-jembatan penting, kriteria desain berbasis

proyek telah dibuat untuk memberikan panduan kepada berbagai anggota tim desain tentang apa yang harus dilakukan pada komponen untuk memastikan kinerja yang diharapkan.

15.4 DESAIN RETROFIT

Desain Konseptual

Desain adalah bagian yang paling berdampak dari keseluruhan proyek. Desain konseptual menjabarkan seluruh tantangan teknik dan menetapkan arah untuk analisis dan desain detail akhir. Desain konseptual terkadang disebut sebagai pemilihan tipe atau, dalam kasus perbaikan seismik, strategi. Strategi perbaikan seismik pada dasarnya adalah rencana insinyur proyek yang menjabarkan perilaku struktural untuk mencapai kinerja yang ditentukan. Rekayasa gempa bumi yang paling berpengaruh diselesaikan pada fase awal desain ini. Dalam fase inilah rekayasa "cerdas" dapat dicapai (yaitu, bekerja lebih cerdas, bukan lebih keras).

Artinya, pemilihan tipe atau strategi dapat dipilih sedemikian rupa sehingga analisis atau metode konstruksi yang tidak dapat diandalkan atau tidak perlu tidak dipaksakan atau diharuskan untuk digunakan. Ketika tahap proyek ini diselesaikan dengan baik, sebuah rencana diimplementasikan sedemikian rupa sehingga kesulitan dihindari dengan bijak jika memungkinkan, tidak hanya selama fase analisis, desain, pengembangan spesifikasi, dan konstruksi, tetapi juga selama sisa umur jembatan dari perspektif pemeliharaan. Dengan pemahaman tersebut, keputusan yang tepat dapat dibuat tentang sistem dan mekanisme struktural mana yang harus dipilih dan dikembangkan dalam proyek.

Rampa penghubung ganda jalan raya pada persimpangan biasanya didukung oleh setidaknya satu kolom di median jalan bebas hambatan yang sibuk. Strategi perbaikan yang menghindari perbaikan kolom median memiliki keunggulan keselamatan dibandingkan alternatif lainnya. Biasanya, kolom di luar jalur lalu lintas jalan bebas hambatan dapat diperkuat dan dikeraskan untuk menghindari pekerjaan di median dan masalah penanganan lalu lintas.

Pada sebagian besar jembatan pendek dua dan tiga bentang, sebagian besar gaya seismik dapat ditransfer ke abutmen dan tanggul sehingga mengurangi atau sepenuhnya menghilangkan jumlah perbaikan kolom yang diperlukan. Tiang pancang CIDH berdiameter besar yang dibor berdekatan dengan dinding sayap di abutmen telah efektif dalam menahan gaya longitudinal dan transversal.

Untuk sebagian besar jembatan dengan banyak kolom, perbaikan pondasi dapat dikurangi secara substansial dengan memungkinkan kolom untuk berengsel di bagian bawah. Ini mengurangi momen yang ditransfer ke pondasi dan menurunkan total biaya. Pengujian yang cukup pada pondasi/tutup tiang pancang dan abutmen telah dilakukan. Ditemukan bahwa sejumlah besar resistensi lateral pasif tersedia. Memanfaatkan pengetahuan ini dapat mengurangi kebutuhan gaya lateral dari pondasi struktural.

Kontinuitas sangat penting dan merupakan asuransi termudah dan termurah untuk diperoleh. Struktur monolitik yang dirancang dengan baik juga memiliki keuntungan tambahan berupa perawatan yang rendah. Sambungan dan bantalan adalah beberapa masalah perawatan utama pada jembatan saat ini. Jika struktur tidak kontinu dan monolitik, struktur

tersebut harus diikat bersama pada sambungan dek, penyangga, dan abutmen. Ini akan mencegahnya terpisah dan runtuh selama gempa bumi.

Duktilitas pada elemen substruktur adalah pertimbangan desain kunci kedua. Penting bahwa ketika Anda mendesain untuk daktilitas, Anda harus bersedia menerima beberapa kerusakan selama gempa bumi. Rahasia desain seismik yang baik adalah menyeimbangkan tingkat kerusakan yang dapat diterima dengan ekonomi pencegahan atau pembatasan kerusakan. Struktur daktil yang dirancang dengan benar akan berkinerja baik selama gempa bumi selama desain telah memperhitungkan perpindahan dan mengendalikan atau menyediakannya pada abutmen dan engsel. Untuk sebagian besar jembatan, kriteria perpindahan mengontrol kriteria kekuatan dalam desain untuk ketahanan seismik.

Gambar 15.3 Penahan Sambungan Engsel.

Strategi Perbaikan

Perancang proyek perbaikan seismik jembatan memperoleh pengetahuan tentang sistem jembatan, mengembangkan pemahaman tentang respons sistem terhadap potensi gerakan tanah gempa bumi, dan mengidentifikasi serta merancang modifikasi pada sistem yang ada yang akan mengubah respons yang diharapkan menjadi respons yang memenuhi kriteria kinerja proyek.

Hal ini dicapai dengan memodifikasi sebagian atau seluruh karakteristik kekakuan, penyerapan energi, atau massa sistem. Karakteristik atau perilaku ini umumnya dapat dikelompokkan ke dalam semua jenis sistem struktural, seperti rangka, kerangka, tiang kolom tunggal, dinding geser, sistem CIDH. Bagian ini secara singkat membahas berbagai strategi perbaikan seismik yang digunakan di California. Bab 43 menyajikan informasi yang lebih rinci.

Penahan Sambungan Engsel

Bentang yang jatuh dari dudukan penyangga yang terlalu sempit dan pemisahan sambungan ekspansi adalah dua penyebab utama runtuhnya jembatan selama gempa San Fernando tahun 1971. Fase awal Program Perbaikan Gempa Jembatan Caltrans melibatkan pemasangan penahan engsel dan sambungan untuk mencegah sambungan dek terpisah (Gambar 15.3). Termasuk dalam fase ini adalah pemasangan perangkat untuk mengikat elemen struktur atas ke struktur bawah untuk mencegah elemen struktur atas tersebut jatuh dari penyangganya (Gambar 15.4). Fase ini pada dasarnya selesai pada tahun 1989 setelah sekitar 1260 jembatan di Sistem Jalan Raya Negara Bagian California telah diperbaiki dengan biaya lebih dari Rp550 Miliar.

Gambar 15.5 menunjukkan pemasangan detail perpanjangan engsel eksternal yang dirancang untuk mencegah bagian yang ditopang dari struktur atas jatuh dari penyangganya. Perhatikan detail engsel yang sangat sempit di bagian atas gambar ini, yang umum pada jembatan era 1960-an di seluruh California.

Gempa Loma Prieta pada 17 Oktober 1989 sekali lagi membuktikan keandalan penahan engsel dan sambungan, tetapi hilangnya nyawa secara tragis di Jembatan Layang Cypress Street di I-880 di Oakland menekankan perlunya mempercepat fase perbaikan kolom dari program perbaikan seismik jembatan segera dengan tingkat pendanaan yang lebih tinggi untuk penelitian dan implementasi.

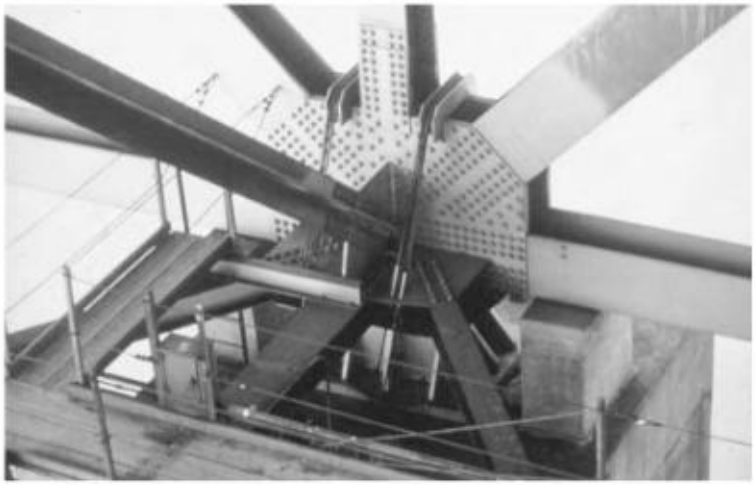
Jaket Pengikat

Sejumlah besar pengujian skala besar telah dilakukan untuk mengkonfirmasi kinerja daktil yang dihitung dari kolom jembatan lama yang tidak daktil yang telah diperkuat dengan penerapan beton struktural, pelat baja, untaian prategang, dan jaket komposit fiberglass untuk memberikan pengikatan yang diperlukan untuk memastikan kinerja daktil. Sejak musim semi tahun 1987, para peneliti di Universitas California, San Diego telah menyelesaikan lebih dari 80 set pengujian pada model kolom jembatan. Gambar 15.6 menunjukkan pengikatan tulangan untuk perbaikan kolom. Gambar 15.7 menunjukkan perbaikan jaket beton kolom yang telah selesai. Gambar 15.8 adalah hasil retrofit selubung baja yang telah selesai.

Sekitar 2200 dari 12.000 jembatan di California terletak di wilayah Los Angeles, sehingga penting untuk meneliti kerusakan dan kinerja jembatan dalam gempa Northridge pada 17 Januari 1994. Sekitar 1200 jembatan ini berada di area yang mengalami percepatan tanah lebih besar dari 0,25 g dan beberapa ratus berada di area yang mengalami percepatan tanah 0,50 g. Terdapat 132 jembatan di area ini dengan detail perbaikan pasca-San Fernando yang telah selesai dan 63 dengan detail perbaikan pasca-Loma Prieta yang telah selesai (Gambar 15.9).

Semua jembatan yang telah diperbaiki ini berkinerja sangat baik dan sebagian besar jembatan lainnya juga berkinerja baik selama gempa; jembatan yang dibangun sesuai dengan spesifikasi seismik Caltrans saat ini selamat dari gempa dengan kerusakan yang sangat sedikit. Tujuh jembatan yang lebih tua, yang dirancang untuk gaya gempa yang lebih kecil atau tanpa daktilitas desain Caltrans saat ini, mengalami kerusakan parah selama gempa. Sebanyak 230 jembatan lainnya mengalami kerusakan mulai dari masalah serius pada kolom dan engsel

hingga retakan, kerusakan bantalan, dan penurunan jalan pendekat, tetapi jembatan-jembatan ini tidak ditutup untuk lalu lintas selama perbaikan.



Gambar 15.4 Perangkat Penahan Untuk Percepatan Vertikal.

Gambar 15.5 Perpanjangan Engsel Eksternal Pada Struktur Jalan Bebas Hambatan Santa Monica.

Balok Penghubung

Balok penghubung dapat ditambahkan ke rangka multi-kolom untuk menyediakan rangka penguat dan mengurangi panjang kolom yang tidak ditopang. Dengan menggunakan pengembangan ini yang dikombinasikan dengan teknik lain, dimungkinkan untuk melakukan perbaikan pada kolom beton yang lebih tua dan tidak ulet tanpa penggantian yang ekstensif.

Gambar 15.10 menunjukkan balok penghubung dan pemasangan selubung kolom pada titik-titik tekukan maksimum dan lokasi engsel plastis yang diantisipasi pada struktur jalan bebas hambatan Santa Monica. Model setengah skala dari kolom-kolom ini dibangun dan

diuji di bawah kondisi pembebanan seismik simulasi untuk menguji desain perbaikan konseptual ini.

Gambar 15.6 Perbaikan Penguatan Penahan.

Detail Kolom Beton Ulet

Sebagian besar kolom jembatan beton yang dirancang sejak tahun 1971 mengandung sedikit peningkatan pada baja tulangan vertikal kolom utama dan peningkatan besar pada baja tulangan penahan dan geser dibandingkan dengan desain sebelum tahun 1971. Semua kolom baru, terlepas dari bentuk geometrisnya, diperkuat dengan satu atau serangkaian sangkar melingkar yang saling mengunci dan dililit spiral.

Detail tulangan melintang yang umum sekarang terdiri dari lingkaran #6 (diameter ¾ inci) atau spiral kontinu dengan jarak sekitar 3 inci di sepanjang tinggi kolom penuh (Gambar 15.11). Ini memberikan sekitar delapan kali lipat baja tulangan penahan dan geser pada kolom daripada yang digunakan dalam desain non-ulet sebelum tahun 1971. Semua tulangan kolom utama menerus hingga ke pondasi dan struktur atas.

Sambungan sebagian besar dilas atau mekanis, baik pada tulangan utama maupun melintang. Sambungan tidak diperbolehkan di zona sendi plastis. Baja tulangan transversal dirancang untuk menghasilkan kolom yang ulet dengan membatasi area sendi plastis di bagian atas dan bawah kolom. Penggunaan baja tulangan kelas 60, A 706 pada jembatan baru-baru ini telah ditentukan pada semua proyek baru.

Detail Balok-Kolom-Tutup Bengkok Beton

Kemajuan besar telah dicapai di bidang pembatasan sambungan balok-kolom, berdasarkan hasil penelitian di Universitas California, Berkeley, dan San Diego. Kriteria kinerja dan desain serta detail struktural yang dikembangkan untuk Persimpangan Pemisahan Terminal I-480 dan struktur pengganti I-880 mencerminkan hasil penelitian ini dan dilaporkan oleh Cooper. Penelitian terus berlanjut di kedua institusi untuk menyempurnakan detail desain lebih lanjut untuk memastikan kinerja ulet dari sambungan ini.

Gambar 15.7 Perbaikan kolom jaket beton.

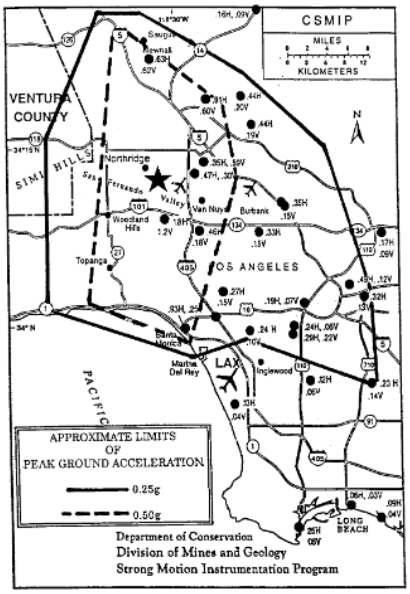
Gambar 15.8 Perbaikan kolom jaket baja.

Konsep menggunakan balok tepi integral dapat digunakan pada perbaikan jalur lengkung, seperti Jembatan Viaduk Pusat (U.S. 101) di pusat kota San Francisco dan Persimpangan Alemany di U.S. 101 di selatan San Francisco. Program pengujian dan pembuktian telah dilaporkan oleh Mahin. Konsep penggunaan balok tepi independen dapat digunakan pada perbaikan struktur lurus. Gambar 15.12 menunjukkan skema grafis dari teknik perbaikan yang diusulkan dan Gambar 15.13 menunjukkan pemasangan baja tulangan sambungan di lapangan. Gambar 15.14 menunjukkan struktur yang telah selesai setelah perbaikan untuk spektrum seismik yang mencapai lebih dari 2,0 g pada tingkat dek.

Untuk penutup tiang penyangga di bawah kombinasi lentur, geser, dan torsi, detail tulangan transversal kolom yang ditingkatkan biasanya dilanjutkan hingga ke daerah sambungan dan sambungan tersebut selanjutnya dikurung untuk ketahanan geser dan torsi. Detail untuk sambungan ini biasanya membutuhkan 1 hingga 3% baja tulangan pengurung. Thewalt dan Stojadinovic dari Universitas California, Berkeley melaporkan penelitian ini. Gambar 15.15 menunjukkan baja tulangan sambungan kompleks yang dibutuhkan untuk mengurung sambungan ini untuk tegangan geser, lentur, dan torsi gabungan. Desain sambungan besar ini membutuhkan penggunaan teknologi strut-and-tie untuk memperhitungkan jalur beban melalui sambungan dengan benar.

Perbaikan Jembatan Baja

Meskipun baja struktural bersifat ulet, elemen yang telah dirancang berdasarkan spesifikasi seismik pra-1972 harus dievaluasi untuk gaya seismik yang diharapkan di lokasi berdasarkan magnitudo gempa bumi seperti yang kita ketahui saat ini. Pada umumnya, struktur baja bagian atas yang telah diikat ke struktur bawahnya dengan sistem penahan sambungan dan engsel berkinerja baik.

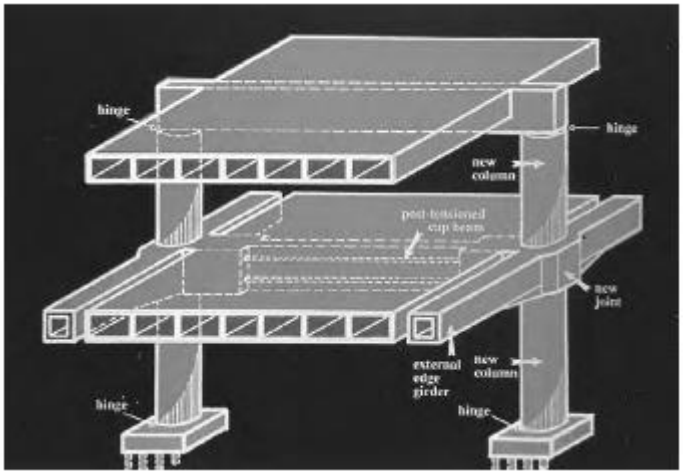


Gambar 15.9 Zona percepatan tanah puncak — Gempa Northridge.

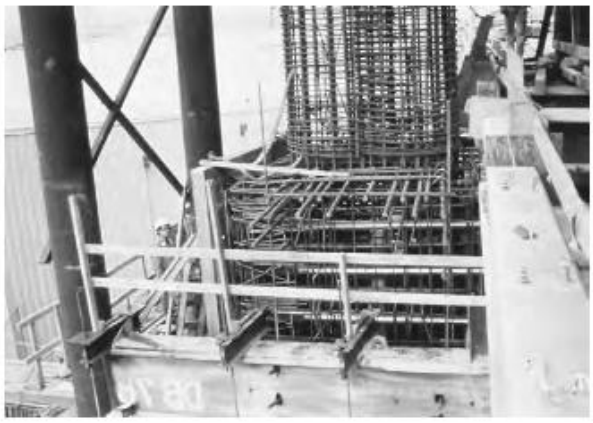
Gambar 15.10 Selubung baja dan balok pengikat — Jalan Tol Santa Monica.

Gambar 15.11 Rangka baja penguat kolom.

Namun, kami telah mengidentifikasi banyak jembatan layang dan beberapa struktur yang lebih kecil yang ditopang oleh kolom baja struktural yang dirancang sebelum tahun 1972 dan yang akan memerlukan penguatan retrofit besar agar dapat menahan gaya gempa modern dalam jangka waktu guncangan yang lama.



Gambar 15.12 Grafik skema perbaikan balok tepi.



Gambar 15.13 Pemasangan baja tulangan sambungan di lapangan.

Gambar 15.14 Struktur yang telah diretrofit dan selesai.

Salah satu titik lemahnya adalah bantalan rocker yang lebih tua yang kemungkinan akan terguling selama gempa bumi. Bantalan ini dapat diganti dengan bantalan neoprene, Teflon, pot, dan isolasi dasar modern untuk memastikan kinerja yang lebih baik saat terjadi gempa bumi. Kolom baja struktural dapat diperkuat dengan mudah untuk meningkatkan

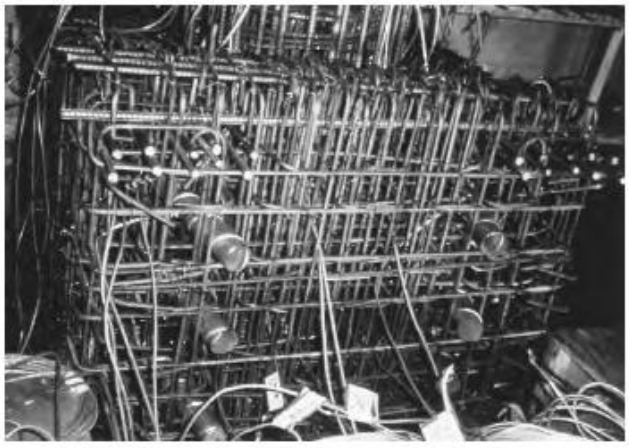
ketangguhan dan kemampuannya untuk menahan masukan dinamis dalam jangka waktu yang lama.

Modifikasi Pondasi dan Kepala Tiang Pancang

Detail pondasi kolom jembatan yang ditetapkan pada tahun 1980 terdiri dari lapisan tulangan atas dan bawah yang diikat secara vertikal oleh sengkang kait yang berjarak dekat (Bab 43). Tulangan memanjang kolom bertumpu pada lapisan bawah, dikaitkan ke pondasi dengan kait yang melebar ke luar, dan dibatasi oleh tulangan spiral atau melingkar di antara lapisan. Untuk pondasi tiang pancang, tiang pancang diperkuat dan dihubungkan dengan aman ke kepala tiang pancang untuk menahan beban tarik seismik (Gambar 15.16). Pembenaran untuk detail ini banyak diperdebatkan, dan prosedur strut-and-tie tampaknya mendukung kebutuhan tersebut (Bab 38). Namun, uji bukti pondasi dengan detail tipikal yang dilakukan secara memadai.

Sistem Isolasi Seismik dan Disipasi Energi

Perangkat isolasi seismik dan disipasi energi tambahan telah berhasil digunakan dalam banyak proyek desain dan retrofit jembatan tahan gempa. Pembahasan detail disajikan dalam Bab 16. Kehati-hatian yang ekstrem harus dilakukan ketika mempertimbangkan perangkat isolasi. Seperti yang dibahas sebelumnya, rangka penahan momen monolitik yang baik dan detail memberikan ketahanan seismik yang memadai tanpa masalah perawatan yang melekat dan biaya awal yang lebih tinggi. Namun, perangkat ini sangat baik untuk mengganti bantalan rocker yang lebih tua.



Gambar 15.15 Pola baja tulangan pada sambungan penopang yang kompleks.

Gambar 15.16 Modifikasi pondasi dan kepala tiang pancang yang umum.

Analisis

Analisis adalah simulasi strategi insinyur proyek struktur mengenai respons jembatan terhadap gerakan seismik. Desain seismik yang baik bersifat kokoh dan sebisa mungkin tidak sensitif terhadap fluktuasi gerakan tanah. Analisis kuantitatif adalah verifikasi yang tepat terhadap kapasitas sistem dan subsistem individualnya yang lebih besar daripada permintaan yang diakui.

Gambar 15.17 Perbaikan seismik yang telah selesai pada persimpangan I-5/710 di Los Angeles.

Semakin rumit strategi seismik, semakin rumit pula analisisnya. Jika perilaku sistem hampir elastis dengan kerusakan kecil yang terjadi, maka analisisnya kemungkinan besar hanya berupa analisis elastis linier. Namun, jika perilakunya cenderung kompleks, berubah seiring waktu, dengan kerusakan signifikan dan kehilangan nyawa atau fasilitas penting, maka analisisnya kemungkinan besar juga akan kompleks.

Sebagai aturan umum, kompleksitas analisis mencerminkan kompleksitas strategi dan pentingnya jembatan tersebut. Namun, perlu dicatat bahwa jembatan yang sangat penting yang dirancang untuk berperilaku elastis pada dasarnya tidak memerlukan analisis yang kompleks. Harus selalu diakui bahwa analisis berfungsi untuk desain dan merupakan bagian dari desain. Analisis tidak dapat menjadi bentuk yang terpisah. Terlalu banyak insinyur yang mengacaukan analisis dengan desain. Desain yang baik menggabungkan analisis dengan penilaian, akal sehat, dan penggunaan detail yang telah teruji.

Estetika

Pendekatan desain untuk arsitektur jembatan, baik itu struktur baru yang diusulkan atau perbaikan seismik struktur yang ada, menimbulkan tantangan besar bagi tim desain. Desain jembatan yang sukses diciptakan oleh kreasi produktif dan imajinatif dari arsitek jembatan dan insinyur jembatan yang bekerja bersama. Kemitraan bakat-bakat ini, meskipun tidak diakui di banyak perkumpulan profesional, merupakan persatuan penting yang telah menghasilkan struktur-struktur yang terkenal, dengan identitas langsung di seluruh dunia.

Mengapa kemitraan ini dianggap sangat penting? Ada sejumlah alasan. Pada awalnya, arsitek jembatan akan meneliti struktur yang ada di wilayah geografis tersebut sehubungan dengan kualitas visual yang ada di lingkungan sekitar, termasuk elemen struktural, dan merekomendasikan material, bentuk, dan tekstur yang akan selaras dengan lingkungan binaan, bukan sebaliknya. Gambar 15.17 menunjukkan keberhasilan arsitektur perbaikan tahan gempa pada persimpangan I-5/710 di Los Angeles.

Penduduk di sebagian besar komunitas yang memiliki struktur bersejarah yang terkenal sangat bangga dan protektif terhadap warisan mereka. Oleh karena itu, arsitek jembatan wajib menunjukkan kepekaan yang diperlukan saat mengerjakan modifikasi jembatan bersejarah. Proses ini seringkali membutuhkan presentasi di pertemuan komunitas atau bahkan lokakarya, di mana arsitek jembatan akan menggunakan berbagai teknik presentasi untuk menunjukkan betapa hati-hatinya perancang telah melakukan perbaikan struktur tahan gempa pada struktur tertentu tersebut namun tetap mempertahankan desain bersejarah aslinya.

Tugas ini sama sekali tidak mudah, karena adanya keterikatan emosional yang mungkin dimiliki suatu komunitas terhadap warisan bersejarahnya. Selain pertimbangan estetika yang telah disebutkan di atas, arsitek dan insinyur juga harus mempertimbangkan keselamatan publik, pemeliharaan, dan masalah konstruksi ketika mereka mempertimbangkan ide-ide perbaikan tahan gempa. Selain estetika, setiap modifikasi pada struktur yang ada harus dengan cermat mempertimbangkan tiga area lain yang sangat penting dalam desain jembatan.

Di dalam lembaga transportasi pemerintah dan perusahaan konsultan swasta terdapat banyak talenta di bidang arsitektur dan teknik. Salah satu kunci untuk memanfaatkan bakat ini adalah dengan melibatkan arsitek jembatan sedini mungkin sehingga insinyur dapat mengetahui isu-isu penting terkait komunitas dan sejarah.

Konstruksi

Konstruksi adalah fase dari setiap proyek renovasi yang seringkali tidak dihargai dengan semestinya oleh para perancang. Ini selalu agak mengejutkan karena konstruksi secara teratur mewakili 80 hingga 90% dari biaya suatu proyek. Menurut pendapat penulis, desain yang baik

didorong oleh metode dan teknik konstruksi yang andal. Untuk menghasilkan paket desain yang akan meminimalkan masalah konstruksi, insinyur proyek desain berupaya untuk berinteraksi dengan insinyur konstruksi secara teratur dan khususnya pada isu-isu yang melibatkan waktu, ruang terbatas, pengangkatan berat, dan spesifikasi yang tidak biasa.

Seperti yang disebutkan dalam bagian yang membahas desain, akses hak jalan dan utilitas yang sah merupakan isu yang sangat penting yang dapat menghentikan, menunda, atau menyebabkan masalah besar dalam konstruksi. Salah satu pekerjaan pertama dalam fase konstruksi adalah menemukan dan melindungi atau memindahkan utilitas dengan tepat. Ini biasanya membutuhkan perjanjian hukum, yang membutuhkan waktu. Biaya yang cukup besar bukanlah hal yang tidak biasa. Proses yang dibutuhkan bervariasi tergantung pada utilitas dan pemiliknya, tetapi selalu membutuhkan waktu dan uang. Hak akses biasanya tersedia karena hak akses yang ada untuk pemeliharaan.

Jika diperlukan perluasan fondasi atau kolom tambahan, maka lahan tambahan mungkin perlu diperoleh atau bahkan akses sementara yang lebih besar mungkin diperlukan. Masalah ini harus diakui pada fase desain, tetapi seringkali berkembang menjadi tantangan konstruksi yang membutuhkan pemecahan masalah yang signifikan oleh staf konstruksi. Masalah-masalah ini dapat menunda proyek selama berbulan-bulan atau bahkan memerlukan desain ulang.

Keselamatan bagi masyarakat yang bepergian dan personel konstruksi selalu menjadi prioritas utama di lokasi konstruksi. Tetapi sebagian besar waktu seorang insinyur residen struktur (SRE) diinvestasikan untuk memastikan pemahaman dan kepatuhan kontraktor terhadap dokumen kontrak. Untuk melakukan ini dengan baik, SRE harus terlebih dahulu memahami dengan baik dokumen kontrak, termasuk rencana, standar konstruksi, dan spesifikasi khusus proyek. Kemudian, SRE harus memahami dengan baik rencana yang dimiliki kontraktor untuk membangun proyek sedemikian rupa sehingga memenuhi persyaratan kontrak. Dengan memahami rencana konstruksi dan mengamati implementasi rencana tersebut, SRE memastikan bahwa proyek konstruksi menghasilkan produk berkualitas yang akan memberikan kinerja yang dapat diterima selama masa pakai struktur.

Karena sebagian besar struktur transportasi berada di daerah perkotaan, penanganan lalu lintas dan keselamatan merupakan elemen penting dari setiap proyek retrofit. Rencana manajemen transportasi (TMP) adalah hal yang perlu dikembangkan dan dipelihara. Insinyur keselamatan lalu lintas, termasuk perwakilan patroli jalan raya atau polisi setempat, biasanya terlibat dalam pengembangan rencana tersebut. TMP secara jelas mendefinisikan bagaimana dan kapan lalu lintas akan dialihkan untuk memberikan ruang dan waktu kerja kepada kontraktor untuk menyelesaikan pekerjaan yang dibutuhkan.

Rencana bengkel adalah hal yang biasanya dibahas di awal fase konstruksi. Rencana bengkel adalah rencana struktural yang dikembangkan oleh kontraktor untuk elemen struktural dan prosedur konstruksi yang didelegasikan secara tepat kepada kontraktor oleh pemilik untuk memungkinkan penawaran yang sekompetitif mungkin. Contoh rencana bengkel yang umum meliputi angkur prategang dan detail penguatan pelat baja serta prosedur pemasangan.

Modifikasi pondasi telah menjadi komponen utama dalam program perbaikan seismik jembatan yang dilakukan oleh Departemen Transportasi California sejak gempa Loma Prieta tahun 1989. Banyak masalah telah dialami dalam rekonstruksi banyak pondasi jembatan. Sebagian besar klaim konstruksi yang diajukan terhadap negara bagian terkait dengan masalah yang berhubungan dengan pondasi.

Masalah-masalah ini termasuk rencana pembangunan yang tidak sesuai dengan kondisi lapangan, material, atau dimensi sebenarnya; kurangnya ruang yang memadai untuk menyelesaikan pekerjaan yang diperlukan (misalnya, jarak bebas di atas kepala yang tidak cukup untuk memungkinkan pemasangan atau penempatan tiang pancang); kerusakan pada komponen struktural yang ada (misalnya, pemotongan baja tulangan saat pengeboran); penyambungan baja tulangan dengan sambungan atau las; spesifikasi dan waktu pengecatan; dan perubahan kondisi geologi yang tidak terduga.

Meskipun pada awalnya hal-hal ini tampak memiliki sedikit kesamaan, masing-masing didasarkan pada ketidakpastian. Artinya, masalah konstruksi didasarkan pada kurangnya informasi. Dengan menyadari hal ini, cara terbaik untuk menghindari masalah tersebut adalah sebagai berikut:

- Berinvestasi dalam pengumpulan data faktual dan spesifik yang dapat diberikan kepada perancang dan kontraktor, seperti dimensi lapangan sebenarnya;
- Mempertimbangkan dengan saksama kemungkinan kebutuhan ruang kontraktor mengingat aktivitas yang akan dilakukan kontraktor;
- Mengetahui dan memahami dengan baik sifat-sifat penting dari material dan elemen struktural yang akan ditempatkan ke dalam struktur oleh kontraktor; dan
- Melakukan investigasi pondasi yang menyeluruh, yang mungkin termasuk pengujian lapangan terhadap sistem pondasi potensial.

Modifikasi struktural yang paling umum pada struktur jembatan di California adalah penempatan cangkang baja di sekitar bagian kolom beton bertulang untuk memberikan atau meningkatkan pengekangan pada beton di dalam kolom dan meningkatkan kekuatan geser kolom dalam dimensi cangkang baja. Sebagai bagian dari proyek konstruksi, hal-hal penting yang perlu diverifikasi dalam pemasangan jaket kolom cangkang baja adalah sifat material baja, penempatan cangkang baja, material dan proses pengelasan, pengisian celah antara cangkang baja yang terlalu besar dan kolom, serta penggerindaan dan pengecatan cangkang baja.

Tata letak baja tulangan yang ada dirancang untuk tujuan tertentu dan tidak boleh dimodifikasi. Dalam beberapa kasus, tata letak tersebut dapat dimodifikasi untuk kemudahan dalam konstruksi. Penting bagi insinyur lapangan untuk memiliki pengetahuan agar dapat menolak modifikasi pada tata letak baja tulangan yang dapat membuat bagian struktural yang ada menjadi tidak memadai.

15.5 BIAYA PERBAIKAN JEMBATAN STRUKTUR GEMPA

Memperkirakan biaya untuk proyek perbaikan seismik jembatan merupakan elemen penting dari setiap program perbaikan. Agar suatu program dapat dimulai, biasanya harus ada

undang-undang yang disahkan. Sebagai bagian dari paket undang-undang, sumber pendanaan diidentifikasi, dan anggaran ditetapkan. Anggaran biasanya ditetapkan dari perkiraan. Ironisnya, biasanya kata perkiraan dihilangkan dalam proses ini. Terlepas dari judul baru yang diberikan pada perkiraan tersebut, tetap saja itu adalah perkiraan. Rangkaian keadaan khas ini menciptakan lingkungan di mana sangat penting untuk berhati-hati sebelum perkiraan diajukan.

Dengan demikian, metode telah dikembangkan untuk memperkirakan biaya retrofit. Teknik yang paling umum adalah menghitung dan mendokumentasikan ke dalam basis data biaya proyek per unit luas dek. Ketika data tersebut hampir diinterpolasi ke proyek serupa dengan parameter yang konsisten, teknik ini dapat berhasil. Teknik ini lebih cocok untuk perkiraan program daripada perkiraan proyek tertentu.

Tabel 15.2 Perkiraan Biaya Berbagai Item Pembayaran Retrofit Seismik

Item Pekerjaan	Perkiraan Biaya	Keterangan
Bukaan akses (dek)	Rp3.500.000s/d Rp15.000.000 per kaki persegi (sq. ft.)	
Bukaan akses (soffit)	Rp4.000.000s/d Rp7.500.000 per kaki persegi (sq. ft.)	
Kabel penahan (Restrainer cables)	Rp35.000s/d Rp66.000 per unit	
Batang penahan (Restrainer rods)	Rp25.000 s/d Rp45.000 per unit	
Perpanjangan dudukan (Seat extenders)	Rp15.000 s/d Rp33.000 per unit	
Selongsong baja untuk kolom	Rp15.000 s/d Rp22.500 per pon (lb.)	
Pembongkaran beton	-	
Pembongkaran baja	-	
Pembuangan tanah	Rp400.000 s/d Rp1.500.000 per yard kubik (cy)	
Beton inti (6 inci)	Rp650.000 s/d Rp1.000.000 per kaki (ft.)	
Beton (pondasi jembatan)	Rp1.750.000 s/d Rp4.200.000 per yard kubik (cy)	
Beton (jembatan)	Rp4.000.000 s/d Rp8.000.000 per yard kubik (cy)	
Beton minor	Rp3.500.000 s/d Rp9.000.000 per yard kubik (cy)	
Baja struktural	Rp25.000 s/d Rp50.000 per pon (lb.)	
Baja prategang (Prestressing steel)	Rp8.000 s/d Rp11.500 per pon (lb.)	
Baja tulangan (Bar reinforcing steel)	Rp5.000 s/d Rp10.000 per unit	
Tiang pancang beton pracetak (45T)	Rp6.100.000 s/d Rp15.150.000 per kaki lari (linear ft.)	
Tiang pancang CISS (24 inci)	Rp7.880.000 s/d Rp47.615.000 per kaki lari (linear ft.)	
Poros tiang pancang (48 inci)	Rp1.700.000 s/d Rp3.300.000 per kaki lari (linear ft.)	

Timbunan struktural (Backfill)	Rp380.000 s/d Rp1.000.000 per yard kubik (cy)
Penutupan jalur lalu lintas (siang)	-
Penutupan jalur lalu lintas (malam)	-

Ketika diterapkan pada proyek tertentu, kontingensi tambahan diperlukan. Ketika perkiraan untuk proyek tertentu diinginkan, penting untuk mengevaluasi parameter proyek spesifik tersebut.

Banyak komponen atau item pembayaran dari proyek perbaikan seismik, jika dipecah menjadi item pembayaran, mirip dengan item pembayaran proyek konstruksi baru atau pelebaran jalan. Sebagai perkiraan awal, ini dapat digunakan untuk memperkirakan biaya pekerjaan secara kasar. Tabel 15.2 mencantumkan perkiraan biaya untuk berbagai item pembayaran di California pada tahun 1998. Tentu ada pengecualian untuk kondisi umum ini, seperti cangkang baja, pengeboran dan pengambilan sampel inti yang sangat panjang, dan pemasangan tiang pancang dalam kondisi ruang bebas yang sempit.

15.6 RINGKASAN

Dua gempa bumi paling signifikan dalam sejarah baru-baru ini yang menghasilkan informasi terbaik bagi perancang jembatan adalah gempa Loma Prieta tahun 1989 dan gempa Northridge tahun 1994. Meskipun para ahli menganggap gempa ini hanya gempa bumi moderat, penting untuk mencatat kinerja yang baik dari banyak jembatan yang telah dirancang untuk kriteria seismik yang lebih baik atau diperbaiki dengan detail perbaikan seismik era awal. Kinerja yang wajar dari jembatan-jembatan baru yang dirancang dengan benar dan jembatan-jembatan lama yang telah diretrofit dalam gempa bumi sedang ini sangat penting bagi seluruh Amerika Serikat dan negara-negara lain karena pengetahuan tersebut dapat membantu para insinyur dalam merancang jembatan-jembatan baru dan dalam merancang program retrofit seismik yang tepat untuk struktur-struktur lama mereka.

Meskipun ada kekhawatiran yang perlu untuk "Gempa Besar" di California, terutama untuk kinerja struktur-struktur penting, perlu dicatat bahwa banyak struktur yang dapat dilewati oleh lalu lintas kendaraan tidak perlu dirancang atau diretrofit dengan standar tertinggi. Penting juga untuk dicatat bahwa akan ada banyak gempa bumi sedang yang tidak akan menghasilkan kerusakan yang terkait dengan peristiwa maksimum. Inilah tingkat gempa bumi yang harus ditangani terlebih dahulu dalam program penguatan retrofit bertahap, mengingat sumber daya yang tersedia terbatas.

Analisis biaya-manfaat dari detail retrofit sangat penting untuk mengukur dan memastikan efektivitas suatu program. Pengalaman California menunjukkan bahwa banyak sekali perlindungan terhadap keruntuhan dapat dicapai dengan biaya yang wajar, biasanya 10% dari biaya penggantian untuk jembatan jalan raya normal. Jelas juga bahwa mendesain dengan kriteria kinerja yang memberikan layanan penuh segera setelah gempa bumi besar mungkin tidak layak secara ekonomi.

Kondisi jalan pendekatan jembatan yang diharapkan setelah peristiwa seismik besar harus dievaluasi sebelum investasi besar dilakukan dalam perbaikan seismik jembatan untuk memenuhi kriteria layanan penuh. Tidak banyak manfaat bagi infrastruktur jika investasi besar dilakukan untuk memperbaiki jembatan jika jalan pendekatannya tidak berfungsi setelah peristiwa seismik. Jalan di lumpur lunak di sekitar sebagian besar pelabuhan dan sungai berpotensi mengalami likuifaksi dan akan memerlukan perbaikan sebelum jembatan dapat digunakan.

Praktik-praktik baru tentang perbaikan seismik jembatan di negara bagian California dipresentasikan secara singkat. Kinerja yang sangat baik dari jembatan yang menggunakan kriteria desain baru Caltrans dan detail daktil memberi indikasi kepada perancang jembatan bahwa struktur ini dapat menahan gempa bumi yang lebih besar tanpa runtuh. Kerusakan harus diperkirakan, tetapi dalam banyak kasus dapat diperbaiki sementara lalu lintas terus menggunakan jembatan.

BAB 16
ISOLASI SEISMIK DAN DISIPASI ENERGI TAMBAHAN

16.1 PENDAHULUAN

Gempa bumi kuat memberikan sejumlah besar energi ke dalam struktur dan dapat menyebabkan struktur mengalami deformasi berlebihan atau bahkan runtuh. Agar struktur dapat bertahan, struktur tersebut harus memiliki kemampuan untuk menghilangkan energi masukan ini melalui mekanisme peredaman bawaan atau deformasi inelastis. Masalah disipasi energi ini menjadi lebih akut untuk struktur jembatan karena sebagian besar jembatan, terutama jembatan bentang panjang, memiliki peredaman bawaan yang sangat rendah, biasanya kurang dari 5% dari nilai kritis.

Ketika struktur ini terkena guncangan gempa bumi yang kuat, deformasi berlebihan dapat terjadi hanya dengan mengandalkan peredaman bawaan dan deformasi inelastis. Untuk jembatan yang dirancang terutama untuk beban gravitasi dan beban layanan, deformasi berlebihan menyebabkan kerusakan parah atau bahkan runtuh. Dalam kasus penyeberangan jembatan besar, seperti Jembatan San Francisco–Oakland Bay selama gempa Loma Prieta tahun 1989, bahkan kerusakan struktural yang tidak menyebabkan keruntuhan dapat mengakibatkan gangguan lalu lintas yang sangat mahal di jalur transportasi utama dan sama sekali tidak dapat diterima. Standar dan spesifikasi desain seismik jembatan yang ada didasarkan pada filosofi menerima kerusakan kecil atau bahkan besar tetapi tidak ada keruntuhan struktural. Pelajaran yang dipetik dari kerusakan gempa bumi baru-baru ini pada struktur jembatan telah menghasilkan revisi standar desain ini dan perubahan filosofi desain.

Misalnya, kriteria desain jembatan terbaru untuk California merekomendasikan penggunaan kriteria kinerja dua tingkat yang mengharuskan jembatan dirancang untuk evaluasi keselamatan dan evaluasi fungsional gempa bumi. Peristiwa gempa bumi evaluasi keselamatan didefinisikan sebagai peristiwa yang memiliki probabilitas sangat rendah untuk terjadi selama masa desain jembatan. Untuk gempa bumi desain ini, jembatan diharapkan mengalami kerusakan signifikan yang terbatas, atau kerusakan yang dapat segera diperbaiki.

Peristiwa gempa bumi evaluasi fungsional didefinisikan sebagai peristiwa yang memiliki probabilitas yang wajar untuk terjadi sekali atau lebih selama masa desain jembatan. Kerusakan yang diderita akibat peristiwa ini harus segera diperbaiki atau setidaknya segera diperbaiki untuk jembatan-jembatan penting. Kriteria baru ini telah digunakan dalam desain retrofit jembatan tol utama di wilayah Teluk San Francisco dan dalam desain beberapa jembatan baru. Kriteria desain ini lebih menekankan pada pengendalian perilaku respons struktural jembatan terhadap gerakan tanah gempa bumi.

Selama bertahun-tahun, komunitas teknik struktur telah berupaya mencari cara inovatif untuk mengendalikan bagaimana energi masukan gempa bumi diserap oleh suatu struktur dan dengan demikian mengendalikan responsnya terhadap gerakan tanah gempa bumi. Upaya ini telah menghasilkan pengembangan teknik isolasi seismik, berbagai perangkat disipasi energi tambahan, dan teknik pengendalian struktural aktif. Beberapa aplikasi teknik

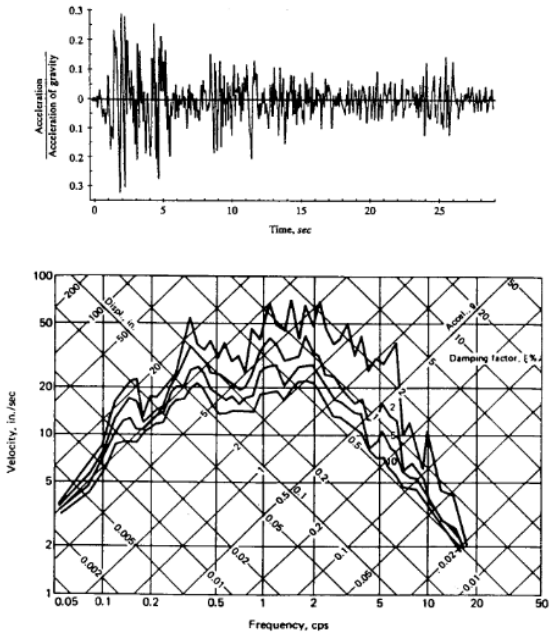
pengendalian struktural inovatif ini telah terbukti hemat biaya. Dalam beberapa kasus, ini mungkin satu-satunya cara untuk mencapai solusi yang memuaskan. Lebih lanjut, dengan adopsi kriteria desain berbasis kinerja baru, akan segera tiba saatnya teknologi pengendalian struktural inovatif ini akan menjadi pilihan lebih banyak insinyur struktur karena menawarkan alternatif ekonomis untuk langkah-langkah perlindungan gempa bumi tradisional.

Topik pengendalian respons struktural dengan tindakan pasif dan aktif telah dibahas oleh beberapa penulis untuk aplikasi struktural umum. Bab ini dikhususkan untuk pengembangan dan aplikasi teknologi inovatif ini pada struktur jembatan. Setelah penyajian konsep dasar, pemodelan, dan metode analisis, deskripsi singkat tentang jenis utama perangkat isolasi dan disipasi energi akan diberikan. Persyaratan kinerja dan pengujian akan dibahas diikuti dengan tinjauan pengembangan kode dan prosedur desain. Contoh desain juga akan diberikan untuk tujuan ilustrasi.

16.2 KONSEP DASAR, PEMODELAN, DAN ANALISIS

Proses suatu struktur merespons gerakan tanah gempa sebenarnya merupakan proses yang melibatkan penumpukan resonansi sampai batas tertentu. Tingkat keparahan resonansi sangat berkaitan dengan jumlah energi dan kandungan frekuensinya dalam beban gempa. Oleh karena itu, mengendalikan respons suatu struktur dapat dilakukan dengan menemukan cara untuk mencegah penumpukan resonansi atau menyediakan mekanisme disipasi energi tambahan, atau keduanya. Idealnya, jika suatu struktur dapat dipisahkan dari kandungan energi yang paling merusak dari masukan gempa, maka struktur tersebut aman. Inilah gagasan di balik isolasi seismik. Isolator yang ditempatkan antara struktur atas jembatan dan struktur pendukungnya, sebagai pengganti perangkat bantalan tradisional, secara substansial memperpanjang periode fundamental struktur jembatan sehingga jembatan tidak merespons kandungan energi yang paling merusak dari masukan gempa.

Sebagian besar deformasi terjadi di seluruh isolator, bukan di anggota struktur pendukung, sehingga menghasilkan permintaan seismik yang lebih rendah untuk anggota struktur pendukung. Jika tidak mungkin memisahkan struktur dari kandungan energi yang paling merusak, maka gagasan menggunakan perangkat peredam tambahan untuk menghilangkan energi masukan gempa dan mengurangi kerusakan struktural menjadi sangat menarik.



Gambar 16.1 Riwayat waktu percepatan dan spektrum respons dari gempa El Centro, Mei 1915.

Berikut ini akan disajikan dasar teoritis dan metode pemodelan dan analisis yang terutama didasarkan pada konsep analisis spektrum respons gempa.

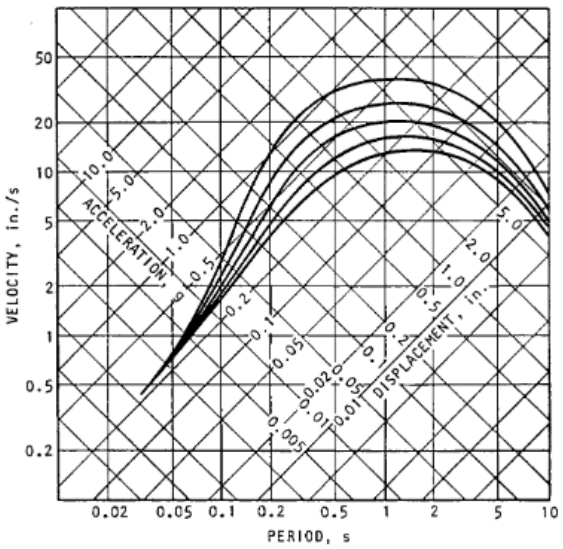
Analisis Spektrum Respons Gempa

Analisis spektrum respons gempa mungkin merupakan metode yang paling banyak digunakan dalam desain rekayasa struktur gempa. Dalam definisi aslinya, spektrum respons gempa adalah plot respons maksimum (perpindahan maksimum, kecepatan, percepatan) terhadap gerakan tanah gempa tertentu untuk semua kemungkinan sistem satu derajat kebebasan (SDOF). Salah satu spektrum respons tersebut ditunjukkan pada Gambar 16.1 untuk gempa El Centro tahun 1915. Spektrum respons tidak hanya mengungkapkan bagaimana sistem dengan periode getaran fundamental yang berbeda merespons gerakan tanah gempa, ketika diplot untuk nilai redaman yang berbeda, kondisi tanah lokasi, dan faktor lainnya, tetapi juga menunjukkan bagaimana faktor-faktor ini memengaruhi respons suatu struktur. Dari sudut pandang energi, spektrum respons juga dapat diinterpretasikan sebagai spektrum isi frekuensi energi dari suatu gempa bumi.

Karena gempa bumi pada dasarnya adalah fenomena acak, satu spektrum respons untuk gempa bumi tertentu mungkin tidak cukup untuk mewakili gerakan tanah gempa yang mungkin dialami suatu struktur selama masa pakainya. Oleh karena itu, spektrum desain, yang menggabungkan spektrum respons untuk beberapa gempa bumi dan karenanya mewakili semacam respons "rata-rata", umumnya digunakan dalam desain seismik. Spektrum desain ini umumnya tampak halus atau terdiri dari serangkaian garis lurus.

Pembahasan rinci tentang konstruksi dan penggunaan spektrum desain berada di luar cakupan bab ini; informasi lebih lanjut dapat ditemukan dalam Referensi. Cukup untuk dicatat untuk tujuan bab ini bahwa spektrum desain dapat digunakan dalam desain seismik untuk menentukan respons suatu struktur terhadap gempa bumi desain dengan intensitas tertentu

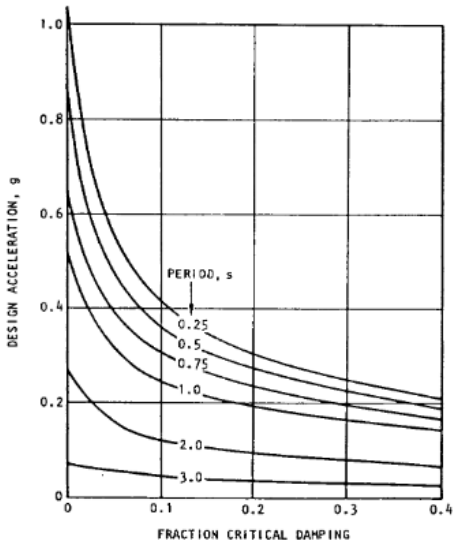
(percepatan tanah efektif maksimum) dari periode alami struktur, tingkat redamannya, dan faktor-faktor lainnya. Gambar 16.2 menunjukkan kurva spektrum desain yang dihaluskan berdasarkan bentuk rata-rata spektrum respons dari beberapa gempa bumi kuat.



Gambar 16.2 Contoh spektrum desain yang dihaluskan.

Modifikasi Respons Dinamis Struktur

Dengan mengamati spektrum respons/desain pada Gambar 16.1a, terlihat bahwa memanipulasi periode alami dan/atau tingkat redaman suatu struktur dapat secara efektif memodifikasi respons dinamisnya. Dengan memasukkan bantalan isolasi yang relatif fleksibel sebagai pengganti bantalan jembatan konvensional antara struktur atas jembatan dan struktur pendukungnya, bantalan isolasi seismik mampu memperpanjang periode alami jembatan dari nilai tipikal kurang dari 1 detik menjadi 3 hingga 5 detik. Hal ini biasanya akan menghasilkan pengurangan respons dan gaya akibat gempa bumi sebesar 3 hingga 8 kali lipat dibandingkan dengan jembatan dengan penyangga tetap.



Gambar 16.3 Pengaruh redaman pada spektrum respons.

Adapun efek redaman, sebagian besar struktur jembatan memiliki redaman material bawaan yang sangat kecil, biasanya dalam kisaran 1 hingga 5% dari nilai kritis. Pengenalan redaman nonstruktural menjadi perlu untuk mengurangi respons suatu struktur.

Beberapa jenis perangkat atau mekanisme redaman juga merupakan komponen penting dari setiap sistem isolasi seismik yang berhasil. Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, dalam sistem struktur terisolasi, deformasi terutama terjadi di sepanjang isolator. Banyak faktor yang membatasi deformasi yang diizinkan terjadi di sepanjang isolator, misalnya, keterbatasan ruang, persyaratan stabilitas, dan lain-lain. Untuk mengendalikan deformasi isolator, peredaman tambahan seringkali diperkenalkan dalam satu bentuk atau lainnya ke dalam sistem isolasi.

Perlu dicatat bahwa efektivitas peningkatan peredaman dalam mengurangi respons struktur menurun di luar tingkat peredaman tertentu. Gambar 16.3 mengilustrasikan hal ini secara grafis. Dapat dilihat bahwa, meskipun percepatan selalu berkurang dengan peningkatan peredaman, laju pengurangannya menjadi lebih rendah seiring dengan peningkatan rasio peredaman. Oleh karena itu, dalam merancang peredaman tambahan untuk suatu struktur, perlu diingat bahwa ada rentang peredaman tambahan yang paling hemat biaya untuk suatu struktur. Di luar rentang ini, pengurangan respons lebih lanjut akan menimbulkan biaya yang lebih tinggi.

Pemodelan Struktur Terisolasi Seismik

Model SDOF sederhana dari struktur jembatan ditunjukkan pada Gambar 16.4. Massa struktur atas diwakili oleh m, kekakuan pilar oleh konstanta pegas k_0, dan redaman struktural oleh koefisien redaman kental c_0. Persamaan gerak untuk sistem SDOF ini, ketika dikenai eksitasi percepatan tanah gempa bumi, dinyatakan sebagai:

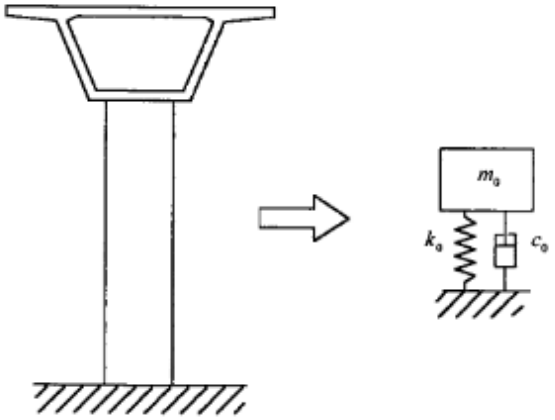
$$m_0\ddot{x} + c_0\dot{x} + k_0 = -m_0 x_g \qquad (16.1)$$

Periode gerak alami T_0, waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan satu siklus getaran, dinyatakan sebagai

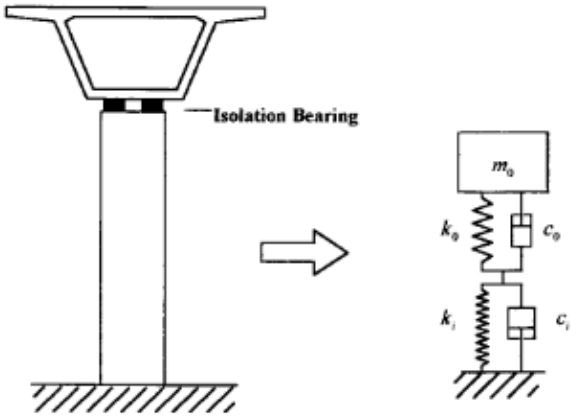
$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{K_0}} \tag{16.2}$$

Penambahan isolator seismik pada sistem ini dapat diidealkan sebagai penambahan pegas dengan konstanta pegas k_i dan peredam viskos dengan koefisien redaman c_i, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.5. Kekakuan gabungan dari sistem terisolasi sekarang menjadi

$$K = \frac{k_0 k_1}{k_0 + k_i} \tag{16.3}$$



Gambar 16.4 Model dinamis SDOF.



Gambar 16.5 Sistem SDOF dengan isolator seismik.

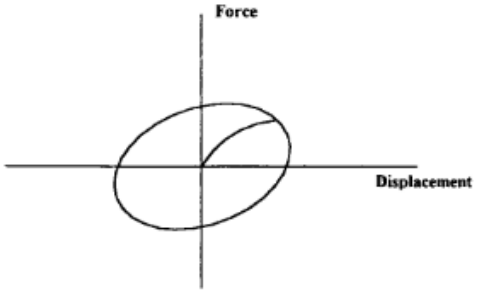
Persamaan (16.1) dimodifikasi menjadi

$$m_0\ddot{x} + (c_0 + c_i)\dot{x} + k_x = -m_0\ddot{x}_g \tag{16.4}$$

dan periode getaran alami dari sistem terisolasi menjadi

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m_0}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{m_0(k_0 + k_i)}{k_0 k_i}} \tag{16.5}$$

Ketika kekakuan isolator lebih kecil daripada kekakuan struktur, K lebih kecil daripada k_0; oleh karena itu, periode alami sistem terisolasi T lebih panjang daripada sistem aslinya. Menarik untuk dicatat bahwa, agar isolator efektif dalam memodifikasi periode alami struktur, k_i harus lebih kecil daripada $k0$ sampai batas tertentu. Misalnya, jika k_i adalah 50% dari k0, maka T akan sekitar 70% lebih besar daripada T_0. Jika k_i hanya 10% dari k_0, maka T akan lebih dari tiga kali lipat T_0.



Gambar 16.6 Kurva histeresis peredam generik.

Sistem struktur yang lebih kompleks harus diperlakukan sebagai sistem multi-derajat kebebasan (MDOF); namun, prinsipnya sama. Dalam kasus ini, elemen pegas akan ditambahkan ke lokasi yang sesuai untuk memodelkan kekakuan isolator.

Pengaruh Disipasi Energi pada Respons Dinamis Struktur

Dalam membahas disipasi energi, istilah redaman dan disipasi energi akan digunakan secara bergantian. Pertimbangkan kembali sistem SDOF sederhana yang digunakan dalam pembahasan sebelumnya. Dalam teori dinamika struktur, nilai kritis koefisien redaman c_c didefinisikan sebagai jumlah redaman yang akan mencegah sistem dinamis dari respons osilasi bebas. Nilai redaman kritis ini dapat dinyatakan dalam hal massa dan kekakuan sistem:

$$c_c = 2\sqrt{m_0 k_0} \tag{16.6}$$

Berkaitan dengan koefisien redaman kritis ini, setiap jumlah redaman sekarang dapat dinyatakan dalam istilah relatif yang disebut rasio redaman ξ yang merupakan rasio koefisien redaman sistem aktual terhadap koefisien redaman kritis. Dengan demikian,

$$\xi = \frac{c_0}{c_c} = \frac{c_0}{2\sqrt{m_0 k_0}} \tag{16.7}$$

Rasio redaman biasanya dinyatakan sebagai persentase dari nilai kritis. Dengan menggunakan rasio redaman, kita dapat membandingkan jumlah redaman dari berbagai sistem dinamis. Sekarang pertimbangkan penambahan perangkat disipasi energi. Perangkat ini menghasilkan gaya $f(x, \dot{x})$ yang mungkin merupakan fungsi dari perpindahan atau kecepatan sistem, tergantung pada mekanisme disipasi energi. Gambar 16.6 menunjukkan kurva histeresis untuk perangkat disipasi energi generik. Persamaan (16.1) ditulis ulang sebagai

$$x + \frac{c_0}{m_0}x + \frac{k_0}{m_0}x + \frac{f(x,x)}{m_0} = -x_g \tag{16.8}$$

Terdapat berbagai pendekatan untuk memodelkan efek perangkat peredam terhadap respons dinamis suatu struktur. Pendekatan yang paling akurat adalah analisis riwayat waktu linier atau nonlinier dengan memodelkan perilaku sebenarnya dari perangkat peredam. Namun, untuk aplikasi praktis, seringkali cukup akurat untuk merepresentasikan efektivitas mekanisme peredam dengan rasio redaman viskositas ekivalen. Salah satu cara untuk mendefinisikan rasio redaman ekivalen adalah dalam hal energi E_d yang hilang oleh perangkat dalam satu siklus gerak siklik dibagi dengan energi regangan maksimum E_{ms} yang tersimpan dalam struktur:

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{4_\pi E_{ms}} \tag{16.9}$$

Untuk perangkat tertentu, E_d dapat ditemukan dengan mengukur luas loop histeresis. Persamaan (16.9) sekarang dapat ditulis ulang dengan memperkenalkan rasio redaman ξ_0 dan ξ_{eq}, dalam bentuk

$$\ddot{x} + 2\sqrt{\frac{k_0}{m}}(\xi + \xi_{eq})\dot{x} + \frac{k_0}{m_0}x = -\ddot{x_g} \tag{16.10}$$

Konsep rasio redaman viskos ekuivalen ini juga dapat digeneralisasikan untuk digunakan pada sistem MDOF dengan mempertimbangkan ξ_{eq} sebagai rasio redaman modal dan E_d dan Ems sebagai energi yang hilang dan energi regangan maksimum pada setiap mode getaran. Dengan demikian, untuk mode getaran ke-i suatu struktur, kita memiliki

$$\xi_{eq}^i = \frac{E_d^i}{4_\pi E_{ms}^i} \tag{16.11}$$

Sekarang, respons dinamis suatu struktur dengan peredaman tambahan dapat diselesaikan menggunakan teknik analisis linier yang tersedia, baik analisis riwayat waktu linier maupun analisis spektrum respons.

16.3 PERANGKAT ISOLASI SEISMIK DAN DISIPASI ENERGI

Banyak jenis perangkat isolasi seismik dan disipasi energi tambahan telah dikembangkan dan diuji untuk aplikasi seismik selama tiga dekade terakhir, dan lebih banyak lagi yang masih diteliti. Perilaku dasar dan aplikasinya untuk beberapa perangkat yang lebih dikenal dan digunakan secara luas akan disajikan di bagian ini.

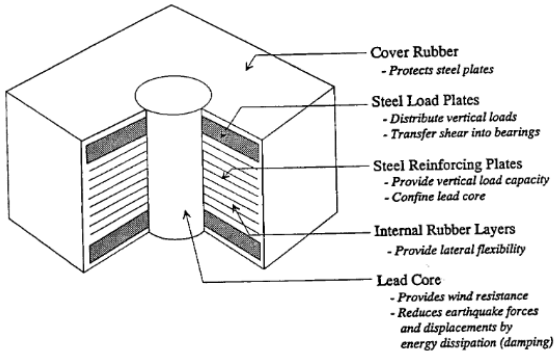
Isolator Elastomer

Isolator elastomer, dalam bentuknya yang paling sederhana, adalah bantalan elastomer yang terbuat dari karet, biasanya berbentuk silinder atau persegi panjang. Ketika dipasang pada pilar atau abutmen jembatan, bantalan elastomer berfungsi sebagai perangkat bantalan vertikal untuk beban layanan dan perangkat isolasi lateral untuk beban seismik. Hal ini mengharuskan bantalan tersebut kaku terhadap beban vertikal tetapi relatif fleksibel terhadap beban seismik lateral.

Agar fleksibel, bantalan isolasi harus dibuat jauh lebih tebal daripada bantalan elastomer yang digunakan dalam desain jembatan konvensional. Penyisipan pelat baja horizontal, seperti pada kasus bantalan elastomer yang diperkuat baja, secara signifikan meningkatkan kekakuan vertikal bantalan dan meningkatkan stabilitas di bawah beban horizontal. Ketebalan karet total pada dasarnya memengaruhi perpindahan lateral maksimum yang diizinkan dan periode getaran.

Untuk bantalan karet dengan luas bantalan A, modulus geser G, tinggi h, regangan geser yang diizinkan γ, faktor bentuk S, dan modulus curah K, kekakuan horizontal dan periode getarannya dapat dinyatakan sebagai

$$K = \frac{GA}{h} \tag{16.12}$$



Gambar 16.7 Konstruksi tipikal bantalan karet inti timbal.

$$T_b = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{Sh\gamma A'}{Ag}} \tag{16.13}$$

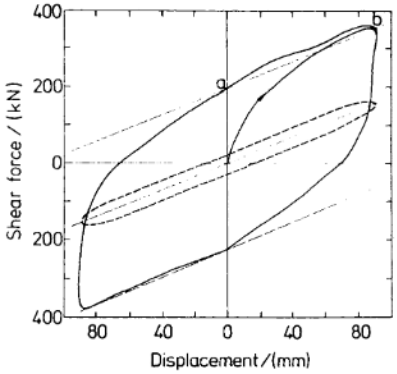
di mana A' adalah tumpang tindih area atas dan bawah bantalan pada perpindahan maksimum. Nilai tipikal untuk sifat bantalan elastomer jembatan adalah G = 1 MPa (145 psi), K = 200 MPa (290 psi), γ = 0,9 hingga 1,4, S = 3 hingga 15. Variabilitas utama terletak pada S, yang merupakan fungsi dari dimensi bidang dan ketebalan lapisan karet.

Salah satu masalah yang terkait dengan penggunaan bantalan karet murni untuk isolasi seismik adalah bantalan tersebut dapat dengan mudah mengalami deformasi berlebihan selama peristiwa seismik. Hal ini, dalam banyak kasus, akan membahayakan stabilitas bantalan dan struktur atas yang didukungnya. Salah satu solusinya adalah menambahkan perangkat atau mekanisme disipasi energi ke bantalan isolasi.

Mekanisme disipasi energi yang paling banyak digunakan pada bantalan isolasi elastomer adalah penyisipan inti timbal di tengah bantalan. Timbal memiliki kekakuan geser awal yang tinggi dan kekuatan luluh geser yang relatif rendah. Pada dasarnya, material ini memiliki perilaku elastis-plastik dengan sifat kelelahan yang baik untuk siklus plastik. Material ini memberikan kekakuan horizontal yang tinggi untuk ketahanan beban layanan dan disipasi energi yang tinggi untuk beban seismik yang kuat, sehingga ideal untuk digunakan dengan bantalan elastomer.

Jenis isolasi elastomer inti timbal ini, juga dikenal sebagai bantalan karet inti timbal (LRB), dikembangkan dan dipatenkan oleh Dynamic Isolation System (DIS). Konstruksi bantalan elastomer inti timbal tipikal ditunjukkan pada Gambar 16.7. Kurva histeresis terkait ditunjukkan pada Gambar 16.8. Ukuran bantalan tipikal dan kapasitas daya dukungnya diberikan pada Tabel 16.1.

Bantalan isolasi elastomer inti timbal adalah perangkat isolasi yang paling banyak digunakan dalam aplikasi desain seismik jembatan. Perangkat ini telah digunakan dalam perbaikan seismik dan desain baru di ratusan jembatan di seluruh dunia.



Gambar 16.8 Kurva histeresis bantalan karet inti timbal.

Isolator Geser

Bantalan isolasi tipe geser mengurangi gaya yang ditransfer dari struktur atas ke struktur pendukung ketika terkena guncangan gempa bumi dengan memungkinkan struktur atas untuk bergeser pada permukaan gesekan rendah yang biasanya terbuat dari baja tahan karat-PTFE. Gesekan maksimum antara permukaan geser membatasi gaya maksimum yang

dapat ditransfer oleh bantalan. Gesekan antara permukaan juga akan menghilangkan energi. Kekhawatiran utama dengan hanya mengandalkan bantalan geser sederhana untuk aplikasi seismik adalah kurangnya gaya pemusatan untuk mengembalikan struktur ke posisi semula, bersamaan dengan prediktabilitas dan keandalan respons yang buruk.

Hal ini dapat diatasi dengan menggabungkan penggeser dengan elemen pegas atau, seperti pada kasus bantalan isolasi pendulum gesekan (FPI), dengan membuat permukaan geser melengkung sehingga berat sendiri struktur akan membantu memusatkan kembali struktur atas. Berikut ini, bantalan FPI dari Earthquake Protection Systems (EPS) akan disajikan sebagai perwakilan dari bantalan isolasi tipe geser.

Bantalan FPI memanfaatkan karakteristik pendulum sederhana untuk memperpanjang periode alami struktur yang terisolasi. Konstruksi tipikal bantalan FPI ditunjukkan pada Gambar 16.9. Pada dasarnya terdiri dari slider dengan permukaan bulat penahan beban dan permukaan geser cekung bulat yang diolah yang ditempatkan dalam rumah bantalan baja cor. Permukaan cekung dan permukaan slider memiliki radius yang sama untuk memungkinkan kesesuaian yang baik dan tekanan yang relatif seragam di bawah beban vertikal. Pengoperasian isolator sama terlepas dari arah permukaan cekung. Ukuran bantalan terutama dikendalikan oleh perpindahan desain maksimum.

Konsepnya sangat sederhana, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 16.10. Ketika struktur atas bergerak relatif terhadap pilar pendukung, ia berperilaku seperti pendulum sederhana. Radius, R, dari permukaan cekung mengontrol periode isolator,

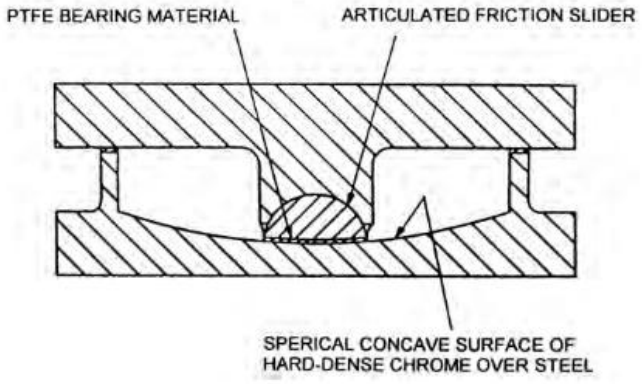
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \tag{16.14}$$

di mana g adalah percepatan gravitasi. Fakta bahwa periode isolator tidak bergantung pada massa struktur yang ditopang merupakan keuntungan dibandingkan isolator elastomer karena lebih sedikit faktor yang terlibat dalam pemilihan bantalan isolasi. Untuk bantalan elastomer, untuk memperpanjang periode isolator tanpa mengubah dimensi bidang, seseorang harus meningkatkan tinggi bantalan yang dibatasi oleh persyaratan stabilitas. Untuk bantalan FPI, periode dapat diubah hanya dengan mengubah jari-jari permukaan cekung. Keuntungan lain yang dimiliki bantalan FPI adalah kapasitas beban vertikal yang tinggi, hingga 30 juta lb (130.000 kN).

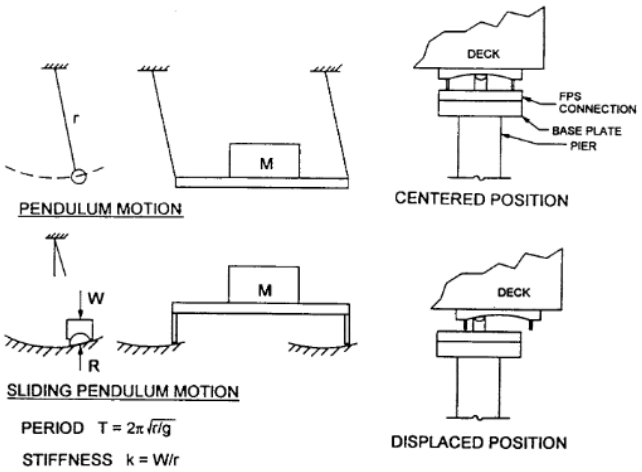
Tabel 16.1 Kapasitas Beban Mati dan Beban Hidup Total Bantalan DIS Persegi (kN)

Ukuran Rencana		Luas Area Terikat	Ketebalan Lapisan			
W(mm)	B(mm)	(mm^2)	6,5	9,5	12,5	19
229	229	52.258	236	160	125	85
254	254	64.516	338	227	173	120
279	279	78.064	463	311	236	165
305	305	92.903	614	414	311	214
330	330	109.032	796	534	405	276

356	356	126.451	1.010	676	512	351
381	381	145.161	1.263	845	641	436
406	406	165.161	1.552	1.041	783	529
432	432	186.451	1.882	1.259	952	641
457	457	209.032	2.255	1.508	1.139	770
483	483	232.903	2.678	1.793	1.348	912
508	508	258.064	3.149	2.104	1.583	1.068
533	533	284.516	3.674	2.455	1.846	1.241
559	559	312.257	4.252	2.842	2.135	1.437
584	584	316.290	4.888	3.265	2.455	1.650
610	610	371.612	5.582	3.727	2.802	1.882
635	635	403.225	6.343	4.234	3.185	2.135
660	660	436.128	7.170	4.786	3.598	2.411
686	686	470.322	8.064	5.382	4.043	2.713
711	711	505.805	9.029	6.027	4.528	3.034
737	737	517.580	10.070	6.721	5.048	3.380
762	762	580.644	11.187	7.464	5.609	3.754
787	787	619.999	12.383	8.264	6.205	4.154
813	813	660.644	13.660	9.118	6.845	4.581
838	838	702.579	15.025	10.026	7.530	5.040
864	864	745.805	16.480	10.995	8.255	5.524
889	889	790.321	18.023	12.023	9.029	6.040
914	914	836.127	19.660	13.117	9.848	6.587



Gambar 16.9 Konstruksi tipikal FPI.



Gambar 16.10 Prinsip kerja dasar FPI.

Sistem FPI berperilaku kaku ketika beban lateral pada struktur kurang dari gaya gesekan, yang dapat dirancang agar kurang dari beban lateral non-seismik. Setelah gaya lateral melebihi gaya gesekan ini, seperti yang terjadi pada eksitasi gempa bumi, sistem akan merespons pada periode isolasinya. Koefisien gesekan dinamis dapat divariasikan dalam rentang 0,04 hingga 0,20 untuk memungkinkan berbagai tingkat resistensi lateral dan disipasi energi.

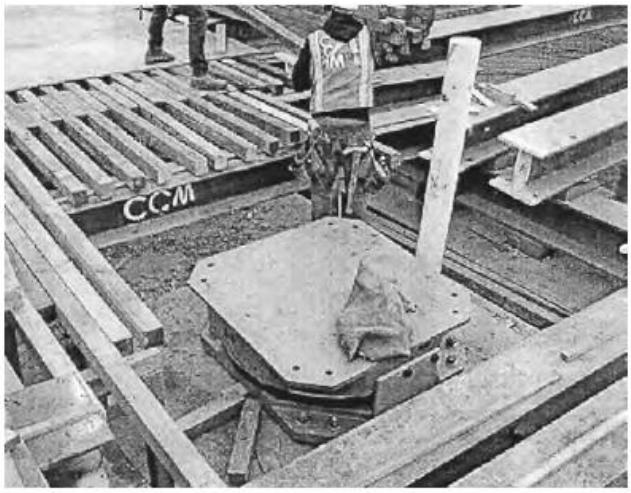
Bantalan FPI telah digunakan dalam beberapa proyek perbaikan bangunan tahan gempa, termasuk Gedung Pengadilan Banding AS di San Francisco dan Terminal Internasional Bandara San Francisco. Struktur jembatan pertama yang diisolasi oleh bantalan FPI adalah Jembatan American River di Folsom, California. Gambar 16.11 menunjukkan salah satu bantalan yang terpasang di atas pilar jembatan.

Perpindahan bantalan maksimum yang dirancang adalah 250 mm, dan beban vertikal maksimum sekitar 16.900 kN. Bantalan terbesar memiliki dimensi bidang 1150 × 1150 mm. Bantalan FPI juga akan digunakan di Jembatan Benicia–Martinez di California ketika konstruksi dimulai pada perbaikan jembatan sepanjang satu mil ini. Bantalan yang dirancang untuk proyek ini akan memiliki dimensi bidang maksimum 4500 × 4500 mm untuk mengakomodasi perpindahan maksimum yang dirancang sebesar 1200 mm.

Peredam Fluida Kental

Peredam fluida kental, juga disebut peredam hidrolik dalam beberapa literatur, biasanya terdiri dari piston yang bergerak di dalam silinder rumah peredam yang diisi dengan senyawa silikon atau oli. Gambar 16.12 menunjukkan konstruksi tipikal peredam fluida kental Perangkat Taylor dan kurva histeresis yang sesuai. Saat piston bergerak di dalam rumah peredam, ia menggeser fluida yang pada gilirannya menghasilkan gaya hambat yang sebanding dengan eksponen kecepatan piston yang bergerak, yaitu,

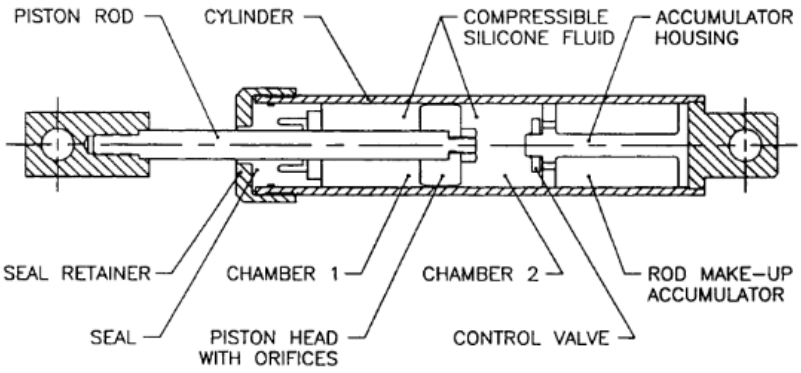
$$F = cV^k \tag{16.15}$$



Gambar 16.11 Bantalan FPI yang dipasang pada pilar jembatan.

di mana c adalah konstanta redaman, V adalah kecepatan piston, dan k adalah parameter yang dapat bervariasi dalam rentang 0,1 hingga 1,2, seperti yang ditentukan untuk aplikasi tertentu. Jika k sama dengan 1, kita memiliki gaya redaman viskositas linier yang umum. Sekali lagi, efektivitas peredam dapat diwakili oleh jumlah energi yang hilang dalam satu siklus deformasi lengkap:

$$E_d \int F dx \tag{16.16}$$



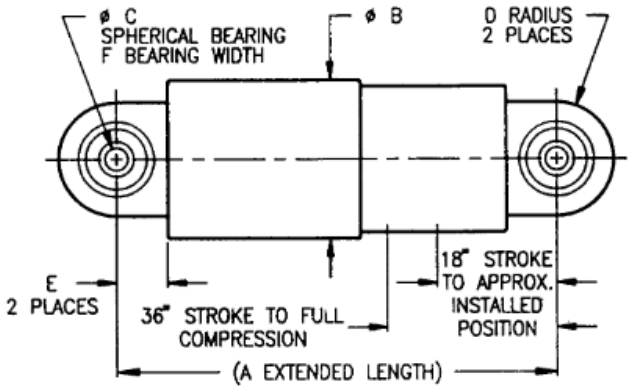
Gambar 16.12 Konstruksi tipikal peredam viskositas fluida Taylor Devices.

Aplikasi awal peredam fluida kental adalah dalam isolasi getaran sistem kedirgantaraan dan pertahanan. Dalam beberapa tahun terakhir, studi teoritis dan eksperimental telah dilakukan dalam upaya untuk menerapkan peredam kental pada desain tahan gempa struktur.

Tabel 16.2 Data Dimensi Peredam Viskos Fluida (mm)

Model	A	B	C	D	E	F
100 kips (445 kN)	3327	191	64	81	121	56

200 kips (990 kN)	3353	229	70	99	127	61
300 kips (1335 kN)	3505	292	76	108	133	69
600 kips (2670 kN)	3937	406	152	191	254	122
1000 kips (4450 kN)	4216	584	152	229	362	122
2000 kips (9900 kN)	4572	660	203	279	432	152



Gambar 16.13 Dimensi peredam viskos.

Akibatnya, peredam kental telah menemukan aplikasi dalam beberapa proyek desain retrofit seismik. Misalnya, peredam kental telah dipertimbangkan untuk peningkatan seismik Jembatan Golden Gate di San Francisco, di mana peredam fluida kental dapat dipasang di antara rangka penguat dan menara untuk mengurangi tuntutan perpindahan pada pengunci angin dan sambungan ekspansi. Peredam diharapkan dapat mengurangi dampak antara rangka penguat dan menara. Peredam ini akan membutuhkan langkah maksimum sekitar 1250 mm, dan mampu menahan kecepatan puncak 1880 mm/s. Ini membutuhkan keluaran gaya maksimum 2890 kN.

Peredam viskos fluida ditentukan berdasarkan jumlah gaya redaman maksimum yang dihasilkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 16.2. Tabel 16.2 juga menunjukkan data dimensi untuk berbagai ukuran peredam yang umum digunakan pada aplikasi jembatan. Pembaca dapat merujuk ke Gambar 16.13 untuk penunjukan dimensi.

Peredam Viskoelastik

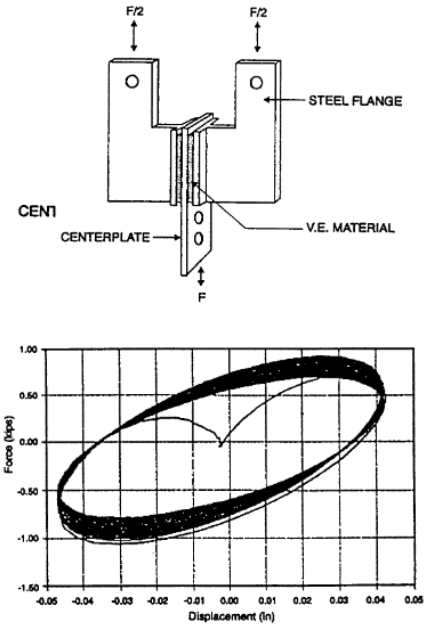
Peredam viskoelastik tipikal, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 16.14, terdiri dari lapisan material viskoelastik yang diikat dengan pelat baja. Material viskoelastik adalah nama umum untuk material polimer seperti karet yang memiliki fitur gabungan antara padatan elastis dan cairan kental ketika mengalami deformasi. Gambar 16.14 juga menunjukkan kurva histeresis tipikal dari peredam viskoelastik. Ketika pelat tengah bergerak relatif terhadap dua pelat luar, lapisan material viskoelastik mengalami deformasi geser. Di bawah pembebanan siklik sinusoidal, tegangan pada material viskoelastik dapat dinyatakan sebagai

$$\sigma = \gamma_0(G' \sin \omega t + G" \cos \ \omega t) \tag{16.17}$$

di mana γ_0 mewakili regangan maksimum, G' adalah modulus penyimpanan geser, dan G" adalah modulus kehilangan geser, yang merupakan faktor utama yang menentukan kemampuan disipasi energi dari material viskoelastik.

Setelah satu siklus lengkap deformasi siklik, grafik regangan vs. tegangan akan terlihat seperti histeresis yang ditunjukkan pada Gambar 16.14. Area yang dikelilingi oleh loop histeresis mewakili jumlah energi yang hilang dalam satu siklus per satuan volume material viskoelastik:

$$e_d = \pi \gamma_0^2 G' \tag{16.18}$$



Gambar 16.14 Peredam viskoelastik tipikal dan loop histeresisnya.

Energi total yang hilang oleh material viskoelastik dengan volume V dapat dinyatakan sebagai

$$E_d = \pi \gamma_0^2 G'' V \tag{16.19}$$

Penerapan peredam viskoelastik pada struktur teknik sipil dimulai lebih dari 20 tahun yang lalu, pada tahun 1968, ketika lebih dari 20.000 peredam viskoelastik buatan Perusahaan 3M dipasang pada struktur rangka ganda World Trade Center di New York City untuk membantu menahan beban angin.

Pada akhir tahun 1980-an, studi teoritis dan eksperimental pertama kali dilakukan untuk kemungkinan penerapan peredam viskoelastik untuk aplikasi seismik. Peredam viskoelastik sejak itu mendapat perhatian yang meningkat dari para peneliti dan insinyur praktisi. Banyak studi eksperimental telah dilakukan pada model struktural skala kecil dan skala penuh. Baru-baru ini, peredam viskoelastik digunakan dalam perbaikan seismik beberapa

bangunan, termasuk Gedung Santa Clara County di San Jose, California. Dalam kasus ini, peredam viskoelastik meningkatkan rasio redaman ekivalen struktur hingga 17% dari kritis.

Jenis Perangkat Peredam Lainnya

Terdapat beberapa jenis perangkat peredam lain yang telah dipelajari dan diterapkan pada desain tahan gempa dengan berbagai tingkat keberhasilan. Ini termasuk peredam leleh logam, peredam gesekan, dan peredam massa tertala. Beberapa di antaranya lebih cocok untuk aplikasi bangunan dan mungkin memiliki efektivitas terbatas pada struktur jembatan.

Peredam Leleh Logam. Penggunaan terkontrol perangkat peredam energi logam pengorbanan adalah konsep yang relatif baru. Perangkat tipikal terdiri dari satu atau beberapa anggota logam, biasanya terbuat dari baja lunak, yang dikenai deformasi aksial, lentur, atau torsi tergantung pada jenis aplikasinya. Pilihan antara berbagai jenis peredam leleh logam biasanya bergantung pada lokasi, ruang yang tersedia, koneksi dengan struktur, dan tingkat gaya dan perpindahan. Salah satu kemungkinan aplikasi peredam leleh baja pada struktur jembatan adalah dengan menggunakan peredam baja bersamaan dengan bantalan isolasi. Pengujian telah dilakukan untuk menggabungkan serangkaian peredam baja kantilever dengan bantalan isolasi geser PTFE.

Peredam Gesekan. Jenis peredam ini memanfaatkan mekanisme gesekan padat yang berkembang antara permukaan geser untuk menghilangkan energi. Beberapa jenis peredam gesekan telah dikembangkan untuk tujuan meningkatkan respons seismik struktur. Misalnya, penelitian telah menunjukkan bahwa sambungan geser dengan bantalan gesekan yang ditempatkan di penyangga rangka struktur bangunan secara signifikan mengurangi respons seismiknya. Jenis peredam gesekan yang disangga ini telah digunakan di beberapa bangunan di Kanada untuk meningkatkan respons seismik.

Peredam Massa Tertala. Prinsip dasar di balik peredam massa tertala (TMD) adalah peredam getaran dinamis klasik, yang menggunakan massa yang relatif kecil yang terpasang pada massa utama melalui kekakuan yang relatif kecil untuk mengurangi getaran massa utama. Dapat ditunjukkan bahwa, jika periode getaran massa kecil disetel agar sama dengan periode gaya harmonik yang mengganggu, massa utama dapat tetap diam. Dalam aplikasi struktural, peredam massa tertala dapat dipasang di lantai atas untuk mengurangi respons bangunan tinggi terhadap beban angin. Penerapan TMD pada sistem peredaman gempa terbatas karena sistem ini hanya efektif dalam mengurangi getaran pada satu mode, biasanya mode pertama.

16.4 PERSYARATAN KINERJA DAN PENGUJIAN

Karena teknologi isolasi seismik dan disipasi energi masih relatif baru dan seringkali sifat-sifat yang digunakan dalam desain hanya dapat diperoleh dari pengujian, persyaratan kinerja dan pengujian sangat penting dalam penerapan perangkat ini secara efektif. Persyaratan pengujian dan kinerja, sebagian besar, ditentukan dalam kriteria desain proyek atau spesifikasi konstruksi. Beberapa spesifikasi desain yang diakui secara nasional, seperti Spesifikasi Panduan AASHO untuk Desain Isolasi Seismik, juga menyediakan persyaratan pengujian generik.

Hampir semua pengujian yang ditentukan untuk isolator seismik atau perangkat disipasi energi hanya memerlukan pengujian di bawah beban statis atau siklik sederhana. Namun, ada kekhawatiran tentang seberapa baik sifat-sifat yang diperoleh dari pengujian beban sederhana ini akan berkorelasi dengan perilaku di bawah beban gempa bumi yang sebenarnya.

Oleh karena itu, program pengujian simulasi gempa bumi besar sedang berlangsung. Disponsori oleh Administrasi Jalan Raya Federal dan Departemen Transportasi California, produsen perangkat isolasi dan disipasi energi diundang untuk menyediakan produk prototipe mereka untuk diuji di bawah beban gempa bumi. Diharapkan program pengujian ini akan menghasilkan pedoman seragam untuk pengujian prototipe dan verifikasi, serta pedoman desain dan spesifikasi kontrak untuk setiap sistem yang berbeda. Berikut ini adalah pembahasan singkat tentang beberapa persyaratan pengujian dan kinerja penting untuk berbagai sistem.

Perangkat Isolasi Seismik

Untuk bantalan isolasi seismik, persyaratan kinerja biasanya menentukan perpindahan lateral maksimum yang diizinkan di bawah beban seismik dan non-seismik, seperti beban termal dan angin; karakteristik defleksi horizontal seperti kekakuan efektif dan maksimum; kapasitas disipasi energi, atau rasio redaman setara; defleksi vertikal; stabilitas di bawah beban vertikal; dan lain-lain. Misalnya, Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Desain Isolasi Seismik mensyaratkan bahwa desain dan analisis sistem isolasi yang ditentukan harus didasarkan pada pengujian prototipe dan serangkaian pengujian verifikasi seperti yang dijelaskan secara singkat berikut ini:

Pengujian Prototipe:

I. Pengujian prototipe perlu dilakukan pada dua spesimen ukuran penuh. Pengujian ini diperlukan untuk setiap jenis dan ukuran yang serupa dengan yang digunakan dalam desain.
II. Untuk setiap siklus pengujian, perilaku gaya-defleksi dan histeresis spesimen perlu dicatat.
III. Di bawah beban vertikal yang mirip dengan beban mati desain rata-rata tipikal, spesimen perlu diuji untuk:
    A. Dua puluh siklus beban lateral yang sesuai dengan beban non-seismik maksimum;
    B. Tiga siklus pembebanan lateral pada perpindahan yang sama dengan 25, 50, 75, 100, dan 125% dari total perpindahan desain;
    C. Tidak kurang dari 10 siklus penuh pembebanan pada total perpindahan desain dan beban vertikal yang mirip dengan beban mati.
IV. Stabilitas elemen penahan beban vertikal perlu ditunjukkan dengan satu siklus penuh perpindahan yang sama dengan 1,5 kali total perpindahan desain di bawah beban mati ditambah atau dikurangi beban vertikal karena efek seismik.

Pengujian Karakteristik Sistem:

I. Karakteristik gaya-defleksi perlu didasarkan pada hasil pengujian siklik.

II. Kekakuan efektif isolator perlu dihitung untuk setiap siklus pembebanan sebagai

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{\Delta_p - \Delta_n} \tag{16.20}$$

di mana F_p dan F_n masing-masing adalah gaya positif dan negatif maksimum, dan Δ_p dan Δ_n masing-masing adalah perpindahan positif dan negatif maksimum.

III. Rasio redaman viskos ekivalen ξ dari sistem isolasi perlu dihitung sebagai

IV.

$$\xi = \frac{Area\ Total}{4\pi \sum \frac{kd^2}{2}} \tag{16.21}$$

di mana Luas Total harus dianggap sebagai jumlah luas loop histeresis dari semua isolator; penjumlahan di penyebut mewakili total energi regangan dalam sistem isolasi. Agar suatu spesimen dianggap dapat diterima, hasil pengujian harus menunjukkan kemampuan menahan gaya inkremental positif, kurang dari jumlah variasi yang ditentukan dalam kekakuan efektif antara spesimen dan antara siklus pengujian untuk spesimen tertentu. Rasio redaman efektif juga harus berada dalam rentang tertentu.

Pengujian Perangkat Disipasi Energi

Mengenai perangkat disipasi energi, belum ada persyaratan pengujian yang dikodifikasi yang diterbitkan. Ketentuan yang Direkomendasikan NEHRP 1994 Badan Manajemen Darurat Federal untuk Regulasi Seismik untuk Bangunan Baru berisi lampiran yang membahas penggunaan sistem disipasi energi dan persyaratan pengujian. Ada juga persyaratan pengujian khusus proyek dan standar pengujian yang diusulkan oleh berbagai produsen peredam.

Secara umum, pengujian diperlukan untuk mendapatkan parameter perangkat yang sesuai untuk penggunaan desain. Parameter-parameter ini meliputi keluaran gaya maksimum, jarak langkah, kekakuan, dan kemampuan disipasi energi. Dalam kasus peredam viskos, parameter-parameter ini diuji dalam hal konstanta redaman C, konstanta eksponensial, gaya redaman maksimum, dan lain-lain. Sebagian besar persyaratan pengujian yang ada bersifat spesifik proyek. Misalnya, persyaratan teknis untuk peredam viskos yang akan digunakan dalam perbaikan Jembatan Golden Gate menetapkan serangkaian pengujian yang harus dilakukan pada peredam model.

Pengujian prototipe dianggap tidak praktis karena keterbatasan fasilitas pengujian yang tersedia. Pengujian ini meliputi pengujian siklik peredam model untuk memverifikasi hukum konstitutif dan umur pakai segelnya, serta uji jatuh peredam model dan prototipe untuk membantu menghubungkan pengujian siklik dengan perilaku peredam sebenarnya. Karena pengujian akan dilakukan pada peredam model, beberapa perhitungan akan diperlukan untuk mengekstrapolasi perilaku peredam prototipe.

16.5 PEDOMAN DESAIN DAN CONTOH DESAIN

Di Amerika Serikat, desain isolasi seismik untuk jembatan diatur oleh Spesifikasi Panduan untuk Desain Isolasi Seismik (selanjutnya disebut sebagai “Spesifikasi Panduan”) yang

diterbitkan oleh AASHTO pada tahun 1992. Spesifikasi untuk desain perangkat peredam energi belum dikembangkan secara sistematis, sementara pedoman yang direkomendasikan memang ada untuk aplikasi tipe bangunan. Pada bagian ini, prosedur desain untuk desain isolasi seismik dan contoh desain akan disajikan terutama berdasarkan Spesifikasi Panduan AASHTO. Adapun desain peredam energi tambahan, akan dilakukan upaya untuk meringkas beberapa pedoman untuk struktur tipe bangunan dan penerapannya pada aplikasi jembatan.

Spesifikasi dan Contoh Desain Isolasi Seismik

Spesifikasi Panduan AASHTO ditulis sebagai suplemen untuk Spesifikasi Standar AASHTO untuk Desain Seismik Jembatan Jalan Raya (selanjutnya disebut sebagai "Spesifikasi Standar"). Oleh karena itu, kategori kinerja seismik dan koefisien lokasi identik dengan yang ditentukan dalam Spesifikasi Standar. Faktor modifikasi respons sama dengan yang ada dalam Spesifikasi Standar, kecuali bahwa faktor R yang dikurangi menjadi 1,5 diperbolehkan untuk desain yang pada dasarnya elastis ketika tujuan desain isolasi seismik adalah untuk menghilangkan atau mengurangi secara signifikan kerusakan pada struktur bawah.

Persyaratan Umum

Terdapat dua bagian yang saling terkait dalam mendesain perangkat isolasi seismik untuk aplikasi jembatan. Pertama-tama, bantalan isolasi harus dirancang untuk semua beban non-seismik seperti halnya perangkat bantalan lainnya. Misalnya, untuk bantalan isolasi karet inti timbal, baik ukuran rencana minimum maupun ketebalan lapisan karet individual ditentukan oleh persyaratan beban vertikal. Tinggi isolator minimum dikendalikan oleh dua kali perpindahan akibat beban non-seismik gabungan.

Tabel 16.3 Koefisien Redaman B

Rasio Redaman (ξ)	≤ 2%	5%	10%	20%	30%
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7

Sumber: AASHTO, Spesifikasi Panduan untuk Desain Isolasi Seismik, Washington, D.C., 1991. Dengan izin.

Diameter minimum inti timbal ditentukan oleh persyaratan untuk mempertahankan respons elastis di bawah gaya angin, rem, dan sentrifugal gabungan. Persyaratan serupa juga dapat diterapkan pada jenis isolator lainnya. Selain persyaratan di atas, bagian kedua dari desain isolasi seismik adalah untuk memenuhi persyaratan keselamatan seismik. Bantalan harus mampu menopang beban vertikal dengan aman pada perpindahan seismik. Bagian kedua ini dicapai melalui prosedur analisis dan desain yang dijelaskan di bawah ini.

Metode Analisis

Spesifikasi Panduan memungkinkan perlakuan disipasi energi dalam isolator sebagai redaman viskos ekuivalen dan kekakuan sistem terisolasi sebagai kekakuan linier efektif. Hal ini memungkinkan penggunaan metode analisis tunggal dan multimodal untuk desain isolasi seismik. Pengecualian untuk ini adalah sistem terisolasi dengan rasio redaman lebih besar dari 30% dan isolator tipe geser tanpa mekanisme pemusatan otomatis. Analisis riwayat waktu nonlinier diperlukan untuk kasus-kasus ini.

Analisis Spektral Mode Tunggal

Dalam prosedur ini, gaya statis ekuivalen diberikan oleh hasil perkalian koefisien gaya seismik elastis Cs dan beban mati W dari struktur atas yang ditopang oleh bantalan isolasi, yaitu,

$$F = C_s W \tag{16.22}$$

$$C_s = \frac{\sum k_{eff} \times d_i}{W} \tag{16.23}$$

$$C_s = \frac{AS_i}{T_e B} \tag{16.24}$$

Di mana

$\sum k_{eff}$ = jumlah kekakuan linier efektif dari semua bantalan yang menopang struktur atas.

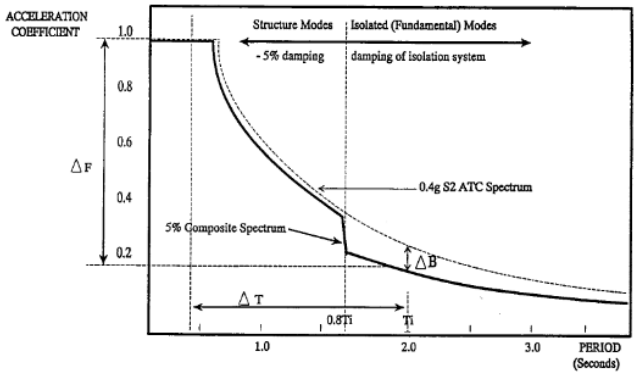
$d_i = \frac{10AS_iT_e}{B}$ = perpindahan melintasi bantalan isolasi

A = koefisien percepatan

B = koefisien redaman yang diberikan dalam Tabel 16.3

$T_e = \sqrt{\frac{W}{g\sum k_{eff}}}$ = Periode getaran

Gaya statis ekivalen harus diterapkan secara independen pada kedua sumbu ortogonal dan digabungkan sesuai prosedur spesifikasi standar. Kekakuan linier efektif harus dihitung pada perpindahan desain.



Gambar 16.15 Spektrum respons input yang dimodifikasi.

Analisis Spektrum Respons

Prosedur ini sama dengan yang ditentukan dalam Spesifikasi Standar menggunakan spektrum respons gerak tanah redaman 5% dengan modifikasi berikut:

1. Bantalan isolasi diwakili oleh nilai kekakuan efektifnya.
2. Spektrum respons dimodifikasi untuk memasukkan efek redaman yang lebih tinggi dari sistem terisolasi. Hal ini menghasilkan pengurangan nilai spektrum respons untuk mode terisolasi. Untuk semua mode lainnya, spektrum respons redaman 5% harus digunakan.

Spektrum respons yang dimodifikasi biasanya ditunjukkan pada Gambar 16.15.

Analisis Riwayat Waktu

Seperti yang disebutkan sebelumnya, analisis riwayat waktu diperlukan untuk sistem isolasi dengan rasio redaman tinggi (>30%) atau sistem isolasi non-self-centering. Sistem isolasi perlu dimodelkan menggunakan karakteristik gaya-defleksi nonlinier dari isolator yang diperoleh dari pengujian. Pasangan riwayat waktu percepatan tanah yang direkam dari berbagai kejadian harus dipilih. Riwayat waktu percepatan ini harus diskalakan frekuensinya agar sesuai dengan spektrum respons yang tepat untuk lokasi tersebut. Metode penskalaan yang direkomendasikan juga diberikan dalam Spesifikasi Panduan. Setidaknya tiga pasang riwayat waktu diperlukan oleh kode tersebut. Setiap pasangan harus diterapkan secara simultan pada model. Respons maksimum harus digunakan untuk desain.

Perpindahan Desain dan Gaya Desain

Penting untuk mengetahui dan membatasi perpindahan maksimum sistem isolasi yang dihasilkan dari beban seismik dan beban layanan non-seismik untuk memberikan jarak bebas yang memadai dan mendesain elemen struktural. Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa perpindahan desain total adalah yang lebih besar dari 50% regangan geser elastomer dalam sistem bantalan elastomer dan perpindahan maksimum yang dihasilkan dari kombinasi beban yang ditentukan dalam Spesifikasi Standar.

Gaya desain untuk jembatan yang terisolasi secara seismik diperoleh menggunakan kombinasi beban yang sama seperti yang diberikan untuk jembatan yang dirancang secara konvensional. Sambungan antara struktur atas dan struktur bawah harus dirancang menggunakan gaya $F = k_{\text{eff}} d_i$. Kolom dan pilar harus dirancang untuk gaya maksimum yang mungkin dihasilkan pada isolator. Gaya desain pondasi tidak boleh melebihi gaya elastis atau gaya yang dihasilkan dari pembentukan sendi plastis pada kolom.

Persyaratan Lainnya

Penting bagi sistem isolasi untuk memberikan kekakuan yang memadai untuk menahan beban angin, termal, dan pengereman yang sering terjadi. Perpindahan lateral yang diizinkan di bawah beban non-seismik diserahkan kepada insinyur desain untuk memutuskan. Pada gaya pemulihan lateral, Spesifikasi Panduan mensyaratkan gaya pemulihan yang 0,25W lebih besar dari gaya lateral pada 50% dari perpindahan desain. Untuk sistem yang tidak dikonfigurasi untuk memberikan gaya pemulihan, persyaratan stabilitas vertikal yang lebih ketat harus dipenuhi.

Spesifikasi Panduan mengakui pentingnya stabilitas vertikal dari sistem terisolasi dengan mensyaratkan faktor keamanan tidak kurang dari tiga untuk beban vertikal dalam keadaan tidak berubah bentuk. Sistem juga harus stabil di bawah beban mati ditambah atau dikurangi beban vertikal akibat beban seismik pada perpindahan horizontal 1,5 kali total

perpindahan desain. Untuk sistem tanpa gaya pemulihan lateral, persyaratan ini ditingkatkan menjadi tiga kali lipat dari total perpindahan desain.

Pedoman Memilih Isolasi Seismik

Yang tidak tercakup dalam Spesifikasi Panduan adalah kondisi di mana penerapan isolasi seismik menjadi perlu atau paling efektif. Namun demikian, beberapa pedoman umum dapat diambil dari berbagai literatur dan pengalaman seperti yang dirangkum di bawah ini.

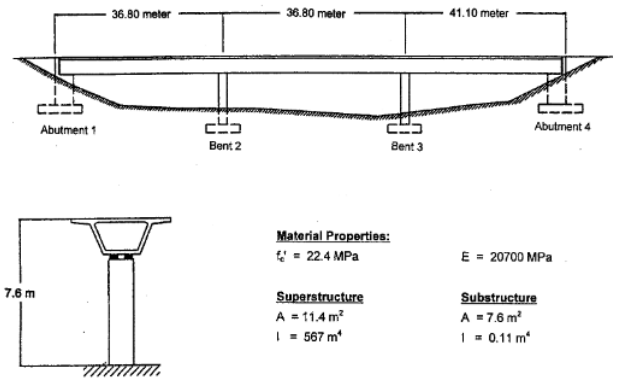
Salah satu faktor yang mendukung penggunaan isolasi seismik adalah tingkat kerusakan yang dapat diterima pada jembatan. Jembatan di lokasi strategis yang kritis perlu tetap terbuka untuk lalu lintas setelah peristiwa seismik tanpa kerusakan atau kerusakan kecil yang dapat diperbaiki dengan cepat. Ini berarti bahwa jembatan pada dasarnya harus dirancang secara elastis. Biaya pilar dan fondasi substruktur dapat menjadi sangat mahal jika menggunakan desain konvensional. Penggunaan isolasi seismik mungkin merupakan solusi ekonomis untuk jembatan-jembatan ini, jika bukan satu-satunya solusi. Ini mungkin berlaku untuk desain jembatan baru dan peningkatan seismik jembatan yang ada.

Terkadang, pengurangan gaya yang ditransfer ke struktur atas diinginkan, seperti pada desain perbaikan seismik Jembatan Benicia–Martinez, di Teluk San Francisco, di mana bantalan isolasi digunakan untuk membatasi gaya pada anggota rangka struktur atas. Faktor lain yang perlu dipertimbangkan adalah topografi lokasi jembatan. Medan yang tidak beraturan dapat menghasilkan konfigurasi struktur yang sangat tidak beraturan dengan perbedaan ketinggian pilar yang signifikan. Hal ini akan mengakibatkan distribusi gaya seismik yang tidak merata di antara pilar dan karenanya permintaan daktilitas yang terkonsentrasi. Penggunaan bantalan isolasi seismik akan membuat kekakuan efektif dan perpindahan pilar yang diharapkan lebih dekat satu sama lain sehingga menghasilkan distribusi gaya yang lebih merata.

Untuk peningkatan seismik jembatan yang ada, bantalan isolasi dapat menjadi solusi efektif untuk pilar yang kurang kuat, panjang penyangga girder yang tidak mencukupi, dan bantalan yang tidak memadai. Dalam beberapa kasus, mungkin tidak ada penghematan langsung dari penggunaan isolasi seismik dibandingkan dengan desain konvensional. Pertimbangan perlu diberikan pada perbandingan biaya siklus hidup karena penggunaan bantalan isolasi umumnya berarti kerusakan yang jauh lebih sedikit, dan karenanya biaya perbaikan yang lebih rendah dalam jangka panjang.

Contoh Desain Isolasi Seismik

Sebagai contoh, struktur jembatan balok kotak beton kontinu tiga bentang, yang ditunjukkan pada Gambar 16.16, akan digunakan di sini untuk mendemonstrasikan prosedur desain isolasi seismik. Sifat material dan struktur juga diberikan pada Gambar 16.16. Jembatan diasumsikan berada di daerah seismik tinggi dengan koefisien percepatan A sebesar 0,40, profil tanah Tipe II, S = 1,2.



Gambar 16.16 Contoh struktur jembatan tiga bentang.

Untuk kesederhanaan, mari kita gunakan metode analisis spektral mode tunggal untuk analisis jembatan ini. Dengan asumsi bahwa bantalan isolasi akan dirancang untuk memberikan redaman viskositas setara sebesar 20%, dengan koefisien redaman, B, sebesar 1,5. Geometri dan sifat penampang jembatan diambil dari contoh yang dikerjakan dalam Spesifikasi Standar dengan beberapa modifikasi.

Analisis Gaya

Massa beban maksimum terjadi pada Bent 3, dengan massa $123\ \text{ft}^2 \times 150\ \text{lb/ft}^3 \times 127.7\ \text{ft} = 2356$ kips (1.065.672 kg). Pertimbangkan beban gempa dalam arah memanjang. Untuk tumpuan atas kolom tetap, kekakuan $k_0 = (12\ \text{EI})/H^3 = 12 \times 432.000 \times 39/25^3 = 12.940\ \text{kips/ft}\ (189\ \text{kN/mm})$. Ini menghasilkan periode tumpuan tetap.

$$T_0 = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_0 g}} = 2\pi\sqrt{\frac{2356}{12940 \times 32.3}} = 0.47s$$

Gaya seismik elastis yang terkait

$$F_0 = C_s W = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \times 0.4 \times 1.2}{0.47^{2/3}} W = 0.95W = 2238\ \text{kip}\ (9955\ \text{kN})$$

Sekarang, mari kita asumsikan bahwa, dengan diperkenalkannya bantalan isolasi seismik di bagian atas kolom, periode alami struktur menjadi 2,0 s, dan redaman B = 1,5. Dari Persamaan (16.22) dan (16.24), gaya seismik elastis untuk sistem terisolasi,

$$F_i = C_s W = \frac{AS_i}{T_e B} W = \frac{0.4 \times 1.2}{2.0 \times 1.5} W = 0.16W = 377\ \text{kip}\ (1677\ \text{kN})$$

Pergeseran melintasi bantalan isolasi

$$d = \frac{10AS_i T_e}{B} = \frac{10 \times 0.4 \times 1.2 \times 2.0}{1.5} = 6.4\ in\ (163\ \text{mm})$$

Tabel 16.4 Contoh Hasil Desain Isolasi Seismik

$T_e(\text{s})$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$k_{eff}(\text{kips/in}$	306.48	76.62	34.05	19.16	12.26	8.51
$k_{eff}(\text{kN/mm})$	(53.67)	(13.42)	(5.96)	(3.35)	(2.15)	(1.49)
$d(\text{in.})$	1.60	3.20	4.80	6.40	8.00	9.60
$d(\text{mm})$	(15.64)	(81.28)	(121.92)	(162.56)	(203.20)	(243.84)
C_s	0.64	0.32	0.21	0.16	0.13	0.11
$F_i(\text{kip})$	1507.84	753.92	502.61	376.96	301.57	251.31
$F_i(\text{kN})$	(6706.87)	(3353.44)	(2235.62)	(1676.72)	(1316.37)	(1117.81)

Tabel 16.4 meneliti pengaruh periode isolasi terhadap gaya seismik elastis. Untuk periode isolasi 0,5 s, yang kira-kira sama dengan struktur penyangga tetap, pengurangan 30% pada gaya seismik elastis pada dasarnya mewakili efek peredaman tambahan dari sistem isolasi.

Desain Bantalan Isolasi

Asumsikan bahwa empat bantalan elastomer (karet inti timbal) digunakan pada setiap tekukan untuk struktur ini. Beban lokal vertikal akibat gravitasi adalah P = 2356/4 = 589 kips (2620 kN). Kita akan mendesain bantalan sedemikian rupa sehingga sistem isolasi akan memiliki periode 2,5 s.

$$T_e \sqrt{\frac{W}{g \sum k_{eff}}}$$

Dan

$$k_{eff} = 4\left(\frac{GA}{T}\right)$$

di mana T adalah ketebalan total elastomer. Kita memiliki

$$\frac{GA}{T} = 3.06 \text{ kip/in} \quad (0.54 \text{ kN/mm})$$

Dengan asumsi modulus geser G = 145 psi (1,0 MPa) dan ketebalan bantalan T = 18 inci (457 mm) dengan ketebalan setiap lapisan t_i sama dengan 0,5 inci. Ini memberikan luas bantalan A = 380 inci² (245.070 mm²). Oleh karena itu, dimensi bidangnya adalah 19,5 × 19,5 inci (495 × 495 mm). Periksa faktor bentuk:

$$S = \frac{ab}{2t_i(a+b)} = \frac{19.5 \times 19.5}{2 \times 0.5(19.5 \times 19.5)}$$

Regangan geser pada elastomer merupakan karakteristik kritis untuk desain bantalan elastomer. Tiga komponen regangan geser membentuk total regangan geser; yaitu regangan

geser akibat kompresi vertikal, rotasi, dan deformasi geser horizontal. Dalam Spesifikasi Panduan, regangan geser akibat kompresi oleh beban vertikal diberikan oleh

$$\gamma_c = \frac{3SW}{2A_r G(1 + 2kS^2)}$$

di mana A_r = 19,5 × (19,5 inci × 8,0 inci) = 224,3 inci² adalah luas bantalan tereduksi yang mewakili luas bantalan efektif ketika mengalami perpindahan horizontal. Dalam hal ini, perpindahan horizontal adalah 8,0 inci. Untuk tujuan menyajikan contoh sederhana, perkiraan dari ekspresi sebelumnya dapat digunakan:

$$\gamma_c = \frac{\sigma}{GS} = \frac{589 \times 1000}{224.3 \times 145 \times 9.75} = 1.85$$

Regangan geser akibat deformasi geser horizontal

$$\gamma_s = \frac{d}{T} = \frac{8 \text{ in}}{18 \text{ in}} = 0.44$$

dan regangan geser akibat rotasi

$$\gamma_r = \frac{B^2\theta}{2t_i T} = \frac{19.5^2 \times 0.01}{2 \times 0.5 \times 18} = 0.44$$

Spesifikasi Panduan mensyaratkan bahwa jumlah ketiga komponen regangan geser harus kurang dari 50% dari regangan geser maksimum elastomer, atau 5,0, mana pun yang lebih kecil. Dalam contoh ini, jumlah ketiga komponen regangan geser sama dengan 2,50 < 5,0.

Singkatnya, kami telah merancang empat bantalan elastomer di setiap tikungan dengan dimensi bidang 19,5 × 19,5 inci (495 × 495 mm) dan 36 lapisan elastomer 0,5 inci dengan G = 145 psi (1 MPa).

Pedoman Desain Perangkat Disipasi Energi

Tidak ada pedoman desain atau spesifikasi yang dipublikasikan untuk penerapan perangkat peredam pada struktur jembatan. Beberapa pedoman yang direkomendasikan untuk penerapan peredam pada struktur bangunan telah dikembangkan selama beberapa tahun terakhir. Diharapkan ringkasan singkat dari perkembangan ini akan bermanfaat bagi para insinyur jembatan.

Persyaratan Umum

Fungsi utama perangkat peredam energi dalam suatu struktur adalah untuk menghilangkan energi yang ditimbulkan oleh gempa bumi. Tidak ada perlindungan khusus terhadap kerusakan struktural atau non-struktural yang dicari atau tersirat oleh penggunaan sistem peredam energi.

Sistem peredam energi pasif diklasifikasikan sebagai bergantung pada perpindahan, bergantung pada kecepatan, atau lainnya. Peredam fluida dan peredam viskoelastik seperti yang dibahas di Bagian 16.3 adalah contoh sistem peredam energi yang bergantung pada kecepatan. Peredam gesekan bergantung pada perpindahan. Model yang berbeda perlu digunakan untuk kelas sistem peredam energi yang berbeda. Selain meningkatkan kapasitas peredaman energi suatu struktur, sistem peredam energi juga dapat mengubah kekakuan struktur. Baik efek peredaman maupun kekakuan perlu dipertimbangkan dalam merancang sistem peredam energi.

Prosedur Analisis

Penggunaan prosedur analisis linier terbatas pada sistem peredam energi viskos dan viskoelastik. Jika respons nonlinier mungkin terjadi atau histeresis atau peredam energi lainnya akan dianalisis dan dirancang, prosedur analisis nonlinier harus diikuti. Kita akan membatasi pembahasan kita pada prosedur analisis linier. Mirip dengan analisis sistem isolasi seismik, prosedur analisis linier mencakup tiga metode: statis linier, spektrum respons linier, dan analisis riwayat waktu linier.

Saat menggunakan metode analisis statis linier, perlu dipastikan bahwa struktur, tidak termasuk peredam, tetap elastis, bahwa sistem peredam struktur gabungan teratur, dan bahwa redaman efektif tidak melebihi 30%. Perpindahan akibat gempa bumi berkurang karena redaman viskos ekuivalen yang diberikan oleh perangkat disipasi energi. Hal ini menghasilkan pengurangan gaya geser dasar pada struktur bangunan. Kelayakan sistem struktur yang diredam harus dibuktikan dengan perhitungan sedemikian rupa sehingga jumlah beban gravitasi dan seismik pada setiap penampang di setiap elemen kurang dari kapasitas elemen atau komponen.

Prosedur spektrum respons dinamis linier digunakan untuk sistem struktur yang lebih kompleks, di mana struktur dimodelkan sebagai sistem MDOF. Kuantitas respons modal dikurangi berdasarkan jumlah redaman modal ekuivalen yang diberikan oleh perangkat peredam tambahan.

Persyaratan Sistem Terperinci

Faktor lain yang perlu dipertimbangkan dalam merancang perangkat peredam tambahan untuk aplikasi seismik adalah kondisi lingkungan, beban lateral non-seismik, pemeliharaan dan inspeksi, dan kontrol kualitas manufaktur.

Perangkat peredam energi perlu dirancang dengan mempertimbangkan kondisi lingkungan termasuk efek penuaan, creep, dan suhu lingkungan. Struktur yang dilengkapi dengan perangkat peredam energi yang rentan terhadap kegagalan akibat kelelahan siklus rendah harus mampu menahan gaya angin desain yang ditentukan dalam rentang elastis untuk menghindari kegagalan prematur. Tidak seperti material konstruksi konvensional yang jarang diperiksa, beberapa perangkat peredam energi memerlukan inspeksi rutin. Oleh karena itu, penting untuk membuat perangkat ini mudah diakses untuk inspeksi dan pengujian rutin atau bahkan penggantian.

16.6 PERKEMBANGAN DAN APLIKASI TERKINI

Beberapa tahun terakhir telah terjadi peningkatan minat yang signifikan dalam penerapan isolasi seismik dan perangkat peredam tambahan. Banyak pengalaman desain dan aplikasi telah dipublikasikan. Pergeseran dari filosofi desain seismik yang hanya berbasis keselamatan ke filosofi berbasis keselamatan dan kinerja telah lebih menekankan pada pembatasan kerusakan struktural dengan mengendalikan respons seismik struktural.

Oleh karena itu, isolasi seismik dan peredam energi telah menjadi alternatif yang semakin menarik dibandingkan metode desain tradisional. Standar desain terus diperbarui seiring dengan perkembangan baru baik dalam teori maupun teknologi. Meskipun Spesifikasi Panduan yang dirujuk dalam bab ini terutama membahas bantalan isolasi elastomer, spesifikasi desain baru yang sedang dikembangkan dan ditinjau akan mencakup ketentuan untuk lebih banyak jenis perangkat isolasi.

Aplikasi Praktis Isolasi Seismik

Tabel 16.5 mencantumkan jembatan di Amerika Utara yang telah dipasang bantalan isolasi. Daftar ini, meskipun terlihat panjang, masih belum lengkap. Menurut beberapa perkiraan, telah ada beberapa ratus jembatan terisolasi di seluruh dunia dan jumlahnya terus bertambah. Pusat Penelitian Teknik Gempa (EERC) di Universitas California, Berkeley menyimpan daftar lengkap jembatan dengan perangkat isolasi dan disipasi energi. Tabel 16.5 didasarkan pada informasi yang tersedia dari situs web Internet EERC.

Tabel 16.5 Jembatan Terisolasi Seismik di Amerika Utara

Bridge	Location		Owner	Engineer	Bridge Description	Bearing Type	Design Criteria
Dog River Bridge, New, 1992	AL	Mobile Co.	Alabama Hwy = 2E Dept.	Alabama Hwy. Dept.	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO Category A
Deas Slough Bridge, Retrofit, 1990	BC	Richmond (Hwy. 99 over Deas Slough),	British Columbia Ministry of Trans. & Hwys.	PBK Eng. Ltd.	Three-span cont. riveted haunched steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.2g$, Soil profile, Type III
Burrard Bridge Main Spans, Retrofit, 1993	BC	Vancouver (Burrard St. over False Cr.),	City of Vancouver	Buckland & Taylor Ltd.	Side spans are simple span deck trusses; center span is a Pratt through truss	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.21g$, Soil profile, Type I
Queensborough Bridge, Retrofit, 1994	BC	New Westminster (over N. arm of Fraser River),	British Columbia Ministry of Trans. & Hwys.	Sandwell Eng.	High-level bridge, three-span cont. haunched steel plate girders; two-girder system with floor beams	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.2g$, Soil profile, Type I
Roberts Park Overhead, New, 1996	BC	Vancouver (Deltaport Extension over BC Rail tracks)	Vancouver Port Corp.	Buckland & Taylor Ltd.	Five-span continuous curved steel plate girders, three girder lines	LRB	AASHTO $A = 0.26g$, Soil profile, Type II
Granville Bridge, Retrofit, 1996	BC	Vancouver, Canada	—	—	—	FIP	—
White River Bridge, 1997 (est.)	YU	Yukon, Canada	Yukon Trans. Services	—	—	FPS	—
Sierra Pt. Overhead, Retrofit, 1985	CA	S. San Francisco (U.S. 101 over S.P. Railroad)	Caltrans	Caltrans	Longitudinal steel plate girders, trans. steel plate bent cap girders	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.6g$, 0 to 10 ft alluvium
Santa Ana River Bridge, Retrofit, 1986	CA	Riverside	MWDSC	Lindvall, Richter & Assoc.	Three 180 ft simple span through trusses, 10 steel girder approach spans	LRB (DIS/Furon)	ATC $A = 0.4g$, Soil profile, Type II
Eel River Bridge, Retrofit, 1987	CA	Rio Dell (U.S. 101 over Eel River)	Caltrans	Caltrans	Two 300 ft steel through truss simple spans	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.5g$, < 150 ft alluvium
Main Yard Vehicle Access Bridge, Retrofit, 1987	CA	Long Beach (former RR bridge over Long Beach Freeway)	LACMTA	W. Koo & Assoc., Inc.	Two 128 ft simple span steel through plate girders, steel floor beams, conc. deck	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.5g$, 10 to 80 ft alluvium
All-American Canal Bridge, Retrofit, 1988	CA	Winterhaven, Imperial Co. (I-8 over All-American Canal)	Caltrans	Caltrans	Cont. steel plate girders (replacing former steel deck trusses)	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.6g$, >150 ft alluvium
Carlson Boulevard Bridge, New, 1992	CA	Richmond (part of 23rd St. Grade Separation Project)	City of Richmond	A-N West, Inc.	Simple span multicell conc. box girder	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.7g$, 80 to 150 ft alluvium
Olympic Boulevard Separation, New, 1993	CA	Walnut Creek (part of the 24/680 Reconstruction Project)	Caltrans	Caltrans	Four-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.6g$, 10 to 80 ft alluvium

Alemany Interchange, Retrofit, 1994	CA	I-280/U.S. 101 Interchange, San Francisco	Caltrans	PBQD	Single and double deck viaduct, R.C. box girders and cols., 7-cont. units	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.5g$, 10 to 80 ft alluvium
Route 242/I-680 Separation, Retrofit, 1994	CA	Concord (Rte. 242 SB over I-680)	Caltrans	HDR Eng., Inc.	8 ft-deep cont. prestressed conc. box girder	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.53g$, 80 to 150 ft alluvium
Bayshore Boulevard Overcrossing, Retrofit, 1994	CA	San Francisco (Bayshore Blvd. over U.S. 101)	Caltrans	Winzler and Kelly	Continuous welded steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	Caltrans $A = 0.53g$, 0 to 10 ft alluvium
1st Street over Figuero, Retrofit, 1995	CA	Los Angeles	City of Los Angeles	Kercheval Engineers	Continuous steel plate girders with tapered end spans	LRB	Caltrans $A = 0.6g$, 0 to 10 ft alluvium
Colfax Avenue over L.A. River, Retrofit, 1995	CA	Los Angeles	City of Los Angeles	Kercheval Engineers	Deck truss center span flanked by short steel beam spans	LRB (DIS)	Caltrans $A = 0.5g$, 10 to 80 ft alluvium
Colfax Avenue over L.A. River, Retrofit, 1995	CA	Los Angeles	City of Los Angeles	—	—	Eradiquake (RJ Watson)	—
3-Mile Slough, Retrofit, 1997 (est.)	CA	—	Caltrans	—	—	LRB (Skellerup)	—
Rio Vista, Retrofit, 1997 (est.)	CA	—	Caltrans	—	—	LRB (Skellerup)	—
Rio Mondo Bridge, Retrofit, 1997 (est.)	CA	—	Caltrans	—	—	FPS (EPS)	—
American River Bridge City of Folsom, New, 1997 (est.)	CA	Folsom	City of Folsom	-HDR	Ten-span, 2-frame continuous concrete box girder bridge	FPS (EPS)	Caltrans $A = 0.5g$, 10 to 80 ft alluvium
GGB North Viaduct, Retrofit, 1998 (est.)	CA	—	GGBHTD	—	—	LRB	—
Benicia–Martinez Bridge Retrofit, 1998 (est.)	CA	—	Caltrans	—	—	FPS (EPS)	—
Coronado Bridge, Retrofit, 1998 (est.)	CA	—	Caltrans	—	—	HDR (not selected)	—
Saugatuck River Bridge, Retrofit, 1994	CT	Westport (I-95 over Saugatuck R.)	ConnDOT	H.W. Lochner, Inc.	Three cont. steel plate girder units of 3, 4, and 3 spans	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.16g$, Soil profile, Type II
Lake Saltonstall Bridge, New, 1995	CT	E. Haven & Branford (I-95 over Lake Saltonstall)	ConnDOT	Steinman Boynton Gronquist & Birdsall	Seven-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.15g$, Soil profile, Type III
RT 15 Viaduct, 1996	CT	Hamden	ConnDOT	Boswell Engineers	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Sexton Creek Bridge, New, 1990	IL	Alexander Co. (IL Rte. 3 over Sexton Creek)	ILDOT	ILDOT	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.2g$, Soil profile, Type III

Bridge	Location		Owner	Engineer	Bridge Description	Bearing Type	Design Criteria
Cache River Bridge, Retrofit, 1991	IL	Alexander Co. (IL Rte. 3 over Cache R. Diversion Channel)	ILDOT	ILDOT	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.2g$, Soil profile, Type III
Route 161 Bridge, New, 1991	IL	St. Clair Co.	ILDOT	Hurst-Rosche Engrs., Inc.	Four-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.14g$, Soil profile, Type III
Poplar Street East Approach, Bridge #082-0005, Retrofit, 1992	IL	E. St. Louis (carrying I-55/70/64 across Mississippi R.)	ILDOT	Sverdrup Corp. & Hsiong Assoc.	Two dual steel plate girder units supported on multicol. or wall piers; piled foundations	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.12g$, Soil profile, Type III
Chain-of-Rocks Road over FAP 310, New, 1994	IL	Madison Co.	ILDOT	Oates Assoc.	Four-span cont. curved steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.13g$, Soil profile, Type III
Poplar Street East Approach, Roadway B, New, 1994	IL	E. St. Louis	ILDOT	Sverdrup Corp.	Three-, four- and five-span cont. curved steel plate girder units	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.12g$, Soil profile, Type III
Poplar Street East Approach, Roadway C, New, 1995	IL	E. St. Louis	ILDOT	Sverdrup Corp.	Three-, four- and five-span cont. curved steel plate girder units	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.12g$, Soil profile, Type III
Poplar Street Bridge, Retrofit, 1995	IL	—	ILDOT	—	—	—	—
RT 13 Bridge, 1996	IL	Near Freeburg	ILDOT	Casler, Houser & Hutchison	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Wabash River Bridge, New, 1991	IN	Terra Haute, Vigo Co. (U.S.-40 over Wabash R = 2E)	INDOT	Gannett Flemming	Seven-span cont. steel girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type II
US-51 over Minor Slough, New, 1992	KY	Ballard Co.	KTC	KTC	Three 121 ft simple span prestressed conc. I girders with cont. deck	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.25g$, Soil profile, Type II
Clays Ferry Bridge, Retrofit, 1995	KY	I-75 over Kentucky R.	KTC	KTC	Five-span cont. deck truss, haunched at center two piers	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0 =$ 2E1g, Soil profile, Type I
Main Street Bridge, Retrofit, 1993	MA	Saugus (Main St. over U.S. Rte 1)	MHD	Vanasse Hangen Brustlin, Inc.	Two-span cont. steel beams with conc. deck	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type I
Neponset River Bridge, New, 1994	MA	New Old Colony RR over Neponset R. between Boston and Quincy	MBTA	Sverdrup Corp.	Simple span steel through girders; double-track ballasted deck	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.15g$, Soil profile, Type III

South Boston Bypass Viaduct, New, 1994	MA	S. Boston	MHDCATP	DRC Consult., Inc.	Conc. deck supported with three trapez. steel box girders; 10-span cont. unit with two curved trapez. steel box girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type III
South Station Connector, New, 1994	MA	Boston	MBTA	HNTB	Curved, trapezoidal steel ox girders.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type III
North Street Bridge No. K-26, Retrofit, 1995	MA	Grafton (North Street over Turnpike)	MTA	The Maguire Group Inc.	Steel beams, two-span continuous center unit flanked by simple spans.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type II
Old Westborough Road Bridge, Retrofit, 1995	MA	Grafton	MTA	The Maguire Group Inc.	Steel beams, two-span continuous center unit flanked by simple spans.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type I
Summer Street Bridge, Retrofit, 1995	MA	Boston (over Fort Point Channel)	MHD	STV Group	Six-span continuous steel beams	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type III
West Street over I-93, Retrofit, 1995	MA	Wilmington	MHD	Vanesse Hangen Brustlin,	Four-span continuous steel beams with concrete deck.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.17g$, Soil profile, Type I
Park Hill over Mass. Pike (I-90), 1995	MA	Millbury	Mass Turnpike	Purcell Assoc./HNTB	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
RT 6 Swing Bridge, 1995	MA	New Bedford	MHD	Lichtenstein	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Mass Pike (I-90) over Fuller & North Sts., 1996	MA	Ludlow	Mass Turnpike	Maguire/HNTB	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Endicott Street over RT 128 (I-95), 1996	MA	Danvers	MHD	Anderson Nichols	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
I-93 Mass Ave. Interchange, 1996	MA	S. Boston (Central Artery (I-93)/Tunnel (I-90))	MHD	Ammann & Whitney	—	HDR (SEP, formerly Furon)	—
Holyoke/South Hadley Bridge, 1996	MA	South Hadley, MA (Reconstruct over Conn. River & Canal St.)	MHD	Bayside Eng. Assoc., Inc.	—	LRB, NRB (SEP, formerly Furon)	—
NB I-170 Bridge, New, 1991	MO	St. Louis (Metrolink Light Rail over NB I-170)	BSDA	Booker Assoc., Inc. and Horner & Shifrin	Two-span cont. steel box girder flanked by short span steel box girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type I
Ramp 26 Bridge, New, 1991	MO	St. Louis (Metrolink Light Rail over Ramp 26)	BSDA	Booker Assoc., Inc. and Horner & Shifrin	Four-span cont. haunched conc. box girder	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type I
Springdale Bridge, New, 1991	MO	St. Louis (Metrolink Light Rail over Springdale Rd.)	BSDA	Booker Assoc., Inc. and Horner & Shifrin	Three-span cont. haunched conc. box girder	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type I
SB I-170/EB I-70 Bridge, New, 1991	MO	St. Louis (Metrolink Light Rail over SB I-170/EB I-70)	BSDA	Booker Assoc., Inc. and Horner & Shifrin	Simple span steel box girder, cont. haunched conc. box girder; cont. curved steel box girder	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type I
Conrail Newark Branch Overpass E106.57, Retrofit, 1994	NJ	Newark (NJ Tpk. NB over Conrail-Newark Branch)	NJTPA	Gannett-Fleming, Inc.	Steel plate girders, four simple spans	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type II
Wilson Avenue Overpass E105.79SO, Retrofit, 1994	NJ	Newark (NJ Tpk. Relocated E-NSO & W-NSO over Wilson Ave.)	NJTPA	Frederick R. Harris, Inc.	Steel beams, three simple spans	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type I
Relocated E-NSO Overpass W106.26A, New, 1994	NJ	Newark (NJ Tpk. E-NSO ramp)	NJTPA	Frederick R = 2E Harris, Inc.	Steel plate girders, cont. units of five and four spans	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type II
Berry's Creek Bridge, Retrofit, 1995	NJ	E. Rutherford (Rte. 3 over Berry's Cr. and NJ Transit)	NJDOT	Goodkind and O'Dea, Inc.	Cont. steel plate girders; units of three, four, three, and three spans	LRB (Furon)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type II
Conrail Newark Branch Overpass W106.57, Retrofit, 1995	NJ	Newark (NJ Tpk. Rd. NSW over Conrail-Newark Branch & access rd.)	NJTPA	Frederick R. Harris, Inc.	Steel beams, six simple spans	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type I
Norton House Bridge, Retrofit, 1996	NJ	Pompton Lakes Borough and Wayne Township, Passaic County	NJDOT	A.G. Lichtenstein & Assoc.,	Three-span continuous steel beams	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.18g$, Soil profile, Type II
Tacony-Palmyra Approaches, 1996	NJ	Palmyra, NJ	Burlington County Bridge Comm.	Steinman/Parsons Engineers	—	LRB (SEP, formerly Furon)	—
Rt. 4 over Kinderkamack Rd., 1996	NJ	Hackensack, NJ (Widening & Bridge Rehabilitation)	NJDOT	A.G. Lichtenstein & Assoc.	—	LRB, NRB (SEP)	—
Baldwin Street/Highland Avenue, 1996	NJ	Glen Ridge, NJ Bridge over Conrail	NJDOT	A.G. Lichtenstein & Asso.	—	LRB NRB (SEP, formerly Furon)	—
I-80 Bridges B764E & W, Retrofit, 1992	NV	Verdi, Washoe Co. (I-80 over Truckee R. and a local roadway)	NDOT	NDOT	Simple span composite steel plate girders or rolled beams	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0 = 2E37g$, Soil profile, Type I
West Street Overpass, Retrofit, 1991	NY	Harrison, Westchester Co. (West St. over I-95 New England Thwy.)	NYSTA	N.H. Bettigole, P.C.	Four simple span steel beam structures	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.19g$, Soil profile, Type III
Aurora Expressway Bridge, Retrofit, 1993	NY	Erie Co. (SB lanes of Rte. 400 Aurora Expy. over Cazenovia Cr.)	NYSDOT	NYSDOT	Cont. steel beams with conc. deck	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.19g$, Soil profile, Type III
Mohawk River Bridge, New, 1994	NY	Herkimer	NYSTA	Steinman Boynton Gronquist & Birdsall	Three-span haunched riveted steel plate girders; simple span riveted steel plate girders or rolled beams	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.19g$, Soil profile, Type II

Bridge	Location		Owner	Engineer	Bridge Description	Bearing Type	Design Criteria
Moodna Creek Bridge, Retrofit, 1994	NY	Orange County (NYST over Moodna Cr. at MP52.83)	NYSTA	Ryan Biggs Assoc., Inc.	Three simple spans; steel plate girder center span; rolled beam side spans	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.15g$, Soil profile, Type II
Conrail Bridge, New, 1994	NY	Herkimer (EB and WB rdwys. of NYST over Conrail, Rte. 5, etc.)	NYSTA	Steinman Boynton Gronquist & Birdsall	Four-span cont. curved haunched welded steel plate girders.	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.19g$, Soil profile, Type II
Maxwell Ave. over I-95, 1995	NY	Rye	NYS Thruway Authority	Casler Houser & Hutchison	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
JFK Terminal One Elevated Roadway, New, 1996	NY	JFK International Airport, New York City	Port Authority of New York & New Jersey	STV Group	Continuous and simple span steel plate girders	LRB	AASHTO $A = 0.19g$, Soil profile, Type III
Buffalo Airport Viaduct, 1996	NY	Buffalo	NFTA	Lu Engineers	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Yonkers Avenue Bridge, 1997	NY	Yonkers	NY DOT	Voilmer & Assoc.	—	EradiQuake (RJ Watson)	—
Clackamas Connector, New, 1992	OR	Milwaukie (part of Tacoma St. Interchange)	ODOT	ODOT	Eight-span cont=2E post-tensioned conc. trapez. box girder	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.29g$, Soil profile, Type III
Hood River Bridges, 1995	OR	Hood River, OR	ODOT	ODOT	—	NRB (Furon)	—
Marquam Bridge, Retrofit, 1995	OR	—	ODOT	—	—	FIP	—
Hood River Bridge, Retrofit, 1996	OR	Hood River, OR	ODOT	ODOT	—	FIP	—
Toll Plaza Road Bridge, New, 1990	PA	Montgomery Co. (Approach to toll plaza over Hwy. LR145)	PTC	CECO Assoc., Inc.	176 ft simple span composite steel plate girder	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type II
Montebella Bridge Relocation, 1996	PR	Puerto Rico	P.R. Highway Authority	Walter Ruiz & Assoc.	—	LRB, NRB (SEP, formerly Furon)	—
Blackstone River Bridge, New, 1992	RI	Woonsocket	RIDOT	R.A. Cataldo & Assoc.	Four-span cont. composite steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.1g$, Soil profile, Type II
Providence Viaduct, Retrofit, 1992	RI	Rte. I-95, Providence	RIDOT	Maguire Group	Five-span steel plate girders/hunched steel plate girder units	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.32g$, Soil profile, Type III
Seekonk River Bridge, Retrofit, 1995	RI	Pawtuckett (I-95 over Seekonk River)	RIDOT	A.G Lichenstein & Assoc.	Haunched steel, two-girder floor beam construction.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.32g$, Soil profile, Type I
I-295 to Rt. 10, 1996	RI	Warwick/Cranston (Bridges 662 & 663)	RIDOT	Commowealth Engineers & Consultants	—	LRB (SEP, formerly Furon)	—
Chickahominy River Bridge, New, 1996	VA	Hanover-Hennico County Line (US1 over Chickahominy River)	VDOT	Alpha Corp.	Simple span prestress concrete I-girders with continuous deck.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.13g$, Soil profile, Type I
Ompompanoosuc River Bridge, Retrofit, 1992	VT	Rte. 5, Norwich	VAT	VAT	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.25g$, Soil profile, Type III
Cedar River Bridge New, 1992	WA	Renton (I-405 over Cedar R. and BN RR)	WSDOT	WSDOT	Four-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.25g$, Soil profile, Type II
Lacey V. Murrow Bridge, West Approach, Retrofit, 1992	WA	Seattle (Approach to orig. Lake Washington Floating Br.)	WSDOT	Arvid Grant & Assoc., Inc.	Cont. conc. box girders; cont. deck trusses; simple span tied arch	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.25g$, Soil profile, Type II
Coldwater Creek Bridge No. 11, New, 1994	WA	SR504 (Mt. St. Helens Hwy.) over Coldwater Lake Outlet	WSDOT	WSDOT	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS/Furon)	AASHTO $A = 0.55g$, Soil profile, Type I
East Creek Bridge No. 14, New, 1994	WA	SR504 (Mt. St. Helens Hwy.) over East Cr.	WSDOT	WSDOT	Three-span cont. steel plate girders	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.55g$, Soil profile, Type I
Home Bridge, New, 1994	WA	Home (Key Penninsula Highway over Von Geldern Cove)	Pierce Co. Public Works/Road Dept.	Pierce Co. Public WorksDept.	Prestressed concrete girders; simple spans; continuous for live load.	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.25g$, Soil profile, Type II
Duwamish River Bridge, Retrofit, 1995	WA	Seattle (I-5 over Duwamish River)	WSDOT	Exceltech	Cont. curved steel plate girder unit flanked by curved concrete box girder end spans	LRB (DIS)	AASHTO $A = 0.27g$, Soil profile, Type II

Aplikasi Perangkat Disipasi Energi pada Jembatan

Dibandingkan dengan perangkat isolasi seismik, penerapan perangkat disipasi energi sebagai ukuran peningkatan kinerja independen masih tertinggal. Hal ini sebagian disebabkan oleh kurangnya pengembangan kode dan keterbatasan penerapan perangkat peredam energi pada struktur tipe jembatan seperti yang telah dibahas sebelumnya. Tabel 16.6 memberikan daftar struktur jembatan dengan perangkat peredam tambahan terhadap beban seismik dan angin. Tabel ini, sekali lagi, didasarkan pada informasi yang tersedia dari situs web Internet EERC.

Tabel 16.6 Jembatan di Amerika Utara dengan Perangkat Peredam Tambahan

Jembatan	Lokasi	Tipe dan Jumlah Peredam	Tahun	Catatan
San Francisco–Oakland Bay Bridge	San Francisco, CA	Peredam viskos (Viscous dampers). Total: 96	1998 (Desain)	Retrofit bentang suspensi barat. Output gaya 450–650 kips, langkah 6–22 inci.
Gerald Desmond Bridge	Long Beach, CA	Peredam viskos (Enidine). Total: 258	1996	Retrofit, 258 x 50 kip penyerap kejut (shock absorbers), langkah 6 inci.
Cape Girardeau Bridge	Cape Girardeau, MO	Peredam viskos (Taylor)	1997	Konstruksi baru jembatan kabel tetap (cable-stayed). Peredam digunakan untuk mengontrol pergerakan gempa longitudinal sambil memungkinkan pergerakan termal bebas.
The Golden Gate Bridge	San Francisco, CA	Peredam viskos (Akan ditentukan). Total: 40	1999 (Estimasi)	Retrofit, 40 x 650 kip peredam non-linear, ± 24 inci.
Santiago Creek Bridge	California	Peredam viskos (Enidine)	1997 (Estimasi)	Konstruksi baru; peredam pada abutmen untuk disipasi energi dalam arah longitudinal.
Sacramento River Bridge at Rio Vista	Rio Vista, CA	Peredam viskos (Taylor)	1997 (Estimasi)	Retrofit; delapan peredam digunakan untuk mengontrol pengangkatan menara bentang angkat (lift-span towers).

Vincent Thomas Bridge	Long Beach, CA	Peredam viskos (Akan ditentukan). Total: 16	—	Retrofit, 8 x 200 kip dan 8 x 100 kip peredam linear, ± 12 inci.
Montlake Bridge	Seattle, WA	Peredam viskos (Taylor)	1996	Perlindungan daun jembatan angkat (bascule leafs) baru dari lepas kendali.
West Seattle Bridge	Seattle, WA	Peredam viskos (Taylor)	1990	Isolasi dek untuk jembatan putar (swing bridge).

16.7 RINGKASAN

Upaya telah dilakukan untuk memperkenalkan konsep dasar isolasi seismik dan disipasi energi tambahan, sejarahnya, perkembangan terkini, aplikasi, dan isu-isu terkait desain. Meskipun kemajuan signifikan telah dicapai dalam hal penerapan konsep-konsep ini pada desain struktural dan peningkatan kinerja, perlu disebutkan bahwa ini adalah teknologi yang sedang berkembang dan kemajuan terus dilakukan. Dengan tersedianya hasil pengujian prototipe yang lebih realistis bagi komunitas desain perangkat isolasi seismik dan disipasi energi tambahan dari program pengujian FHWA/Caltrans, peningkatan signifikan dalam pengembangan kode akan terus membuat desain lebih mudah dan lebih terstandarisasi.

Ucapan Terima Kasih

Penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada Profesor T. T. Soong, Universitas Negeri New York di Buffalo, atas tinjauan yang cermat dan menyeluruh, serta banyak saran berharga. Penulis juga berterima kasih kepada Dr. Lian Duan, Departemen Transportasi Negara Bagian California, atas dorongan, kesabaran, dan masukan berharga beliau.

BAB 17
INTERAKSI TANAH–FONDASI–STRUKTUR

17.1 PENDAHULUAN

Sebelum gempa bumi San Fernando, California tahun 1971, hampir semua kerusakan pada jembatan selama gempa bumi disebabkan oleh kegagalan tanah, seperti likuifaksi, penurunan diferensial, longsor, dan/atau penyebaran; sedikit kerusakan disebabkan oleh getaran yang diinduksi secara seismik. Pertimbangan respons getaran terutama terbatas pada eksitasi angin pada jembatan besar, yang pentingnya terbukti dengan kegagalan jembatan gantung Tacoma Narrows pada awal tahun 1940-an, dan pada beban bergerak dan eksitasi benturan pada jembatan yang lebih kecil.

Pentingnya mendesain jembatan untuk menahan respons getaran yang dihasilkan selama gempa bumi terungkap oleh gempa bumi San Fernando tahun 1971 di mana banyak struktur jembatan runtuh. Kegagalan jembatan serupa terjadi selama gempa Loma Prieta tahun 1989 dan Northridge tahun 1994 di California, serta gempa Kobe tahun 1995 di Jepang. Sebagai hasil dari pengalaman ini, banyak yang telah dilakukan baru-baru ini untuk meningkatkan ketentuan dalam kode desain seismik, memajukan prosedur pemodelan dan analisis, dan mengembangkan desain detail yang lebih efektif, semuanya bertujuan untuk memastikan bahwa jembatan yang baru dirancang dan diretrofit akan berkinerja memuaskan selama gempa bumi di masa mendatang.

Sayangnya, banyak jembatan tua yang ada di Amerika Serikat dan negara-negara lain, yang terletak di wilayah dengan intensitas seismik sedang hingga tinggi, memiliki kekurangan serius yang mengancam keselamatan jiwa selama gempa bumi di masa mendatang. Karena ancaman ini, tindakan agresif telah diambil di California, dan di tempat lain, untuk meretrofit jembatan yang tidak aman tersebut sehingga kinerja yang diharapkan selama gempa bumi di masa mendatang mencapai tingkat yang dapat diterima. Untuk mencapai tujuan ini, langkah-langkah retrofit telah diterapkan pada struktur atas, pilar, abutmen, dan fondasi.

Pengalaman terkini inilah yang menunjukkan betapa pentingnya interaksi tanah-pondasi-struktur (SFSI) yang saling terkait terhadap respons dinamis struktur jembatan selama gempa bumi. Dalam menangani masalah ini, dua metode berbeda telah digunakan: (1) metode "elastodinamik" yang dikembangkan dan dipraktikkan dalam industri tenaga nuklir untuk pondasi besar dan (2) metode p-y empiris yang dikembangkan dan dipraktikkan dalam industri minyak lepas pantai untuk pondasi tiang pancang.

Masing-masing metode memiliki karakteristik kuat dan lemahnya sendiri, yang umumnya berlawanan dengan metode lainnya, sehingga membatasi penggunaannya yang tepat untuk berbagai jenis pondasi jembatan. Dengan menggabungkan model dari kedua metode ini secara seri, metode hibrida dilaporkan di sini yang memanfaatkan fitur kuat dari kedua metode, sambil meminimalkan fitur lemahnya. Meskipun metode hibrida ini mungkin memerlukan pengembangan dan validasi lebih lanjut saat ini, metode ini pada dasarnya valid;

oleh karena itu, diharapkan dapat menjadi prosedur standar dalam menangani SFSI seismik jembatan besar yang ditopang oleh berbagai jenis pondasi.

Bagian-bagian selanjutnya dari bab ini membahas semua aspek penanganan interaksi tanah-pondasi seismik (SFSI) dengan metode elastodinamik, empiris $p-y$, dan hibrida, termasuk menghasilkan input seismik, mengkarakterisasi sistem tanah-pondasi, melakukan analisis kebutuhan gaya-deformasi menggunakan pendekatan substruktur, melakukan evaluasi kapasitas gaya-deformasi, dan menilai kinerja jembatan secara keseluruhan.

17.2 DESKRIPSI MASALAH SFSI

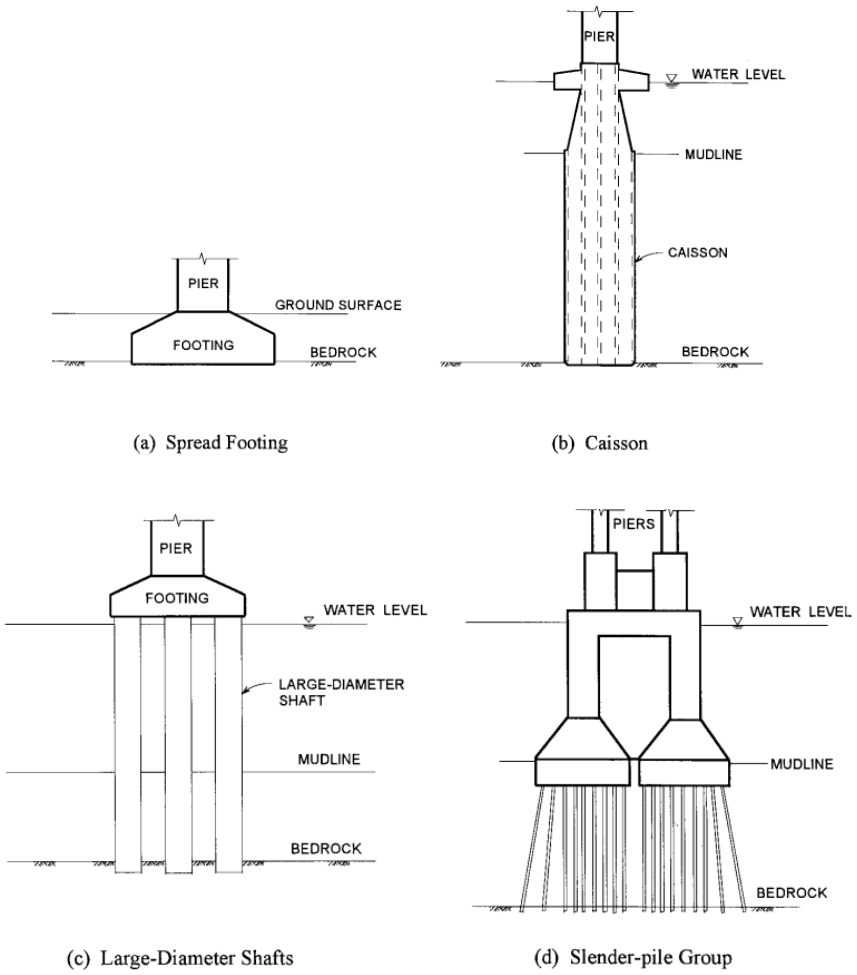
Masalah luas dalam menilai respons struktur rekayasa yang berinteraksi dengan media tanah atau batuan pendukungnya (selanjutnya disebut media tanah untuk penyederhanaan) di bawah beban statis dan/atau dinamis akan disebut di sini sebagai masalah interaksi tanah-struktur (SSI). Untuk bangunan yang umumnya memiliki struktur atas di atas tanah yang terintegrasi penuh dengan struktur bawahnya, referensi ke masalah SSI tepat ketika menggambarkan masalah interaksi antara sistem lengkap dan media tanah pendukungnya.

Namun, untuk struktur jembatan panjang, yang terdiri dari struktur atas yang ditopang oleh beberapa pilar dan abutmen yang memiliki sistem fondasi independen dan seringkali berbeda yang pada gilirannya ditopang oleh media tanah, masalah yang lebih luas dalam menilai interaksi dalam kasus ini lebih tepat dan deskriptif disebut sebagai masalah interaksi tanah-fondasi-struktur (SFSI). Untuk kenyamanan, masalah SFSI dapat dipisahkan menjadi dua submasalah, yaitu, masalah interaksi tanah-fondasi (SFI) dan masalah interaksi fondasi-struktur (FSI).

Dalam konteks SFSI, bagian SFI dari keseluruhan masalah adalah yang perlu ditekankan, karena, setelah diselesaikan, bagian FSI dari keseluruhan masalah dapat diselesaikan dengan mengikuti prosedur analisis respons struktural konvensional. Karena interaksi antara tanah dan fondasi jembatan merupakan inti dari masalah SFSI, maka bermanfaat untuk meninjau berbagai jenis fondasi jembatan yang mungkin ditemui dalam menangani masalah ini.

Jenis Fondasi Jembatan

Dari perspektif SFSI, jenis fondasi yang umum digunakan untuk menopang pilar jembatan dapat diklasifikasikan sesuai dengan konfigurasi penopang tanahnya menjadi empat jenis umum: (1) pondasi telapak, (2) caisson, (3) poros berdiameter besar, dan (4) kelompok tiang pancang ramping. Jenis-jenis ini sebagaimana dijelaskan secara terpisah di bawah ini ditunjukkan pada Gambar 17.1.



Gambar 17.1 Jenis pondasi jembatan: (a) pondasi telapak; (b) caisson; (c) poros berdiameter besar; dan (d) kelompok tiang ramping.

Pondasi Telapak

Pondasi telapak yang bertumpu langsung pada tanah atau batuan digunakan untuk mendistribusikan gaya dan momen terkonsentrasi pada pilar dan/atau abutmen jembatan ke area yang cukup luas agar lapisan tanah di bawahnya dapat menopang beban tersebut dalam batas tekanan daya dukung tanah yang diizinkan. Dari beban-beban ini, gaya lateral ditahan oleh kombinasi gesekan pada permukaan bawah pondasi dan tekanan tanah pasif pada permukaan vertikal yang tertanam. Pondasi telapak biasanya digunakan pada tanah atau batuan yang kuat yang memiliki tekanan daya dukung yang diizinkan tinggi.

Pondasi ini dapat berupa beberapa bentuk, seperti (1) pondasi terisolasi, masing-masing menopang satu kolom atau pilar dinding; (2) pondasi gabungan, masing-masing menopang dua atau lebih kolom jembatan yang berdekatan; dan (3) alas yang umumnya digunakan untuk menopang kolom jembatan baja di mana diinginkan untuk mengakhiri baja struktural di atas permukaan tanah untuk perlindungan korosi. Pondasi telapak umumnya dirancang untuk menahan gaya dan momen yang saling tumpang tindih tanpa terangkat atau bergeser. Dengan demikian, aksi inelastis tanah yang menopang pondasi biasanya tidak signifikan.

Caisson

Caisson adalah pondasi struktural besar, biasanya di dalam air, yang memungkinkan pengeringan untuk menyediakan kondisi kering untuk penggalian dan pembangunan pondasi jembatan. Bentuknya dapat beragam untuk menyesuaikan kondisi lokasi tertentu dan dapat dibangun dari beton bertulang, baja, atau komposit baja dan beton. Sebagian besar caisson berbentuk kotak persegi panjang seluler besar atau struktur cangkang silindris dengan dasar tertutup. Caisson memanjang dari tanah padat yang dalam atau lapisan batuan hingga di atas garis lumpur tempat mereka menopang pilar jembatan. Ruang seluler di dalam caisson biasanya dibanjiri dan diisi dengan pasir hingga kedalaman tertentu untuk stabilitas yang lebih besar.

Pondasi caisson umumnya digunakan di lokasi perairan dalam yang memiliki tanah lunak yang dalam. Transfer gaya dan momen yang dikenakan dari satu pilar terjadi melalui tumpuan langsung dasar caisson pada lapisan tanah atau batuan pendukungnya dan melalui resistensi pasif tanah samping di atas permukaan vertikal caisson yang tertanam. Karena area tumpuan tanah dan kekakuan struktural caisson sangat besar, transfer gaya dari caisson ke tanah di sekitarnya biasanya melibatkan aksi inelastis yang dapat diabaikan pada antarmuka tanah-caisson.

Poros Berdiameter Besar

Fondasi ini terdiri dari satu atau lebih tiang pancang beton bertulang cor di dalam lubang bor (CIDH) atau beton cor di dalam cangkang baja (CISS) berdiameter besar, biasanya dalam kisaran 4 hingga 12 kaki (1,2 hingga 3,6 m). Tiang-tiang tersebut ditanam di dalam tanah hingga kedalaman yang cukup untuk mencapai lapisan tanah atau batuan yang kokoh di mana tingkat kekakuan yang tinggi dapat dicapai, sehingga memungkinkan gaya dan momen yang dikenakan pada tiang-tiang tersebut untuk ditransfer dengan aman ke tanah tempat penanaman dalam batas tekanan daya dukung tanah yang diizinkan dan/atau batas perpindahan pondasi yang diizinkan. Pengembangan peralatan pengeboran berdiameter besar telah membuat jenis pondasi ini layak secara ekonomi; dengan demikian, penggunaannya menjadi semakin populer. Dalam aplikasi sebenarnya, tiang-tiang tersebut seringkali memanjang di atas permukaan tanah atau garis lumpur untuk membentuk pondasi tiang tunggal atau pondasi tiang ganda. Karena perpindahan lateral yang diharapkan lebih besar dibandingkan dengan caisson besar, tingkat nonlinieritas tanah lokal yang moderat diperkirakan akan terjadi pada antarmuka tanah-tiang, terutama di dekat permukaan tanah atau garis lumpur. Nonlinieritas tersebut mungkin perlu dipertimbangkan dalam desain.

Kelompok Tiang Ramping

Tiang ramping mengacu pada tiang yang memiliki diameter atau dimensi penampang kurang dari 2 kaki (0,6 m). Tiang-tiang ini biasanya dipasang berkelompok dan dilengkapi dengan penutup kaku untuk membentuk fondasi pilar jembatan. Tiang digunakan untuk memperpanjang fondasi pendukung (penutup tiang) jembatan ke bawah melalui tanah yang buruk ke tanah atau batuan yang lebih kuat. Ketahanan tiang terhadap beban vertikal pada dasarnya dapat berupa daya dukung titik ketika ditempatkan melalui tanah yang sangat buruk ke lapisan tanah atau batuan yang kokoh, atau gesekan dalam kasus tiang yang tidak mencapai

daya dukung titik. Dalam situasi nyata, ketahanan vertikal biasanya dicapai dengan kombinasi daya dukung titik dan gesekan samping.

Ketahanan terhadap beban lateral dicapai dengan kombinasi tekanan pasif tanah pada penutup tiang, ketahanan tanah di sekitar tiang, dan ketahanan lentur tiang. Kapasitas daya angkat tiang umumnya diatur oleh gesekan atau kohesi tanah yang bekerja pada keliling tiang. Tiang dapat dipasang dengan cara dipancangkan atau dicor di lubang yang dibor. Tiang pancang yang dipancangkan dapat berupa tiang kayu, tiang beton dengan atau tanpa prategang, tiang baja berbentuk bagian pipa, atau tiang baja berbentuk struktur (misalnya, bentuk H). Tiang cor di lubang bor adalah tiang beton bertulang yang dipasang dengan atau tanpa selubung baja.

Karena dimensi penampang melintangnya yang relatif kecil, resistensi tanah terhadap beban tiang yang besar biasanya mengembangkan nonlinieritas tanah lokal yang besar yang harus dipertimbangkan dalam desain. Lebih lanjut, karena tiang ramping biasanya dipasang dalam kelompok, interaksi timbal balik antar tiang akan mengurangi kekakuan dan kapasitas kelompok secara keseluruhan. Besarnya pengurangan ini bergantung pada jarak antar tiang dan tingkat nonlinieritas tanah yang berkembang dalam menahan beban.

Definisi Masalah SFSI

Untuk jembatan yang dikenai beban statis dan/atau dinamis yang diterapkan secara eksternal pada bagian struktur di atas tanah, masalah SFSI melibatkan evaluasi kinerja struktural (rasio permintaan/kapasitas) jembatan di bawah beban yang diterapkan dengan mempertimbangkan efek SFI. Karena dalam kasus ini tanah tidak memiliki gerakan awal sebelum pembebanan, efek SFI adalah untuk memberikan sistem fondasi-struktur dengan kondisi batas fleksibel pada lokasi antarmuka tanah-fondasi ketika pembebanan statis diterapkan dan kondisi batas lentur ketika pembebanan dinamis diterapkan.

Oleh karena itu, masalah SFI dalam kasus ini melibatkan (1) evaluasi fleksibilitas atau kondisi lentur batas antarmuka tanah-fondasi untuk setiap fondasi jembatan, (2) penentuan efek kondisi batas ini pada respons struktural keseluruhan jembatan (misalnya, gaya, momen, atau deformasi), dan (3) evaluasi kapasitas resistensi setiap sistem tanah-fondasi yang dapat dibandingkan dengan permintaan respons yang sesuai dalam menilai kinerja. Bagian penentuan fleksibilitas atau kelenturan batas antarmuka tanah-fondasi selanjutnya akan disebut secara umum sebagai "masalah kekakuan atau impedansi fondasi"; bagian penentuan respons struktural jembatan yang dipengaruhi oleh fleksibilitas atau kelenturan batas tanah-fondasi akan disebut sebagai "masalah interaksi fondasi-struktur"; dan bagian penentuan kapasitas resistensi sistem tanah-pondasi akan disebut sebagai “masalah kapasitas pondasi.”

Untuk struktur jembatan yang terkena kondisi seismik, beban dinamis dikenakan pada struktur. Beban ini, yang berasal dari gerakan medium tanah, ditransmisikan ke struktur melalui pondasinya; oleh karena itu, masalah SFSI secara keseluruhan dalam hal ini melibatkan, selain masalah impedansi pondasi, FSI, dan kapasitas pondasi yang dijelaskan di atas, evaluasi (1) gaya tanah yang bekerja pada pondasi yang disebabkan oleh gerakan tanah seismik, yang selanjutnya disebut sebagai “gaya penggerak seismik,” dan (2) efek deformasi tanah yang disebabkan oleh gerakan tanah di lapangan bebas pada kepatuhan batas tanah-

pondasi dan pada kapasitas sistem tanah-pondasi. Untuk mengevaluasi gaya dorong seismik pada fondasi dan efek deformasi tanah bebas pada kepatuhan dan kapasitas sistem tanah-fondasi, perlu untuk menentukan variasi gerakan bebas di dalam wilayah tanah yang berinteraksi dengan fondasi.

Masalah penentuan variasi gerakan tanah bebas ini akan disebut di sini sebagai "masalah respons lokasi bebas". Seperti yang akan ditunjukkan kemudian, masalah evaluasi gaya dorong seismik pada fondasi setara dengan menentukan "gerakan masukan fondasi efektif atau tersebar" yang disebabkan oleh gerakan tanah bebas. Masalah ini akan disebut di sini sebagai "masalah penyebaran fondasi".

Dengan demikian, masalah SFSI secara keseluruhan untuk jembatan yang dikenai beban statis dan/atau dinamis eksternal dapat dipisahkan menjadi evaluasi (1) kekakuan atau impedansi pondasi, (2) interaksi pondasi-struktur, dan (3) kapasitas pondasi. Untuk jembatan yang dikenai eksitasi gerakan tanah seismik, masalah SFSI melibatkan dua langkah tambahan, yaitu, evaluasi respons lokasi lapangan bebas dan hamburan pondasi. Ketika menyelesaikan masalah SFSI total, efek dari keadaan deformasi tanah bukan nol yang disebabkan oleh gerakan tanah seismik lapangan bebas harus dievaluasi dalam kelima langkah yang disebutkan di atas.

Evaluasi Permintaan vs. Kapasitas

Seperti yang dijelaskan sebelumnya, menilai kinerja seismik sistem jembatan memerlukan evaluasi SFSI yang melibatkan dua bagian. Satu bagian adalah evaluasi efek SFSI pada permintaan respons seismik dalam sistem; bagian lainnya adalah evaluasi kapasitas gaya seismik dan/atau deformasi dalam sistem. Idealnya, metodologi yang dikembangkan dengan baik harus mampu menyelesaikan kedua bagian masalah ini secara bersamaan dalam satu langkah menggunakan model terpadu yang sesuai untuk sistem tersebut. Sayangnya, hingga saat ini, metode terpadu tersebut belum dikembangkan. Karena kompleksitas masalah nyata dan penekanan yang berbeda yang biasanya dibutuhkan dari solusi untuk kedua bagian tersebut, strategi solusi dan metode analisis yang berbeda diperlukan untuk menyelesaikan kedua bagian dari keseluruhan masalah SFSI ini.

Lebih spesifiknya, evaluasi pada sisi permintaan masalah berkaitan dengan perilaku sistem SFSI secara keseluruhan yang dikendalikan oleh sifat massa, redaman (disipasi energi), dan kekakuan, atau secara kolektif, sifat impedansi, dari seluruh sistem; dan, solusi harus memenuhi kondisi keseimbangan dinamis dan kompatibilitas sistem global. Namun, perilaku sistem ini tidak sensitif terhadap perkiraan yang dibuat pada perilaku elemen lokal; dengan demikian, evaluasinya tidak memerlukan karakterisasi yang canggih dari hubungan konstitutif terperinci dari elemen lokalnya. Karena alasan ini, evaluasi permintaan sering dilakukan menggunakan prosedur analisis linier atau linier ekuivalen.

Sebaliknya, evaluasi kapasitas harus memperhatikan perilaku ekstrem elemen atau subsistem lokal; oleh karena itu, evaluasi tersebut harus menekankan pada perilaku konstitutif terperinci dari elemen atau subsistem lokal ketika mengalami deformasi hingga mendekati tingkat kegagalan. Karena hanya perilaku lokal yang menjadi perhatian, evaluasi tidak harus sepenuhnya memenuhi kondisi keseimbangan dan kompatibilitas global sistem. Oleh karena itu, evaluasi kapasitas sering diperoleh dengan melakukan analisis nonlinier dari model lokal

terperinci dari elemen atau subsistem atau dengan pengujian anggota lokal, sambungan, atau sub-rakitan, yang dikenai kondisi pembebanan pseudo-statis sederhana.

Karena perbedaan yang jelas antara analisis permintaan dan kapasitas efektif seperti yang dijelaskan di atas, prosedur analisis yang disajikan selanjutnya membedakan antara kedua bagian dari keseluruhan masalah SFSI ini.

17.3 EVALUASI EFEK SIEMISITAS

Evaluasi efek SFSI pada jembatan yang terletak di wilayah dengan seismisitas tinggi belum mendapat perhatian sebanyak struktur rekayasa kritis lainnya, seperti bendungan, fasilitas nuklir, dan struktur lepas pantai. Di masa lalu, evaluasi efek SFSI untuk jembatan, dalam kebanyakan kasus, dianggap sebagai bagian dari masalah desain fondasi jembatan. Dengan demikian, penekanan telah ditempatkan pada evaluasi kapasitas penahan beban dari berbagai sistem fondasi dengan perhatian yang relatif sedikit diberikan pada evaluasi efek SFSI pada permintaan respons seismik dalam sistem jembatan lengkap. Baru-baru ini metodologi dan prosedur analisis SSI formal, yang dikembangkan dan diterapkan di industri lain, diadopsi dan diterapkan pada evaluasi kinerja seismik jembatan, terutama jembatan besar dan penting.

Meskipun masalah SFSI untuk jembatan memiliki ciri khas tersendiri (misalnya, beberapa fondasi independen dengan tipe berbeda yang ditopang dalam kondisi tanah yang sangat bervariasi mulai dari keras hingga sangat lunak), praktik saat ini adalah mengadopsi, dengan sedikit modifikasi, metodologi dan prosedur yang sama yang dikembangkan dan dipraktikkan di industri lain, terutama industri tenaga nuklir dan minyak lepas pantai. Tergantung pada jenis fondasi dan kondisi penopang tanahnya, prosedur yang saat ini digunakan dalam mengevaluasi efek SFSI pada jembatan secara umum dapat diklasifikasikan menjadi dua metode utama, yaitu, metode elastodinamik yang telah dikembangkan dan dipraktikkan di industri tenaga nuklir untuk fondasi besar, dan metode p–y empiris yang telah dikembangkan dan dipraktikkan di industri minyak lepas pantai untuk fondasi tiang pancang. Dasar dan penerapan kedua metode ini dijelaskan secara terpisah di bawah ini.

Metode Elastodinamik

Metode ini didasarkan pada teori elastodinamik yang mapan tentang perambatan gelombang dalam medium tanah setengah ruang elastis linier, viskoelastis, atau elastis dengan redaman histeresis konstan. Elemen fundamental dari metode ini adalah hubungan konstitutif antara beban titik harmonik yang diterapkan dan perpindahan respons dinamis yang sesuai di dalam medium yang disebut fungsi Green dinamis. Karena fungsi-fungsi ini hanya berlaku untuk medium elastis linier, viskoelastis, atau elastis dengan redaman histeresis konstan, fungsi-fungsi ini hanya berlaku untuk masalah SFSI linier.

Karena penerapan metode analisis elastodinamik hanya menggunakan sifat massa, kekakuan, dan redaman dari sistem SFSI, metode ini hanya cocok untuk aplikasi analisis respons sistem global. Namun, dengan mengadopsi prosedur linearisasi ekuivalen yang sama seperti yang digunakan dalam analisis seismik respons tanah lapangan bebas, misalnya, yang digunakan dalam program komputer SHAKE, metode ini telah diperluas menjadi metode yang

dapat mengakomodasi nonlinieritas tanah global, yaitu nonlinieritas yang diinduksi dalam medium tanah lapangan bebas oleh gelombang seismik lapangan bebas.

Penerapan teori elastodinamika pada SFSI dinamis dimulai dengan kebutuhan untuk memecahkan masalah getaran mesin-pondasi. Seiring dengan kemajuan pesat lainnya dalam rekayasa gempa bumi pada tahun 1970-an, penerapan teori ini diperluas untuk memecahkan masalah SSI seismik untuk struktur bangunan, terutama pembangkit listrik tenaga nuklir.

Aplikasi tersebut ditingkatkan oleh kemajuan bersamaan dalam teknik analisis untuk menangani dinamika tanah, termasuk pengembangan representasi modulus kompleks dari sifat tanah dinamis dan penggunaan teknik linearisasi ekuivalen untuk menangani nonlinieritas tanah yang diinduksi oleh gerakan tanah. Perkembangan ini semakin ditingkatkan oleh upaya kalibrasi model dan validasi serta penyempurnaan metodologi yang dilakukan secara ekstensif dalam program eksperimen lapangan SSI skala besar yang dilakukan oleh Electric Power Research Institute (EPRI) pada tahun 1980-an. Semua upaya ini berkontribusi pada kemajuan metode elastodinamika analisis SSI yang saat ini dipraktikkan di industri tenaga nuklir.

Karena metode analisis elastodinamika mampu menggabungkan karakteristik massa, kekakuan, dan redaman dari setiap subsistem tanah, pondasi, dan struktur dari keseluruhan sistem SFSI, metode ini mampu menangkap interaksi dinamis antara subsistem tanah dan pondasi serta antara subsistem pondasi dan struktur; dengan demikian, metode ini cocok untuk analisis permintaan seismik. Namun, karena metode ini tidak secara eksplisit menggabungkan karakteristik kekuatan sistem SFSI, metode ini tidak cocok untuk evaluasi kapasitas.

Sebagaimana telah disebutkan sebelumnya pada Bagian sebelumnya, terdapat empat jenis pondasi yang umum digunakan untuk jembatan: (1) pondasi telapak, (2) caisson, (3) tiang berdiameter besar, dan (4) kelompok tiang ramping. Karena hanya sedikit nonlinieritas tanah lokal yang diinduksi pada antarmuka tanah-pondasi pondasi telapak dan caisson, penerapan metode elastodinamik analisis permintaan seismik dari sistem SFSI lengkap adalah valid. Namun, validitas penerapan metode ini pada pondasi tiang berdiameter besar bergantung pada diameter tiang dan amplitudo beban yang dikenakan.

Ketika diameter tiang besar sehingga amplitudo beban hanya menghasilkan nonlinieritas tanah lokal yang kecil, metode ini cukup valid. Namun, ketika diameter tiang relatif kecil, beban dengan amplitudo yang lebih besar akan menghasilkan nonlinieritas tanah lokal yang cukup besar sehingga memerlukan modifikasi metode seperti yang akan dibahas selanjutnya. Penerapan metode elastodinamik pada kelompok tiang pancang ramping biasanya tidak valid karena adanya nonlinieritas tanah lokal yang besar yang berkembang di dekat batas tiang pancang. Metode ini hanya dapat digunakan untuk pondasi semacam itu pada beban dengan amplitudo yang sangat rendah.

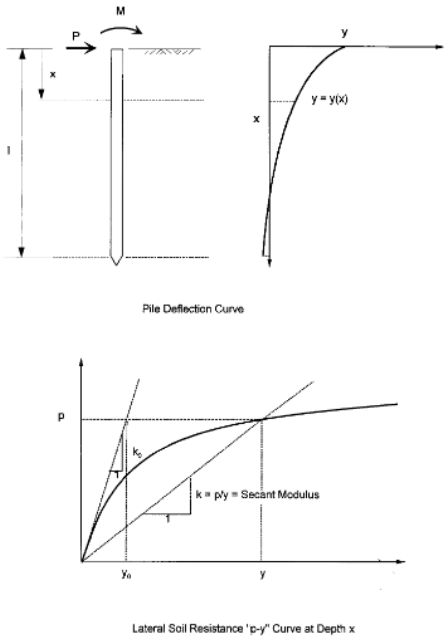
Metode Empiris "$\boldsymbol{p-y}$"

Metode ini awalnya dikembangkan untuk evaluasi respons pondasi tiang pancang akibat beban lateral yang diterapkan secara eksternal pada struktur lepas pantai. Sebagaimana digunakan, metode ini mengkarakterisasi resistensi tanah lateral per satuan panjang tiang pancang, p, sebagai fungsi dari perpindahan lateral, y. Hubungan $p-y$ umumnya

dikembangkan berdasarkan kurva empiris yang mencerminkan resistensi nonlinier tanah lokal di sekitar tiang pancang pada kedalaman tertentu (Gambar 17.2).

Konstruksi kurva terutama bergantung pada parameter kekuatan material tanah, misalnya, sudut gesekan, φ , untuk pasir dan kohesi, c, untuk lempung pada kedalaman tertentu. Untuk kedalaman tanah dangkal di mana efek permukaan tanah menjadi penting, konstruksi kurva ini juga bergantung pada mekanisme kegagalan tanah lokal, seperti kegagalan oleh baji resistensi tanah pasif. Kurva $p - y$ tipikal yang dikembangkan untuk tiang pancang pada kedalaman tanah yang berbeda ditunjukkan pada Gambar 17.3.

Setelah serangkaian kurva $p - y$ yang mewakili resistensi tanah pada nilai kedalaman diskrit di sepanjang panjang tiang pancang telah dibuat, evaluasi respons tiang pancang di bawah serangkaian beban lateral tertentu dilakukan dengan menyelesaikan masalah balok yang ditopang secara lateral pada pegas nonlinier diskrit. Validitas dan penerapan metode ini didasarkan pada kalibrasi model dan korelasi dengan hasil eksperimen lapangan.



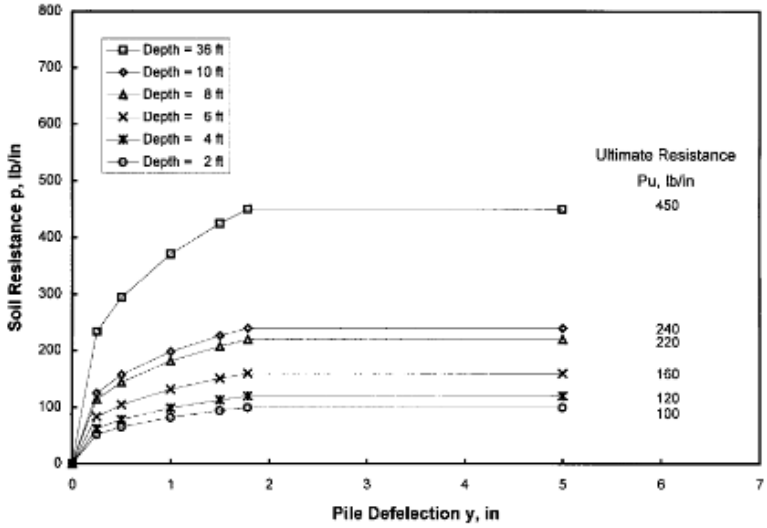
Gambar 17.2 Kurva $p - y$ empiris dan modulus sekan.

Berdasarkan pertimbangan model yang sama yang digunakan dalam pengembangan kurva $p - y$ untuk analisis respons lateral tiang pancang, metode ini telah diperluas untuk memperlakukan resistensi aksial tanah terhadap tiang pancang per satuan panjang tiang pancang, t, sebagai fungsi nonlinier dari perpindahan aksial yang sesuai, z, menghasilkan apa yang disebut kurva $t - z$ aksial, dan memperlakukan resistensi aksial tanah di ujung tiang pancang, Q, sebagai fungsi nonlinier dari perpindahan aksial ujung tiang pancang, d, menghasilkan apa yang disebut kurva $Q - d$.

Sekali lagi, konstruksi kurva $t - z$ dan $Q - d$ untuk tiang pancang yang ditopang tanah didasarkan pada bentuk kurva empiris dan parameter kekuatan tanah sebagai fungsi kedalaman. Dengan memanfaatkan serangkaian kurva $p - y, t - z$, dan $Q - d$ yang dikembangkan untuk pondasi tiang pancang, respons tiang pancang yang dikenai beban tiga

dimensi (3-D) umum yang diterapkan pada kepala tiang pancang dapat diselesaikan menggunakan model balok 3-D yang ditopang pada serangkaian pegas lateral nonlinier $p - y$, aksial $t - z$, dan aksial $Q - d$.

Metode seperti yang dijelaskan di atas untuk menyelesaikan pondasi tiang pancang yang ditopang tanah yang dikenai beban yang diterapkan pada kepala tiang pancang disebut di sini sebagai metode $p - y$ empiris, meskipun metode ini tidak hanya melibatkan kurva lateral $p - y$ tetapi juga kurva aksial $t - z$ dan $Q - d$ untuk mengkarakterisasi resistensi tanah.



Gambar 17.3 Kurva $p - y$ tipikal untuk tiang pancang pada kedalaman yang berbeda.

Karena metode ini terutama bergantung pada parameter kekuatan tahan tanah dan tidak memasukkan massa tanah, kekakuan, dan karakteristik redaman, maka, secara tegas, metode ini hanya berlaku untuk evaluasi kapasitas pondasi tiang ramping dan tidak cocok untuk evaluasi permintaan seismik karena, seperti yang disebutkan sebelumnya, evaluasi permintaan untuk sistem SFSI memerlukan penggabungan massa, kekakuan, dan sifat redaman dari masing-masing bagian penyusunnya, yaitu, subsistem tanah, pondasi, dan struktur.

Meskipun metode $p - y$ tidak sepenuhnya cocok untuk analisis permintaan, praktik saat ini dalam melakukan evaluasi permintaan seismik untuk jembatan yang ditopang pada pondasi kelompok tiang ramping adalah dengan menggunakan kurva $p - y, t - z$, dan $Q - d$ nonlinier empiris dalam mengembangkan serangkaian pegas tanah lateral dan aksial linier ekuivalen yang terpasang pada setiap tiang pada elevasi diskrit di pondasi. Sistem tanah-tiang yang dikembangkan dengan cara ini kemudian digabungkan dengan struktur jembatan yang tersisa untuk membentuk sistem SFSI lengkap untuk digunakan dalam analisis permintaan seismik.

Kekakuan awal pegas tanah linier ekuivalen $p - y, t - z$, dan $Q - d$ didasarkan pada modulus sekan dari kurva nonlinier $p - y, t - y$, dan $Q - d$, masing-masing, pada tingkat perpindahan lateral dan aksial tiang yang telah dipilih sebelumnya, seperti yang ditunjukkan

secara skematis pada Gambar 17.2. Setelah menyelesaikan analisis permintaan awal, amplitudo perpindahan tiang dibandingkan dengan amplitudo yang telah dipilih sebelumnya untuk memeriksa kompatibilitas timbal baliknya. Jika terdapat ketidakkompatibilitas, rangkaian kekakuan linier ekuivalen awal disesuaikan dan analisis permintaan kedua dilakukan.

Iterasi tersebut berlanjut hingga kompatibilitas yang wajar tercapai. Karena inersia tanah dan sifat redaman tidak termasuk dalam prosedur analisis permintaan yang dijelaskan di atas, maka harus dianggap sebagai perkiraan; Namun, hal ini cukup valid ketika nonlinieritas dalam resistensi tanah menjadi sangat besar sehingga komponen inelastis deformasi tanah di dekat tiang pancang jauh lebih besar daripada komponen elastis yang sesuai. Kondisi ini berlaku untuk fondasi kelompok tiang pancang ramping yang dikenai perpindahan kepala tiang pancang dengan amplitudo yang relatif besar.

Namun, untuk fondasi poros berdiameter besar, yang memiliki area penahan tanah yang lebih besar dan kekakuan poros yang lebih tinggi, komponen inelastis deformasi tanah mungkin memiliki orde yang sama atau bahkan lebih kecil daripada komponen elastis, dalam hal ini, penerapan metode $p - y$ empiris untuk analisis permintaan seperti yang dijelaskan sebelumnya dapat menghasilkan kesalahan yang substansial.

17.4 MASUKAN SEISMIK KE SISTEM SFSI

Langkah pertama dalam melakukan evaluasi kinerja seismik struktur jembatan adalah mendefinisikan masukan seismik ke sistem tanah-pondasi-struktur yang terhubung. Dalam situasi desain, masukan ini didefinisikan dalam hal gerakan medan bebas yang diharapkan di wilayah tanah di sekitar setiap pondasi jembatan. Jelas bahwa untuk mengkarakterisasi gerakan tersebut secara tepat praktis tidak dapat dicapai dalam keadaan pengetahuan saat ini tentang gerakan tanah seismik.

Oleh karena itu, perlu menggunakan pendekatan yang agak sederhana dalam menghasilkan gerakan tersebut untuk tujuan desain. Prosedur yang paling umum digunakan untuk mendesain jembatan besar adalah (1) menghasilkan serangkaian akselerogram tiga komponen (dua horizontal dan vertikal) yang mewakili gerakan tanah medan bebas pada "titik kontrol" yang dipilih untuk lokasi jembatan dan (2) mengkarakterisasi variasi spasial gerakan medan bebas di dalam setiap wilayah tanah yang diminati relatif terhadap gerakan kontrol.

Titik kontrol biasanya dipilih di permukaan batuan dasar (atau permukaan lapisan tanah padat jika lokasi tanah dalam), yang di sini disebut sebagai “singkapan batuan,” di lokasi pilar referensi yang dipilih; dan lingkungan gelombang seismik medan bebas di dalam wilayah tanah lokal setiap fondasi diasumsikan terdiri dari gelombang geser bidang (S) yang merambat secara vertikal untuk gerakan horizontal dan gelombang kompresi bidang (P) yang merambat secara vertikal untuk gerakan vertikal. Untuk lokasi jembatan yang terdiri dari endapan tanah atas yang relatif lunak di atas lapisan tanah atau batuan yang kompeten, asumsi gelombang bidang yang merambat secara vertikal di sepanjang kedalaman fondasi cukup valid sebagaimana dikonfirmasi oleh rekaman susunan lubang bor lapangan yang sebenarnya.

Gerakan tanah desain untuk jembatan biasanya ditentukan dalam bentuk serangkaian nilai parameter yang dikembangkan untuk titik kontrol yang dipilih yang mencakup

serangkaian spektrum respons percepatan target (ARS) dan serangkaian parameter gerakan tanah terkait untuk gempa desain, yaitu (1) magnitudo, (2) jarak sumber ke lokasi, (3) percepatan puncak tanah (singkapan batuan) (PGA), kecepatan (PGV), dan perpindahan (PGD), dan (4) durasi guncangan kuat. Untuk jembatan besar dan penting, nilai parameter ini biasanya ditetapkan melalui investigasi seismik regional yang digabungkan dengan studi bahaya seismik dan gerakan tanah spesifik lokasi, sedangkan untuk jembatan kecil, biasanya nilai-nilai ini ditetapkan berdasarkan hasil studi seismik generik seperti kontur nilai PGA regional dan kurva ARS standar untuk berbagai kelas umum kondisi tanah lokasi.

Untuk jembatan panjang yang ditopang oleh beberapa pilar yang pada gilirannya ditopang oleh beberapa fondasi yang berjarak relatif jauh, variasi spasial gerakan tanah di antara wilayah tanah lokal fondasi juga perlu didefinisikan dalam masukan seismik. Berdasarkan hasil analisis menggunakan rekaman gerakan tanah gempa aktual yang diperoleh dari susunan instrumen gerakan kuat, seperti susunan diferensial El Centro di California dan susunan SMART-1 di Taiwan, variasi spasial gerakan seismik lapangan bebas telah dikarakterisasi menggunakan dua parameter: (1) kecepatan perambatan gelombang horizontal semu (kecepatan dan arah) yang mengontrol variasi spasial orde pertama gerakan tanah karena efek lintasan gelombang seismik dan (2) serangkaian “fungsi koherensi” gerakan tanah horizontal dan vertikal yang mengkuantifikasi variasi gerakan tanah orde kedua karena hamburan dan perambatan gelombang 3-D yang kompleks.

Dengan demikian, selain nilai parameter gerakan tanah desain yang ditentukan untuk gerakan kontrol, karakterisasi masukan seismik desain untuk jembatan panjang perlu mencakup dua parameter tambahan yang disebutkan di atas, yaitu, (1) kecepatan gelombang horizontal semu dan (2) fungsi koherensi gerakan tanah; oleh karena itu, gerakan masukan seismik yang dikembangkan untuk berbagai lokasi pondasi pilar perlu kompatibel dengan nilai yang ditentukan untuk kedua parameter tambahan ini.

Setelah menentukan parameter gerak tanah seismik desain, langkah-langkah yang diperlukan dalam menetapkan gerak masukan seismik spesifik lokasi pondasi pilar untuk jembatan tertentu adalah:

1. Mengembangkan serangkaian riwayat waktu gerak singkapan batuan lapangan bebas tiga komponen (dua horizontal dan vertikal) yang kompatibel dengan target ARS desain dan parameter gerak tanah desain terkait yang berlaku pada lokasi titik kontrol tunggal yang dipilih di lokasi jembatan (gerakan ini di sini disebut sebagai "riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons" dari gerak kontrol).
2. Menghasilkan riwayat waktu pergerakan singkapan batuan di lapangan bebas yang kompatibel dengan spektrum respons di setiap lokasi penyangga pilar jembatan sedemikian rupa sehingga koherensi relatifnya terhadap komponen yang sesuai dari pergerakan yang kompatibel dengan spektrum respons di titik kontrol dan di lokasi penyangga pilar lainnya kompatibel dengan parameter lintasan gelombang dan fungsi koherensi yang ditentukan untuk lokasi tersebut (pergerakan ini di sini disebut sebagai "pergerakan yang kompatibel dengan spektrum respons dan koherensi").

3. Melakukan analisis respons lokasi lapangan bebas untuk setiap lokasi penyangga pilar untuk mendapatkan riwayat waktu pergerakan tanah lapangan bebas pada elevasi diskrit yang ditentukan di seluruh kedalaman setiap fondasi menggunakan pergerakan singkapan batuan lapangan bebas yang kompatibel dengan spektrum respons dan koherensi sebagai masukan.

Pada bagian berikut, prosedur akan disajikan untuk menghasilkan serangkaian riwayat waktu pergerakan singkapan batuan yang kompatibel dengan spektrum respons di lokasi titik kontrol dan untuk menghasilkan serangkaian riwayat waktu pergerakan singkapan batuan yang kompatibel dengan spektrum respons dan koherensi di semua lokasi penyangga pilar, dan pedoman akan diberikan untuk melakukan analisis respons lokasi lapangan bebas.

Gerakan Singkapan Batuan Lapangan Bebas di Lokasi Titik Kontrol

Dengan diberikan serangkaian ARS target yang ditentukan dan serangkaian parameter gerakan tanah desain terkait untuk lokasi jembatan seperti yang dijelaskan sebelumnya, tujuan di sini adalah untuk mengembangkan serangkaian riwayat waktu tiga komponen dari gerakan kontrol yang (1) memberikan kecocokan yang wajar dengan ARS target yang sesuai dan (2) memiliki karakteristik riwayat waktu yang cukup kompatibel dengan nilai parameter gerakan tanah terkait lainnya yang ditentukan. Di masa lalu, beberapa prosedur berbeda telah digunakan untuk mengembangkan riwayat waktu gerakan singkapan batuan yang kompatibel dengan serangkaian ARS target yang ditentukan. Prosedur-prosedur ini diringkas sebagai berikut:

1. Metode Penyesuaian Riwayat Waktu Kompatibilitas Spektrum Respons — Metode ini seperti yang umumnya dipraktikkan dimulai dengan memilih serangkaian akselerogram awal atau “awal” tiga komponen yang sesuai dan melanjutkan untuk menyesuaikan masing-masing secara iteratif, menggunakan domain waktu atau domain frekuensi. Prosedur, untuk mencapai kompatibilitas dengan ARS target yang ditentukan dan nilai parameter terkait lainnya. Prosedur penyesuaian domain waktu biasanya hanya menghasilkan penyesuaian lokal kecil pada riwayat waktu awal yang dipilih, sehingga menghasilkan riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons yang sangat menyerupai gerakan awal. "Fase" umum gelombang seismik dalam riwayat waktu awal sebagian besar dipertahankan sambil mencapai kompatibilitas yang dekat dengan ARS target: namun, perubahan kecil memang terjadi pada hubungan fase. Prosedur domain frekuensi seperti yang umum digunakan mempertahankan hubungan fase dari gerakan awal, tetapi tidak selalu memberikan kecocokan yang sedekat mungkin dengan spektrum target seperti halnya prosedur domain waktu. Selain itu, gerakan yang dihasilkan oleh prosedur domain frekuensi menunjukkan perbedaan visual yang lebih besar dari gerakan awal.
2. Metode Simulasi Riwayat Waktu Model Numerik Sumber-ke-Lokasi — Metode ini umumnya dimulai dengan membangun model numerik untuk merepresentasikan sumber gempa pengendali dan fungsi transmisi dan hamburan sumber-ke-lokasi, kemudian akselerogram disintesis untuk lokasi tersebut menggunakan simulasi numerik berdasarkan berbagai skenario patahan yang masuk akal. Karena banyaknya

simulasi riwayat waktu yang diperlukan untuk mencapai ARS rata-rata yang "stabil" untuk keseluruhan data, metode ini umumnya tidak praktis untuk mengembangkan serangkaian riwayat waktu lengkap yang akan digunakan secara langsung; melainkan umumnya digunakan untuk melengkapi serangkaian akselerogram yang direkam secara aktual, dalam mengembangkan spektrum respons target spesifik lokasi dan nilai parameter gerak tanah terkait.

3. Metode Penskalasian Riwayat Waktu Rekaman Aktual Berganda— Metode ini dimulai dengan memilih beberapa set 3 komponen dari akselerogram rekaman aktual yang kemudian diskalakan sedemikian rupa sehingga rata-rata ordinat spektral responsnya pada rentang frekuensi (atau periode) yang ditentukan sesuai dengan ARS target. Pengalaman dalam menerapkan metode ini menunjukkan bahwa keberhasilannya sangat bergantung pada pemilihan riwayat waktu. Karena kurangnya riwayat waktu rekaman yang sesuai, akselerogram individual seringkali harus diskalakan ke atas atau ke bawah dengan faktor perkalian yang besar, sehingga menimbulkan pertanyaan tentang kesesuaian penskalaan tersebut. Pengalaman juga menunjukkan bahwa kecuali sejumlah besar riwayat waktu (biasanya >20) dipilih, umumnya sulit untuk mencapai pencocokan ARS target di seluruh rentang frekuensi spektral (atau periode) yang diinginkan.
4. Metode Menghubungkan Segmen Akselerogram — Metode ini menghasilkan riwayat waktu sintetis dengan menghubungkan segmen dari sejumlah akselerogram yang direkam secara aktual sedemikian rupa sehingga ARS dari riwayat waktu yang dihasilkan sesuai dengan ARS target dengan cukup baik. Secara umum, metode ini membutuhkan pembuatan sejumlah riwayat waktu sintetis untuk mencapai pencocokan spektrum target yang dapat diterima di seluruh rentang frekuensi (atau periode) yang diinginkan.

Saat ini, Metode 1 dianggap paling sesuai dan praktis untuk aplikasi teknik jembatan. Secara khusus, prosedur penyesuaian riwayat waktu domain waktu yang hanya menghasilkan gangguan riwayat waktu lokal telah diterapkan secara luas dalam aplikasi terkini. Metode ini, seperti yang dikembangkan oleh Lilhanand dan Tseng pada tahun 1988, yang didasarkan pada karya sebelumnya oleh Kaul pada tahun 1978, dijelaskan di bawah ini.

Prosedur domain waktu untuk penyesuaian riwayat waktu didasarkan pada definisi inheren dari spektrum respons dan pengakuan bahwa waktu kemunculan nilai spektrum respons untuk frekuensi diskrit dan nilai redaman yang ditentukan tidak secara signifikan diubah oleh penyesuaian riwayat waktu di sekitar waktu-waktu tersebut. Dengan demikian, setiap penyesuaian, yang dilakukan dengan menambahkan gangguan kecil, $\delta a(t)$, ke riwayat waktu percepatan awal atau permulaan yang dipilih, $a(t)$, dilakukan secara iteratif sehingga, untuk setiap iterasi, i, riwayat waktu percepatan yang disesuaikan, $a_i(t)$, diperoleh dari riwayat waktu percepatan sebelumnya $a_{i-1}(t)$, menggunakan hubungan

$$a_i(t) = a_{i-1}(t) + \delta a_i(t) \tag{17.1}$$

Penyesuaian lokal kecil, $\delta a_i(t)$, ditentukan dengan menyelesaikan persamaan integral.

$$\delta Ri(\omega_j, \beta_k) = \int_0^{t_{jk}} \delta a_i(\tau) h_{jk}(t_{jk} - \tau) d\tau \quad (17.2)$$

Persamaan ini menyatakan perubahan kecil pada nilai respons percepatan $\delta Ri(\omega_j, \beta_k)$ untuk frekuensi ω_j dan redaman β_k yang dihasilkan dari penyesuaian riwayat waktu lokal $\delta ai(t)$. Persamaan ini menggunakan fungsi respons impuls satuan percepatan $h_{jk}(t)$ untuk osilator satu derajat kebebasan yang memiliki frekuensi alami ω_j dan rasio redaman β_k. Kuantitas t_{jk} dalam integral mewakili waktu terjadinya nilai spektral yang sesuai, dan τ adalah jeda waktu.

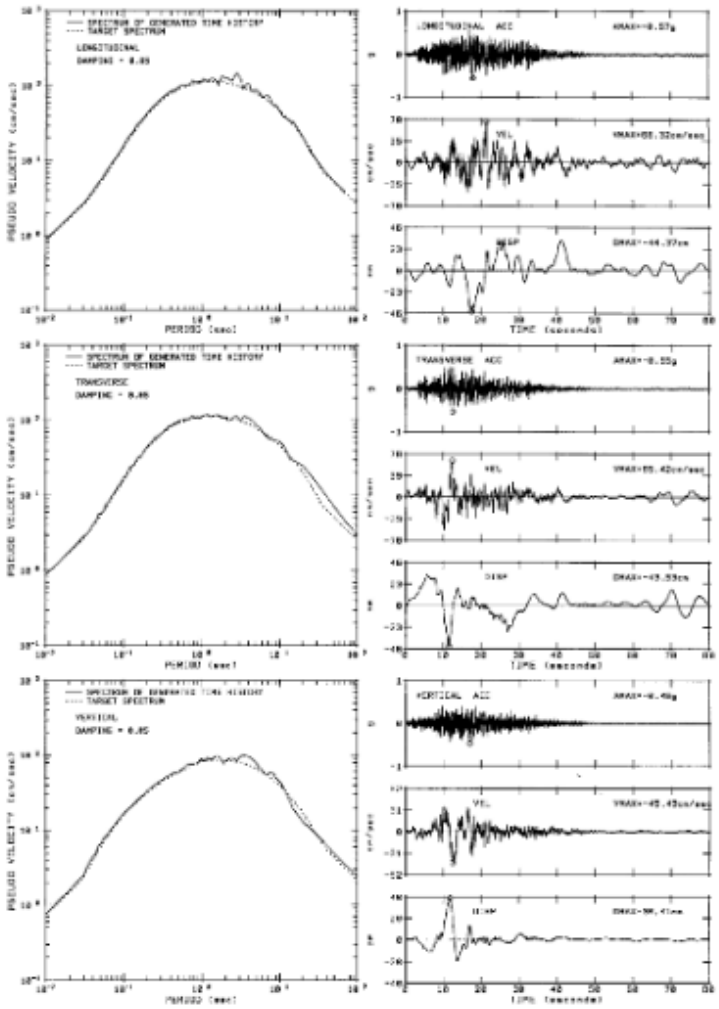
Dengan mengekspresikan $\delta ai(t)$ sebagai kombinasi linier dari fungsi respons impuls dengan koefisien yang tidak diketahui, persamaan integral di atas dapat diubah menjadi sistem persamaan aljabar linier yang dapat dengan mudah diselesaikan untuk koefisien yang tidak diketahui. Karena fungsi respons impuls satuan meluruh dengan cepat karena redaman, fungsi tersebut hanya menghasilkan gangguan lokal pada riwayat waktu percepatan. Dengan menerapkan penyesuaian di atas secara berulang, tingkat kesesuaian yang diinginkan antara spektrum respons dari gerakan yang dimodifikasi dan spektrum target yang sesuai tercapai, sementara, dengan demikian, karakteristik umum dari riwayat waktu awal yang dipilih untuk penyesuaian tetap terjaga. Karena metode modifikasi riwayat waktu ini hanya menghasilkan gangguan lokal pada riwayat waktu awal, karakteristik fase riwayat waktu (urutan gelombang atau pola) dalam riwayat waktu awal sebagian besar dipertahankan. Oleh karena itu, penting untuk memilih riwayat waktu awal dengan cermat.

Setiap set akselerogram awal tiga komponen untuk lokasi jembatan tertentu sebaiknya merupakan set yang direkam selama peristiwa seismik masa lalu yang memiliki (1) mekanisme sumber yang mirip dengan gempa desain pengendali, (2) magnitudo dalam kisaran sekitar ±0,5 dari magnitudo gempa pengendali target, dan (3) jarak sumber ke lokasi terdekat dalam 10 km dari jarak sumber ke lokasi target. Akselerogram yang direkam yang dipilih harus memiliki nilai PGA, PGV, dan PGD serta durasi guncangan kuatnya dalam kisaran ±25% dari nilai target yang ditentukan untuk lokasi jembatan dan harus mewakili rekaman permukaan lapangan bebas pada batuan, batuan, atau lokasi tanah yang keras; tidak boleh menggunakan rekaman pada lokasi lunak.

Untuk peristiwa seismik pengendali yang dekat, misalnya, dalam jarak sekitar 10 km dari lokasi, akselerogram yang dipilih harus mengandung pulsa kecepatan yang pasti atau yang disebut fling. Jika rekaman tersebut tidak tersedia, Metode 2 yang dijelaskan sebelumnya dapat digunakan untuk menghasilkan serangkaian riwayat waktu awal yang memiliki lemparan yang sesuai atau untuk memodifikasi serangkaian gerakan yang direkam untuk menyertakan pulsa kecepatan arah yang diinginkan.

Setelah memilih serangkaian riwayat waktu awal tiga komponen, komponen horizontal harus diubah menjadi komponen utamanya dan arah utama yang sesuai harus dievaluasi. Komponen utama ini kemudian harus dibuat kompatibel dengan spektrum respons

menggunakan prosedur penyesuaian domain waktu yang dijelaskan di atas atau prosedur penyesuaian domain frekuensi standar. Dengan menggunakan prosedur yang terakhir, hanya spektrum amplitudo Fourier, bukan spektrum fase, yang disesuaikan secara iteratif.



Gambar 17.4 Contoh dari tiga komponen rangkaian riwayat waktu spektrum respons yang kompatibel dari gerakan kontrol.

Spektrum respons percepatan target pada umumnya identik untuk dua komponen utama gerakan horizontal; namun, spektrum target yang berbeda ditentukan untuk komponen vertikal. Dalam kasus seperti itu, komponen horizontal yang kompatibel dengan spektrum respons yang disesuaikan dapat diorientasikan secara horizontal di sepanjang dua sumbu koordinat ortogonal di bidang horizontal yang dianggap sesuai untuk aplikasi analisis struktural.

Namun, untuk proyek jembatan yang memiliki peristiwa seismik pengendali dengan sumber seismik yang dekat, dua spektrum respons target horizontal yang mewakili gerakan sepanjang serangkaian sumbu ortogonal tertentu agak berbeda, terutama dalam rentang frekuensi rendah (periode panjang); dengan demikian, riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons harus memiliki orientasi pasti yang sama.

Dalam hal ini, rangkaian tiga komponen riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons yang dihasilkan harus digunakan bersama dengan orientasinya. Penerapan rangkaian tiga komponen gerakan ini dalam orientasi koordinat yang berbeda memerlukan transformasi gerakan ke sistem koordinat baru. Perlu dicatat bahwa transformasi komponen tersebut umumnya akan menghasilkan riwayat waktu yang tidak sepenuhnya kompatibel dengan spektrum respons target asli. Jadi, jika kompatibilitas spektrum respons diinginkan dalam orientasi koordinat tertentu (seperti dalam arah longitudinal dan transversal jembatan), spektrum respons target dalam orientasi spesifik tersebut harus dihasilkan terlebih dahulu dan kemudian rangkaian tiga komponen riwayat waktu yang sepenuhnya kompatibel dengan spektrum respons harus dihasilkan untuk sistem koordinat spesifik ini.

Sebagai contoh, serangkaian tiga komponen riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons gerakan kontrol, yang dihasilkan menggunakan prosedur penyesuaian riwayat waktu domain waktu, ditunjukkan pada Gambar 17.4.

Gerakan Singkapan Batuan Lapangan Bebas di Lokasi Penopang Pilar Jembatan

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, karakterisasi variasi spasial gerakan tanah untuk tujuan rekayasa didasarkan pada serangkaian parameter lintasan gelombang dan fungsi koherensi gerakan tanah. Parameter lintasan gelombang yang saat ini digunakan adalah kecepatan gelombang seismik horizontal semu, V, dan sudut arahnya θ relatif terhadap sumbu yang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal jembatan. Studi data susunan gerakan kuat dan lemah termasuk yang ada di California, Taiwan, dan Jepang menunjukkan bahwa kecepatan horizontal semu gelombang S dalam arah perambatan biasanya berada dalam kisaran 2 hingga 3 km/s. Dalam aplikasi, vektor kecepatan gelombang semu yang menunjukkan kecepatan dan arah harus diproyeksikan sepanjang sumbu jembatan sehingga menghasilkan kecepatan gelombang semu dalam arah tersebut seperti yang dinyatakan oleh

$$V_{jembatan} = \frac{V}{\sin\theta} \tag{17.3}$$

Agar lebih realistis, ketika θ menjadi kecil, sudut minimum untuk θ, misalnya, 30°, harus digunakan untuk memperhitungkan gelombang yang tiba dalam arah yang berbeda dari arah yang ditentukan.

Koherensi spasial komponen gerak medan bebas dalam satu arah di berbagai lokasi pada permukaan tanah telah diparameterisasi oleh fungsi koherensi kompleks yang didefinisikan oleh hubungan

$$\Gamma_{ij}(i\omega) = \frac{S_{ij}(i\omega)}{\sqrt{S_{ii}(\omega)}\sqrt{S_{jj}(\omega)}} \quad i, j = 1, 2, \ldots, n \text{ locations} \tag{17.4}$$

di mana $S_{ij}(i\omega)$ adalah fungsi kerapatan spektral daya silang kompleks yang dihaluskan dan $S_{ii}(\omega)$ dan $S_{jj}(\omega)$ adalah fungsi kerapatan spektral daya (PSD) nyata yang dihaluskan dari komponen gerakan di lokasi i dan j. Notasi $i\omega$ dalam persamaan di atas digunakan untuk

menunjukkan bahwa koefisien $S_{ij}(i\omega)$ bernilai kompleks (mengandung bagian nyata dan imajiner) dan bergantung pada frekuensi eksitasi ω. Berdasarkan analisis data array gerakan kuat, serangkaian fungsi koherensi generik untuk gerakan tanah horizontal dan vertikal telah dikembangkan. Fungsi-fungsi ini untuk jarak pemisahan diskrit antara lokasi i dan j diplot terhadap frekuensi pada Gambar 17.5.

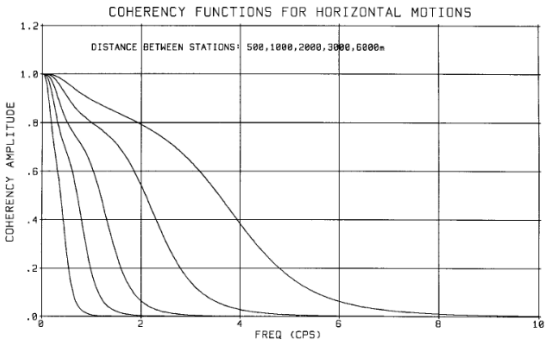
Dengan diberikan serangkaian tiga komponen riwayat waktu yang kompatibel dengan spektrum respons dari gerakan singkapan batuan yang dikembangkan untuk lokasi titik kontrol yang dipilih dan serangkaian parameter lintasan gelombang dan fungsi koherensi "target" yang ditentukan seperti yang dijelaskan di atas, gerakan singkapan batuan multi-penopang yang kompatibel dengan spektrum respons dan koherensi yang berlaku untuk setiap lokasi penopang pilar jembatan dapat dihasilkan menggunakan prosedur yang disajikan di bawah ini. Prosedur ini didasarkan pada "metode berbaris" yang dikembangkan oleh Hao dkk. [32] pada tahun 1989 dan diperluas oleh Tseng dkk. pada tahun 1993.

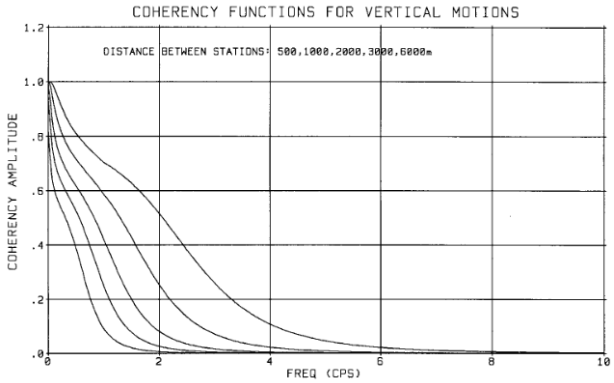
Dengan mengabaikan, untuk sementara waktu, pelemahan gerakan tanah di sepanjang sumbu jembatan, komponen gerakan singkapan batuan di semua lokasi penopang pilar dalam arah tertentu memiliki fungsi PSD yang sama dengan fungsi PSD $S_o(\omega)$ yang ditentukan untuk gerakan kontrol, yaitu,

$$S_{ii}(\omega) = S_{jj}(\omega) = S_o(\omega) = |u_o(i\omega)|^2 \tag{17.5}$$

di mana $u_o(i\omega)$ adalah transformasi Fourier dari komponen gerak kontrol yang sesuai, $u_o(t)$. Dengan mensubstitusikan Persamaan (17.5) ke dalam Persamaan (17.4), diperoleh

$$S_{ij}(i\omega) = \Gamma_{ij}(i\omega)S_o(\omega) \tag{17.6}$$





Gambar 17.5 Contoh fungsi koherensi frekuensi pada jarak pemisahan diskrit.

yang dapat ditulis ulang dalam bentuk matriks untuk semua lokasi penyangga pilar sebagai berikut:

$$S(i\omega) = \mathbf{\Gamma}(i\omega)S_o(\omega) \tag{17.7}$$

Karena, menurut definisi, matriks koherensi $\boldsymbol{\Gamma}(i\omega)$ adalah matriks Hermitian, maka matriks tersebut dapat diuraikan menjadi pasangan konjugat kompleks dari matriks segitiga bawah dan atas $\boldsymbol{L}(i\omega)$ dan $\boldsymbol{L} * (i\omega)^T$ seperti yang diungkapkan oleh

$$\mathbf{\Gamma}(i\omega) = \boldsymbol{L}(i\omega)\ \boldsymbol{L}^*(i\omega)^{\boldsymbol{T}} \tag{17.8}$$

di mana simbol * menunjukkan konjugat kompleks. Selanjutnya, misalkan

$$\boldsymbol{u}(i\omega) = \boldsymbol{L}(i\omega)\,\boldsymbol{\eta}_{\phi_i}(i\omega)\boldsymbol{u_o}(i\omega) \tag{17.9}$$

di mana $\boldsymbol{u}(\omega)$ adalah vektor yang berisi komponen gerak $u_i(\omega)$ untuk lokasi i = 1, 2, …, n; dan, $\eta_{\emptyset}\ (i\omega) = \{e^{i\emptyset_i(\omega)}\}$ adalah vektor yang berisi komponen amplitudo satuan yang memiliki sudut fase acak $\emptyset_i(\omega)$.. Jika $\emptyset_i(\omega)$ dan $\emptyset_j(\omega)$ adalah sudut fase acak yang terdistribusi secara seragam, maka hubungan

$$\begin{aligned} E\left[\boldsymbol{\eta}_{\phi_i}(i\omega)\,\boldsymbol{\eta}^*_{\phi_j}(i\omega)\right] &= 0 \qquad \text{jika } i \neq j \\ E\left[\boldsymbol{\eta}_{\phi_i}(i\omega)\,\boldsymbol{\eta}^*_{\phi_j}(i\omega)\right] &= 1 \qquad \text{jika } i = j \end{aligned} \tag{17.10}$$

akan terpenuhi, di mana simbol $E[\,]$ mewakili rata-rata ensemble. Dapat dengan mudah ditunjukkan bahwa ensemble gerakan yang dihasilkan menggunakan Persamaan (17.9) akan memenuhi Persamaan (17.7). Dengan demikian, jika gerakan singkapan batuan di semua lokasi penyangga pilar dihasilkan dari gerakan yang sesuai di lokasi titik kontrol menggunakan

Persamaan (17.9), gerakan yang dihasilkan di semua lokasi akan memenuhi, secara ensemble, fungsi koherensi yang ditentukan untuk lokasi tersebut.

Karena matriks $\boldsymbol{L}(i\omega)$ dalam Persamaan (17.9) adalah matriks segitiga bawah yang elemen diagonalnya sama dengan satu, pembangkitan gerakan yang kompatibel dengan koherensi di semua lokasi pilar dapat dicapai dengan bergerak dari satu lokasi pilar ke lokasi berikutnya secara berurutan dimulai dengan lokasi pilar kontrol.

Dalam menghasilkan gerakan yang kompatibel dengan koherensi menggunakan Persamaan (17.9), pergeseran sudut fase di berbagai lokasi pilar karena lintasan gelombang bidang tunggal pada kecepatan konstan V_{bridge} yang didefinisikan oleh Persamaan (17.3) dapat dimasukkan ke dalam istilah $\eta_{\phi_i}(i\omega)$. Karena gerakan di lokasi titik kontrol kompatibel dengan spektrum respons, gerakan yang kompatibel dengan koherensi yang dihasilkan di semua lokasi pilar lainnya menggunakan prosedur yang dijelaskan di atas akan kira-kira kompatibel dengan spektrum respons.

Namun, peningkatan kompatibilitas spektrum respons umumnya diperlukan, yang dapat dilakukan dengan menyesuaikan amplitudo Fourier tetapi menjaga sudut fase Fourier tetap tidak berubah. Dengan menjaga sudut-sudut ini tetap tidak berubah, koherensi di antara gerakan yang disesuaikan tidak terpengaruh. Akibatnya, gerakan yang disesuaikan tidak hanya akan kompatibel dengan spektrum respons, tetapi juga akan kompatibel dengan koherensi.

Dalam menghasilkan gerakan yang kompatibel dengan spektrum respons dan koherensi di semua lokasi pilar dengan prosedur yang dijelaskan di atas, efek atenuasi gerakan tanah telah diabaikan. Untuk jembatan panjang yang terletak dekat dengan sumber seismik pengendali, atenuasi gerakan dengan jarak dari lokasi pilar kontrol harus dipertimbangkan. Hal ini dapat dicapai dengan menskalakan gerakan yang dihasilkan di berbagai lokasi pilar dengan faktor penskalaan yang sesuai yang ditentukan dari hubungan atenuasi gerakan tanah yang sesuai.

Riwayat waktu percepatan yang dihasilkan untuk semua lokasi pilar harus diintegrasikan untuk mendapatkan riwayat waktu kecepatan dan perpindahan yang sesuai, yang harus diperiksa untuk memastikan tidak adanya pergeseran garis dasar yang dihasilkan secara numerik. Riwayat waktu perpindahan relatif antara lokasi pilar kontrol dan lokasi pilar berikutnya juga harus diperiksa untuk memastikan bahwa riwayat tersebut masuk akal. Gerakan singkapan batuan yang akhirnya diperoleh kemudian harus digunakan dalam analisis respons lokasi yang sesuai untuk mengembangkan gerakan tanah lapangan bebas yang sesuai yang diperlukan dalam melakukan analisis SFSI untuk setiap lokasi pilar.

Gerakan Tanah Lapangan Bebas

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, masukan seismik ke jembatan besar didefinisikan dalam hal gerakan tanah lapangan bebas yang diharapkan pada ketinggian diskrit di seluruh kedalaman setiap fondasi. Gerakan tersebut harus dievaluasi melalui analisis respons lokasi spesifik menggunakan gerakan lapangan bebas singkapan batuan yang telah dijelaskan sebelumnya sebagai masukan ke model tanah-batuan dasar yang didefinisikan dengan tepat.

Biasanya, seperti yang telah disebutkan sebelumnya, model-model ini didasarkan pada asumsi bahwa gerakan tanah lapangan bebas horizontal dan vertikal dihasilkan oleh perambatan ke atas/ke bawah gelombang geser dan kompresi satu dimensi, masing-masing, yang disebabkan oleh perambatan ke atas gelombang datang di batuan dasar atau formasi tanah padat. Sesuai dengan jenis gerakan ini, diasumsikan bahwa medium tanah lokal di sekitar setiap fondasi terdiri dari lapisan horizontal seragam dengan jangkauan lateral tak terbatas.

Refleksi dan refraksi gelombang akan terjadi di semua antarmuka lapisan yang berdekatan, termasuk antarmuka tanah-batuan dasar, dan refleksi gelombang akan terjadi di permukaan tanah. Program komputer SHAKE paling umum digunakan untuk melakukan analisis respons lokasi tipe satu dimensi yang dijelaskan di atas. Untuk jembatan panjang yang memiliki profil tanah yang sangat bervariasi dari ujung ke ujung, analisis respons lokasi tersebut harus diulang untuk kolom tanah yang berbeda yang mewakili perubahan profil.

Deformasi tanah lapangan bebas siklik yang dihasilkan di lokasi jembatan tertentu oleh gempa bumi maksimum yang diharapkan biasanya berbentuk histeresis nonlinier. Karena program komputer SHAKE memperlakukan sistem linier, kolom tanah yang dianalisis harus dimodelkan secara linier yang setara. Untuk mendapatkan bentuk linier yang setara, parameter tanah dalam model dimodifikasi setelah setiap analisis respons riwayat waktu linier berturut-turut selesai, yang berlanjut hingga konvergensi ke parameter yang kompatibel dengan regangan tercapai.

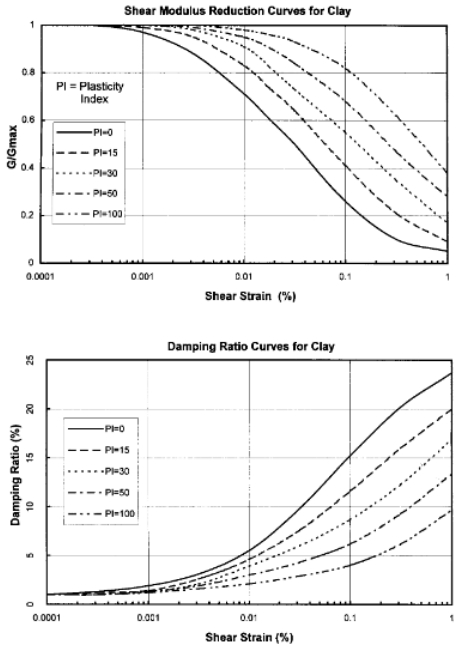
Untuk menghasilkan gerakan lapangan bebas horizontal yang dihasilkan oleh gelombang geser yang merambat secara vertikal, parameter tanah linier setara yang dibutuhkan adalah modulus geser G dan rasio redaman histeresis β. Parameter-parameter ini, seperti yang disiapkan oleh Vucetic dan Dobry pada tahun 1991 untuk tanah liat dan oleh Sun et al. pada tahun 1988 dan oleh Electric Power Research Institute (EPRI) untuk pasir, diplot pada Gambar 17.6 dan 17.7, masing-masing, sebagai fungsi regangan geser γ. Modulus geser diplot dalam bentuk nondimensi G/G_{max} di mana G_{max} adalah modulus geser in situ pada regangan yang sangat rendah ($\gamma \leq 10^{-4}\%$). Modulus geser G harus diperoleh dari uji geser siklik, sedangkan $Gmax$ dapat diperoleh menggunakan $G_{max} = \rho V_s^2$ di mana ρ adalah massa jenis tanah dan V_s adalah kecepatan gelombang geser in situ yang diperoleh dengan pengukuran lapangan.

Jika kecepatan gelombang geser tidak tersedia, G_{max} dapat diperkirakan menggunakan rumus empiris yang dipublikasikan yang mengkorelasikan kecepatan gelombang geser atau modulus geser dengan jumlah pukulan dan/atau parameter tanah lainnya. Untuk memperoleh nilai linier setara dari G/G_{max} dan β setelah setiap analisis respons riwayat waktu berturut-turut, nilai diambil dari hubungan $G/G_{max}\ vs.\ \gamma$ dan β vs. γ pada tingkat regangan geser efektif yang didefinisikan sebagai $\gamma_{eff} = \gamma\alpha_{max}$ di mana γ_{max} adalah regangan geser maksimum yang dicapai dalam analisis terakhir dan α adalah faktor regangan efektif. Di masa lalu, α biasanya diberi nilai 0,65; namun, nilai lain telah diusulkan

Analisis respons riwayat waktu linier setara dilakukan secara iteratif, dengan penyesuaian parameter tanah dilakukan setelah setiap analisis, hingga regangan geser efektif

konvergen ke nilai yang pada dasarnya sama dengan yang digunakan pada iterasi sebelumnya. Ini biasanya membutuhkan empat hingga delapan iterasi untuk mencapai 90 hingga 95% konvergensi penuh ketika regangan geser efektif tidak melebihi 1 hingga 2%. Ketika regangan maksimum melebihi 2%, analisis respons situs nonlinier lebih tepat. Program komputer yang tersedia untuk tujuan ini adalah DESRA, DYNAFLOW, DYNAID, dan SUMDES.

Untuk menghasilkan gerakan medan bebas vertikal yang dihasilkan oleh gelombang kompresi yang merambat secara vertikal, parameter tanah yang dibutuhkan adalah modulus elastis terkendala regangan rendah $E_p = \rho V_p^2$, di mana V_p adalah kecepatan gelombang kompresi, dan rasio redaman yang sesuai. Variasi parameter tanah ini dengan regangan kompresi belum ditetapkan dengan baik. Saat ini, analisis respons situs vertikal umumnya dilakukan dengan menggunakan modulus elastis terkendala regangan rendah, E_p, secara langsung dan rasio redaman yang kompatibel dengan regangan yang diperoleh dari analisis respons horizontal, tetapi terbatas pada nilai maksimum 10%, tanpa iterasi kompatibilitas regangan lebih lanjut. Untuk tanah yang terendam air, nilai E_p tidak boleh kurang dari kecepatan gelombang kompresi air.

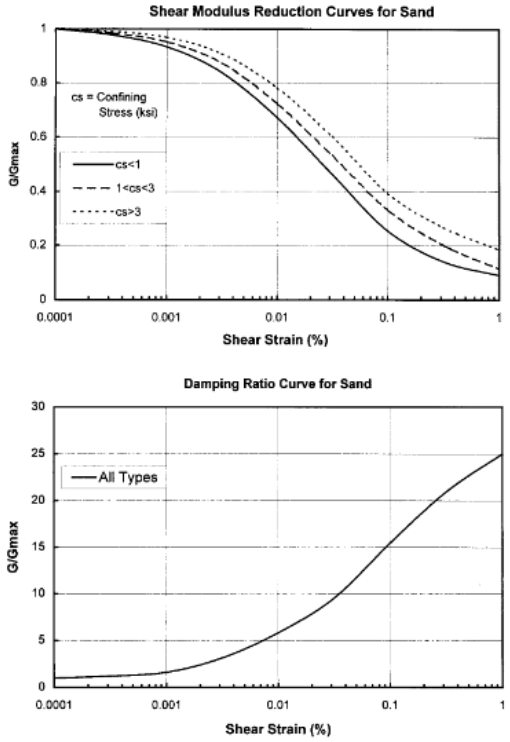


Gambar 17.6 Modulus geser linier ekivalen dan rasio redaman histeresis sebagai fungsi regangan geser untuk tanah liat. (Sumber: Vucetic, M. dan Dobry, R., J. Geotech. Eng. ASCE, 117(1), 89-107, 1991. Dengan izin.)

Setelah menghasilkan riwayat waktu gerak medan bebas percepatan menggunakan program komputer SHAKE, riwayat waktu kecepatan dan perpindahan yang sesuai harus diperoleh melalui integrasi tunggal dan ganda dari riwayat waktu percepatan. Jika terjadi penyimpangan yang tidak realistis pada riwayat waktu perpindahan, koreksi yang sesuai harus diterapkan. Jika penyimpangan tersebut muncul dalam bentuk garis lurus, biasanya hal itu menunjukkan bahwa durasi yang ditentukan untuk transformasi Fourier dari akselerogram

yang direkam terlalu pendek; dengan demikian, meningkatkan durasi ini biasanya akan memperbaiki masalah.

Jika penyimpangan garis dasar menyimpang secara signifikan dari garis lurus sederhana, ini cenderung menunjukkan bahwa hasil analisis mungkin tidak dapat diandalkan; dalam hal ini, hasil tersebut harus diperiksa dengan cermat sebelum digunakan. Riwayat waktu perpindahan relatif medan bebas antara pasangan lokasi pilar juga harus dihasilkan dan kemudian diperiksa untuk menilai kewajaran hasil yang diperoleh.



Gambar 17.7 Modulus geser linier ekuivalen dan rasio redaman histeresis sebagai fungsi regangan geser untuk pasir. (Sumber: Sun, J. I. dkk., Laporan No. UBC/EERC-88/15, Pusat Penelitian Teknik Gempa Bumi, Universitas California, Berkeley, 1988.)

17.5 KARAKTERISASI SISTEM TANAH-FONDASI

Inti dari masalah SFSI dinamis untuk jembatan adalah interaksi antara sistem struktur-fondasi dan medium tanah pendukungnya, yang, untuk tujuan analisis, dapat dianggap sebagai setengah ruang penuh. Langkah mendasar dalam memecahkan masalah ini adalah mengkarakterisasi hubungan konstitutif antara gaya dinamis yang bekerja pada setiap fondasi jembatan pada batas antarmuka dengan tanah dan gerakan fondasi yang sesuai, yang dinyatakan dalam hal perpindahan, kecepatan, dan percepatan. Gaya-gaya tersebut di sini disebut gaya interaksi tanah-fondasi. Untuk jembatan yang dikenai beban eksternal, seperti beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gelombang, gaya SFI ini hanya merupakan fungsi dari gerakan pondasi; namun, untuk jembatan yang dikenai beban seismik, gaya-gaya ini juga merupakan fungsi dari gerakan tanah di lapangan bebas.

Misalkan h adalah jumlah total derajat kebebasan (DOF) pondasi jembatan sebagaimana didefinisikan pada batas antarmuka tanah-pondasi; $u_h(t), \dot{u}_h\,(t), dan\, \ddot{u}_h\,(t)$ masing-masing adalah vektor perpindahan, kecepatan, dan percepatan pondasi yang bersesuaian; dan $u_h(t), \dot{u}_h\,(t)$, dan $\ddot{u}_h\,(t)$masing-masing adalah vektor perpindahan, kecepatan, dan percepatan tanah di lapangan bebas pada DOF h; dan misalkan $f_h(t)$ adalah vektor gaya SFI yang bersesuaian. Dengan menggunakan notasi ini, karakterisasi gaya SFI dalam kondisi seismik dapat dinyatakan dalam bentuk fungsional vektor umum:

$$\boldsymbol{f_h}(t) = \Im_h\,(\boldsymbol{u_h}(t),\ \dot{\boldsymbol{u}}_h(t)\,,\ \ddot{\boldsymbol{u}}_h(t)\,,\ \bar{\boldsymbol{u}}_h(t)\ \ \dot{\bar{\boldsymbol{u}}}_h(t)\,,\ \ddot{\bar{\boldsymbol{u}}}_h(t)\,) \tag{17.26}$$

Karena tanah di wilayah lokal yang langsung mengelilingi setiap fondasi dapat berperilaku nonlinier di bawah beban fondasi yang dikenakan, bentuk $\Im_h$ pada umumnya merupakan fungsi nonlinier dari perpindahan $\boldsymbol{u}_h(t)$ dan $\boldsymbol{u}_h(t)$ serta kecepatan dan percepatan yang sesuai.

Untuk evaluasi kapasitas, bentuk nonlinier dari $\Im_h$ harus dipertahankan dan digunakan secara langsung untuk menentukan gaya SFI sebagai fungsi dari perpindahan fondasi dan tanah. Evaluasi bentuk ini harus didasarkan pada model nonlinier yang sesuai untuk medium tanah yang digabungkan dengan kondisi batas yang sesuai, yang dikenakan beban yang biasanya jauh lebih sederhana dibandingkan dengan beban induksi aktual. Bagian evaluasi ini akan dibahas lebih lanjut di Bagian 17.8. Untuk evaluasi permintaan, bentuk nonlinier dari $\Im_h$ sering dilinierkan dan kemudian ditransformasikan ke domain frekuensi. Misalkan $u_h(i\omega), \dot{u}_h(i\omega), \ddot{u}_t(i\omega), \bar{u}_h(i\omega), \dot{\bar{u}}_h(i\omega), \text{dan } \ddot{\bar{u}}_h(i\omega)$ adalah transformasi Fourier dari $u_h(t), \dot{u}_h(t), \ddot{u}_t(t), \bar{u}_h(t), \dot{\bar{u}}_h(t), \text{dan } \ddot{\bar{u}}_h(t)$dan $f_h(t)$, dan dengan menggunakan relasi

$$\dot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega}) = i\boldsymbol{\omega}\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega});\ \ddot{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{t}}(i\boldsymbol{\omega}) = -\boldsymbol{\omega}^{\boldsymbol{2}}\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega}),$$

Dan

$$\dot{\bar{\boldsymbol{u}}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega}) = i\boldsymbol{\omega}\bar{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega});\ \ddot{\bar{\boldsymbol{u}}}_{\boldsymbol{t}}(i\boldsymbol{\omega}) = -\boldsymbol{\omega}^{\boldsymbol{2}}\bar{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega}) \tag{17.12}$$

Persamaan (17.11) dapat diubah menjadi bentuk yang lebih mudah:

$$\boldsymbol{f_h}(i\boldsymbol{\omega}) = \Im_h\big(\boldsymbol{u_h}(i\boldsymbol{\omega}), \bar{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega})\big) \tag{17.13}$$

Untuk mengkarakterisasi bentuk fungsional linier dari $\Im_h$ perlu untuk menyelesaikan masalah nilai batas dinamis untuk medium tanah setengah ruang yang dikenai kondisi batas gaya yang ditentukan pada antarmuka tanah-pondasi. Masalah ini disebut di sini sebagai masalah "impedansi tanah", yang merupakan bagian dari masalah impedansi pondasi yang disebutkan sebelumnya di Bagian 17.2
Dalam bentuk linier, Persamaan (17.13) dapat dinyatakan sebagai

$$\boldsymbol{f_h}(i\boldsymbol{\omega}) = \boldsymbol{G_{hh}}(i\boldsymbol{\omega})\ \big(\boldsymbol{u_h}(i\boldsymbol{\omega}), \bar{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(i\boldsymbol{\omega})\big) \tag{17.14}$$

di mana $\boldsymbol{f}_h(i\omega)$ mewakili vektor gaya yang bekerja pada medium tanah oleh pondasi dan matriks $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ adalah matriks koefisien kompleks yang bergantung pada frekuensi, yang di sini disebut "matriks impedansi tanah."
Definisikan vektor gaya $\bar{\boldsymbol{f}}_{\boldsymbol{h}}(i\omega)$ dengan hubungan berikut:

$$\bar{\boldsymbol{f}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) = \boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}(\boldsymbol{i\omega})\ \bar{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) \tag{17.15}$$

Vektor gaya ini mewakili gaya dinamis internal yang bekerja pada fondasi jembatan di batas antarmuka tanah-fondasi yang dihasilkan dari gerakan tanah bebas ketika fondasi ditahan tetap, yaitu, $\boldsymbol{u}_h(i\omega)$ = **0**. Vektor gaya $\bar{\bar{\boldsymbol{f}}}_h(i\omega)$ seperti yang didefinisikan dalam Persamaan (17.15) adalah vektor "gaya penggerak seismik" yang disebutkan sebelumnya di Bagian 17.2.2. Tergantung pada jenis fondasi jembatan, karakterisasi matriks impedansi tanah $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ dan vektor gerakan masukan tanah bebas $\bar{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ yang terkait untuk tujuan analisis permintaan dapat ditetapkan dengan menggunakan model tanah yang berbeda seperti yang dijelaskan di bawah ini.

Model Elastodinamik

Seperti yang disebutkan di Bagian 17.3, untuk pondasi jembatan besar seperti pondasi bentang besar, caisson, atau poros tunggal atau ganda yang memiliki diameter sangat besar, di mana nonlinieritas yang terjadi di wilayah tanah lokal yang berdekatan langsung dengan pondasi kecil, matriks impedansi tanah $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ dapat dievaluasi dengan menggunakan fungsi Green dinamis (perpindahan dinamis medium tanah akibat eksitasi beban titik harmonik) yang diperoleh dari solusi masalah nilai batas dinamis dari medium tanah setengah ruang elastis teredam linier yang dikenai beban titik harmonik yang diterapkan pada setiap h DOF pada batas antarmuka tanah-pondasi. Solusi semacam itu telah diperoleh dalam bentuk analitik untuk medium tanah setengah ruang elastis teredam linier oleh Apsel pada tahun 1979. Karena kompleksitas dalam solusi analitik, fungsi Green dinamis hanya diperoleh untuk fondasi yang memiliki geometri antarmuka tanah-fondasi yang relatif sederhana, misalnya, geometri antarmuka tanah-fondasi persegi panjang, silinder, atau bola, yang ditopang dalam media tanah sederhana.

Dalam aplikasi praktis, fungsi Green dinamis sering diperoleh dalam bentuk numerik berdasarkan diskretisasi elemen hingga dari medium tanah setengah ruang dan diskretisasi yang sesuai dari batas antarmuka tanah-fondasi menggunakan program komputer seperti SASSI, yang memiliki kemampuan untuk mensimulasikan kondisi batas radiasi gelombang dengan benar di medan jauh dari medium tanah setengah ruang. Penggunaan model tanah elemen hingga untuk mengevaluasi fungsi Green dinamis dalam bentuk numerik memiliki keuntungan bahwa fondasi yang memiliki geometri antarmuka tanah-fondasi sembarang dapat ditangani dengan mudah; Namun, metode ini memiliki kelemahan yaitu frekuensi tertinggi, yaitu frekuensi cutoff, dari gerakan yang dapat menghasilkan solusi yang andal dibatasi oleh ukuran elemen hingga yang digunakan untuk memodelkan medium tanah.

Setelah mengevaluasi fungsi Green dinamis menggunakan prosedur yang dijelaskan di atas, matriks impedansi tanah yang diinginkan kemudian dapat diperoleh dengan membalikkan, frekuensi demi frekuensi, "matriks kepatuhan tanah," yang merupakan matriks nilai fungsi Green yang dievaluasi untuk setiap frekuensi ω yang ditentukan. Karena fungsi Green dinamis bernilai kompleks dan bergantung pada frekuensi, koefisien dari matriks impedansi tanah yang dihasilkan juga bernilai kompleks dan bergantung pada frekuensi. Bagian riil dari koefisien impedansi tanah mewakili kekakuan dinamis medium tanah yang juga mencakup efek inersia tanah; bagian imajiner dari koefisien mewakili kehilangan energi yang dihasilkan dari peredaman material tanah dan radiasi gelombang tegangan ke medium tanah medan jauh. Dengan demikian, matriks impedansi tanah yang dikembangkan mencerminkan karakteristik dinamis keseluruhan dari medium tanah yang berkaitan dengan gerakan pondasi pada antarmuka tanah-pondasi.

Karena adanya rongga penggalian pondasi di dalam medium tanah, vektor gerakan tanah lapangan bebas $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ yang ditentukan pada batas antarmuka tanah-pondasi harus diturunkan dari gerakan masukan seismik medium tanah lapangan bebas tanpa rongga penggalian pondasi seperti yang dijelaskan pada Bagian 17.4. Penurunan vektor gerakan $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ memerlukan penyelesaian masalah nilai batas dinamis untuk medium tanah setengah ruang lapangan bebas yang memiliki rongga penggalian pondasi yang dikenai masukan gelombang seismik tertentu sehingga solusi yang dihasilkan memenuhi kondisi bebas tarikan pada permukaan rongga penggalian pondasi. Dengan demikian, gerakan respons seismik yang dihasilkan, $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$, mencerminkan efek hamburan gelombang seismik karena adanya rongga. Oleh karena itu, gerakan-gerakan ini di sini disebut sebagai "gerakan masukan tanah lapangan bebas yang tersebar."

Pengaruh hamburan gelombang seismik bergantung pada hubungan relatif antara dimensi karakteristik, ℓ_f , pondasi dan panjang gelombang masukan seismik spesifik, λ, yang diminati, di mana $\lambda = 2\pi V_s/\omega$ atau $2\pi V_p/\omega$ untuk gelombang geser atau kompresi bidang yang merambat secara vertikal, masing-masing; V_s dan V_p, seperti yang didefinisikan sebelumnya, adalah kecepatan gelombang geser dan kompresi medium tanah, masing-masing.

Jika panjang gelombang masukan seismik λ jauh lebih panjang daripada panjang karakteristik ℓ_f, pengaruh hamburan gelombang akan dapat diabaikan; di sisi lain, $\lambda \leq \ell_f$ ketika ,pengaruh hamburan gelombang akan signifikan. Karena panjang gelombang λ merupakan fungsi dari frekuensi gerakan masukan, pengaruh hamburan gelombang juga bergantung pada frekuensi. Dengan demikian, jelas bahwa efek hamburan gelombang jauh lebih penting untuk fondasi jembatan besar, seperti caisson besar atau sekelompok poros berdiameter sangat besar, daripada untuk fondasi kecil yang memiliki dimensi karakteristik kecil, seperti kelompok tiang pancang ramping; dapat juga disimpulkan dengan mudah bahwa efek hamburan lebih signifikan untuk fondasi yang ditopang di lokasi tanah lunak daripada untuk fondasi di lokasi tanah kaku.

Karakterisasi matriks impedansi tanah yang menggunakan model elastodinamik medium tanah seperti yang dijelaskan di atas memerlukan konstanta karakterisasi material

tanah yang meliputi (1) massa jenis, ρ; (2) modulus geser dan elastis terkekang, G dan E_p (atau kecepatan gelombang geser dan kompresi, V_s dan V_p); dan (3) rasio redaman histeresis konstan, β. Seperti yang dibahas sebelumnya di Bagian 17.4.3, modulus geser tanah menurun sementara rasio redaman histeresis tanah meningkat sebagai fungsi regangan geser tanah yang diinduksi dalam medium tanah lapangan bebas karena gerakan masukan seismik.

Efek dari apa yang disebut nonlinieritas tanah global ini dapat dengan mudah dimasukkan ke dalam matriks impedansi tanah berdasarkan model elastodinamik dengan menggunakan modulus geser tanah dan rasio redaman yang kompatibel dengan regangan yang diinduksi oleh gerakan medan bebas sebagai konstanta material tanah dalam evaluasi fungsi Green dinamis. Untuk kemudahan pembahasan selanjutnya, matriks impedansi tanah, $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$, yang dikarakterisasi menggunakan model elastodinamik akan dilambangkan dengan simbol $\boldsymbol{G}^{e}_{hh}(i\omega)$.

Model p–y Empiris

Seperti yang dibahas di Bagian 17.3, untuk pondasi kelompok tiang ramping di mana nonlinieritas tanah yang terjadi di wilayah tanah lokal yang berdekatan dengan tiang mendominasi perilaku pondasi di bawah beban, karakterisasi resistensi tanah terhadap defleksi tiang sering kali bergantung pada kurva $p-y$ yang diturunkan secara empiris untuk resistensi lateral dan kurva $t-z$ dan $Q-d$ untuk resistensi aksial. Untuk pondasi seperti itu, karakterisasi matriks impedansi tanah yang dibutuhkan untuk tujuan analisis permintaan dapat dilakukan dengan menggunakan modulus sekan yang diturunkan dari kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ nonlinier, seperti yang ditunjukkan secara skematis pada Gambar 17.2. Karena pengembangan kurva empiris ini didasarkan pada hasil uji statis atau pseudo-statis, maka hal ini tidak memasukkan inersia tanah dan efek redaman material.

Dengan demikian, matriks impedansi tanah yang dihasilkan yang dikembangkan dari modulus sekan kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ hanya mencerminkan kekakuan tanah statis tetapi tidak mencerminkan inersia tanah dan karakteristik redaman material tanah. Oleh karena itu, matriks impedansi tanah yang diperoleh adalah matriks koefisien konstan bernilai riil yang berlaku pada frekuensi nol $(\omega = 0)$; namun, matriks ini merupakan fungsi dari amplitudo perpindahan pondasi. Matriks ini di sini dilambangkan sebagai $\boldsymbol{G}^{s}_{hh}(0)$ untuk membedakannya dari matriks impedansi tanah $\boldsymbol{G}^{e}_{hh}(i\omega)$ yang didefinisikan sebelumnya. Dengan demikian, Persamaan (17.14) dalam hal ini diberikan oleh

$$\bar{\boldsymbol{f}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) = \boldsymbol{G}^{\boldsymbol{s}}_{\boldsymbol{hh}}(\boldsymbol{0})\,\{\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) - \overline{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega})\} \tag{17.16}$$

di mana $G^{s}_{hh}(0)$ bergantung pada amplitudo vektor perpindahan relatif $\Delta u_h(i\omega)$ yang didefinisikan oleh

$$\overline{\Delta \boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) = \{\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) - \overline{\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega})\} \tag{17.17}$$

Sebagaimana disebutkan sebelumnya di Bagian 17.3.2, konstruksi kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ hanya bergantung pada parameter kekuatan tetapi tidak pada parameter kekakuan

medium tanah; dengan demikian, efek nonlinieritas tanah global pada kekakuan dinamis medium tanah, yang disebabkan oleh penurunan modulus geser tanah dan peningkatan redaman tanah sebagai fungsi regangan geser tanah yang diinduksi oleh gerakan lapangan bebas, tidak dapat dimasukkan ke dalam matriks impedansi tanah yang dikembangkan dari kurva-kurva ini.

Lebih lanjut, karena kurva-kurva ini dikembangkan berdasarkan hasil uji lapangan di mana tidak ada deformasi tanah yang diinduksi oleh gerakan tanah lapangan bebas, efek nonlinieritas tanah global tersebut pada parameter karakterisasi kekuatan tanah dan karenanya kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ tidak dapat dimasukkan.

Karena dimensi penampang yang kecil dari tiang pancang yang ramping, efek hamburan gelombang seismik karena adanya rongga tiang pancang biasanya dapat diabaikan; Oleh karena itu, gerakan $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$masukan tanah di ruang bebas yang tersebar dalam kasus ini sering dianggap sama dengan gerakan tanah di ruang bebas ketika rongga tidak ada.

Model Hibrida

Dari pembahasan pada dua bagian di atas, jelas bahwa karakterisasi gaya SFI untuk tujuan analisis permintaan dapat dicapai dengan menggunakan model elastodinamik atau model $p-y$ empiris untuk medium tanah, yang masing-masing memiliki kelebihan dan kekurangannya sendiri. Model elastodinamik mampu menggabungkan inersia tanah, redaman (material dan radiasi), dan karakteristik kekakuan, serta dapat menggabungkan efek nonlinieritas tanah global yang disebabkan oleh gerakan tanah di lapangan bebas secara linier yang setara.

Namun, model ini memiliki kekurangan karena tidak memungkinkan penggabungan efek nonlinieritas tanah lokal dengan mudah. Sebaliknya, model $p-y$ empiris dapat menangkap efek nonlinieritas tanah lokal dengan tepat dalam bentuk linier yang setara; namun, model ini memiliki kekurangan karena tidak mampu mensimulasikan efek inersia dan redaman tanah dengan tepat, dan tidak dapat menangani efek nonlinieritas tanah global. Karena kemampuan kedua model saling melengkapi, maka logis untuk menggabungkan model elastodinamik dengan model $p-y$ empiris dalam bentuk seri sehingga model gabungan memiliki kemampuan yang diinginkan dari kedua model tersebut.

Model gabungan ini disebut di sini sebagai “model hibrida.” Untuk mengembangkan model hibrida, misalkan vektor perpindahan relatif, $\Delta\boldsymbol{u}_h(i\omega)$, antara vektor perpindahan pondasi $\boldsymbol{u}_h(i\omega)$ dan vektor perpindahan masukan tanah bebas yang tersebar $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ sebagaimana didefinisikan oleh Persamaan (17.17), diuraikan menjadi komponen yang mewakili perpindahan relatif pada batas antarmuka tanah–pondasi yang dihasilkan dari deformasi elastis medium tanah global di luar antarmuka tanah–pondasi, yang dilambangkan sebagai $\Delta\boldsymbol{u}_h^e(i\omega)$, dan komponen yang mewakili perpindahan relatif pada batas yang sama yang dihasilkan dari deformasi inelastis daerah tanah lokal yang berdekatan dengan pondasi, yang dilambangkan sebagai $\Delta\boldsymbol{u}_h^i(i\omega)$; dengan demikian,

$$\overline{\Delta\boldsymbol{u}}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) = \Delta\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{s}}(\boldsymbol{i\omega}) + \Delta\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{i\omega}) \tag{17.18}$$

Misalkan $\boldsymbol{f}_h^e(i\omega)$ mewakili vektor gaya elastis yang dapat dikarakterisasi dalam bentuk vektor perpindahan relatif elastis $\boldsymbol{u}_h^e(i\omega)$ menggunakan model elastodinamik, dalam hal ini

$$\bar{\boldsymbol{f}}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{i\omega}) = \boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{s}}(\boldsymbol{i\omega})\Delta\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{i\omega}) \tag{17.19}$$

di mana $\boldsymbol{G}_{hh}^{\boldsymbol{e}}(i\omega)$ adalah matriks impedansi tanah seperti yang didefinisikan sebelumnya di Bagian 17.5, yang dapat dievaluasi menggunakan model elastodinamik. Misalkan $\boldsymbol{f}_h{}^i(i\omega)$ mewakili vektor gaya inelastis yang diasumsikan berhubungan dengan $\Delta\boldsymbol{u}_h{}^i(i\omega)$ melalui hubungan

$$\boldsymbol{f}_{\boldsymbol{h}}{}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{i\omega}) = \boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{i\omega})\Delta\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{i\omega}) \tag{17.20}$$

Karakterisasi matriks $\boldsymbol{G}_{hh}^{i}(i\omega)$ dapat dilakukan dengan memanfaatkan matriks kekakuan sekan tanah $\boldsymbol{G}_{hh}^{s}(0)$ dikembangkan dari model $p-y$ empiris dengan prosedur yang dibahas di bawah ini. Menyelesaikan Persamaan (17.19) dan (17.20) untuk $\Delta\boldsymbol{u}_h^e(i\omega)$ dan $\Delta\boldsymbol{u}_h^i(i\omega)$ masing-masing, mensubstitusikan vektor perpindahan relatif ini ke dalam Persamaan (17.18), dan menggunakan kondisi kontinuitas gaya

$$\boldsymbol{f}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) = \left\{\left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{i\omega})\right]^{-\boldsymbol{1}} + \left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{i\omega})\right]^{-\boldsymbol{1}}\right\}^{-\boldsymbol{1}}\Delta\boldsymbol{u}_{\boldsymbol{h}}(\boldsymbol{i\omega}) \tag{17.21}$$

Dengan membandingkan Persamaan (17.14) dengan Persamaan (17.21), kita menemukan bahwa dengan menggunakan model hibrida, matriks impedansi tanah diberikan oleh

$$\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}(\boldsymbol{i\omega}) = \left\{\left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{i\omega})\right]^{-\boldsymbol{1}} + \left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{i\omega})\right]^{-\boldsymbol{1}}\right\}^{-\boldsymbol{1}} \tag{17.22}$$

Karena matriks impedansi tanah $\boldsymbol{G}_h^s(i\omega)$ dibentuk oleh modulus sekan statis dari kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ nonlinier ketika ω = 0, maka Persamaan (17.22) menjadi

$$\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{s}}(\boldsymbol{0}) = \left\{\left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{0})\right]^{-\boldsymbol{1}} + \left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{0})\right]^{-\boldsymbol{1}}\right\}^{-\boldsymbol{1}} \tag{17.23}$$

di mana $G_h^s((0))$ adalah matriks kekakuan tanah yang diperoleh dari modulus sekan kurva $p-y, t-z$, dan $Q-d$ nonlinier. Menyelesaikan Persamaan (17.23), untuk $G_{hh}^i(0)$ memberikan

$$\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{0}) = \{[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{s}}(\boldsymbol{0})]^{-\boldsymbol{1}} + [\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{e}}(\boldsymbol{0})]^{-\boldsymbol{1}}\}^{-\boldsymbol{1}} \tag{17.24}$$

Dengan demikian, persamaan (17.22) dapat dinyatakan dalam bentuk

$$\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(i\omega) = \left\{\left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{i}}(\boldsymbol{0})\right]^{-\boldsymbol{1}} + \left[\boldsymbol{G}_{\boldsymbol{hh}}^{\boldsymbol{e}}(i\omega)\right]^{-\boldsymbol{1}}\right\}^{-\boldsymbol{1}} \tag{17.25}$$

Dari Persamaan (17.25), jelas bahwa ketika $\Delta \boldsymbol{u}_h^i(i\omega) << \Delta \boldsymbol{u}_h^e(i\omega), \boldsymbol{G}_{hh}(i\omega) \rightarrow \boldsymbol{G}_{hh}^e(i\omega)$; namun, ketika $\Delta \boldsymbol{u}_h{}^i(i\omega) >> \Delta \boldsymbol{u}_h{}^e(i\omega), \boldsymbol{G}_{hh}(i\omega) \rightarrow \boldsymbol{G}_{hh}^i(0) \rightarrow \boldsymbol{G}_{\mathrm{hh}}^{\mathrm{s}}(0)$. Dengan demikian, model hibrida yang diwakili oleh persamaan ini konvergen ke model elastodinamik ketika deformasi tanah inelastis lokal relatif kecil, seperti pada kasus pondasi besar, caisson, atau pondasi poros berdiameter sangat besar, sedangkan konvergen ke model $p-y$ empiris ketika deformasi tanah inelastis lokal relatif jauh lebih besar, seperti pada kasus pondasi kelompok tiang ramping. Untuk pondasi poros berdiameter sedang, deformasi tanah inelastis lokal dan elastis global dapat mendekati besaran yang sebanding; Dalam hal ini, penggunaan model hibrida untuk mengembangkan matriks impedansi tanah seperti yang dijelaskan di atas dapat secara tepat mewakili perilaku tanah elastodinamik global dan inelastis lokal.

Karena nonlinieritas tanah lokal diinduksi oleh perpindahan relatif antara fondasi dan gerakan masukan tanah bebas yang tersebar, hal tersebut tidak memengaruhi penyebaran gerakan tanah bebas karena kondisi bebas traksi yang ada di permukaan rongga fondasi. Oleh karena itu, dalam menerapkan model hibrida yang dijelaskan di atas, vektor gerakan masukan tanah bebas yang tersebar $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ tetap harus diturunkan menggunakan model elastodinamik yang dijelaskan pada Bagian 17.5.

17.6 PROSEDUR ANALISIS PERMINTAAN

Persamaan Gerak

Respons seismik dari sistem jembatan lengkap melibatkan interaksi antara struktur dan fondasi pendukungnya serta antara fondasi dan media tanah di sekitarnya. Untuk mengembangkan persamaan gerak yang mengatur respons sistem ini dalam bentuk diskrit (elemen hingga), misalkan s menunjukkan jumlah derajat kebebasan (DOF) dalam struktur, tidak termasuk DOF f pada lokasi antarmuka struktur/pondasi, dan misalkan g menunjukkan jumlah DOF dalam pondasi, juga tidak termasuk DOF f tetapi termasuk DOF h pada semua antarmuka tanah-pondasi seperti yang didefinisikan dalam Bagian 17.5. Sesuai dengan DOF tersebut, misalkan vektor $u_s(t), u_f(t), \text{dan } u_{\mathrm{g}}(t)$ berisi riwayat waktu perpindahan total gerak pada DOF s, f, dan g, masing-masing.

Pemodelan Linier

Karena medium tanah yang mengelilingi semua pondasi bersifat kontinu dan memiliki jangkauan tak terbatas, model yang ketat dari sistem jembatan lengkap harus mengandung koefisien kekakuan dan redaman yang bergantung pada frekuensi eksitasi (atau respons). Dengan demikian, persamaan gerak yang sesuai dari sistem lengkap yang memiliki n derajat kebebasan $(n = s + f + g)$ harus direpresentasikan secara ketat dalam domain frekuensi.

Dengan mempertimbangkan sistem struktur-pondasi yang terhubung sebagai sistem bebas-bebas (tanpa batasan batas) yang memiliki gaya eksternal $-f_h(t)$ yang bekerja pada h derajat kebebasan, persamaan geraknya dapat dinyatakan dalam bentuk domain frekuensi:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D}_{ss}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega) & \mathbf{0} \\ \boldsymbol{D}_{sf}^{T}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{ff}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{fg}(i\omega) \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{D}_{sf}^{T}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{gg}(i\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_{f}(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_{g}(i\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \boldsymbol{f}_{g}(i\omega) \end{Bmatrix} \tag{17.26}$$

Di mana $\boldsymbol{u}_s(i\omega), \boldsymbol{u}_f(i\omega), \boldsymbol{u}_g(i\omega)$, dan $\boldsymbol{f}_g(i\omega)$ adalah transformasi Fourier dari vektor $\boldsymbol{u}_s(t), \boldsymbol{u}_f(t), \boldsymbol{u}_g(t)$, dan $\boldsymbol{f}_g(t)$, masing-masing; dan matriks $\boldsymbol{D}_{ij}(i\omega), i,j = s,f,g$, adalah matriks impedansi (kekakuan dinamis) yang sesuai. Komponen g dalam vektor $\boldsymbol{u}_g(i\omega)$ dan $\boldsymbol{f}_g(i\omega)$ diurutkan sedemikian rupa sehingga komponen h terakhirnya membentuk vektor $\boldsymbol{u}_h(i\omega)$ dan – f_h $(i\omega)$, masing-masing, dengan semua komponen lainnya sama dengan nol.

Untuk sistem struktur-pondasi linier yang teredam secara viskos, matriks impedansi $\boldsymbol{D}_{ij}(i\omega)$ berbentuk:

$$D_{ij}(i\omega) = K_{ij} + i\omega C_{ij} - \omega^2 M_{ij} \quad i,j = s,f,g \tag{17.27}$$

di mana $\boldsymbol{K}_{ij}, \boldsymbol{C}_{ij}$, dan $\boldsymbol{M}_{ij}$ masing-masing adalah matriks kekakuan, redaman, dan massa standar, yang akan muncul dalam persamaan gerak sistem jika dinyatakan dalam domain waktu. Untuk sistem linier dengan redaman histeresis konstan, matriks impedansi diberikan oleh

$$D_{ij}(i\omega) = K_{ij}^{*} - \omega^2 M_{ij} \quad i,j = s,f,g \tag{17.28}$$

di mana K_{ij}^{*} adalah matriks kekakuan kompleks yang diperoleh dengan menggabungkan matriks elemen hingga individual $K^{*(m)}$ yang berbentuk

$$K^{*(m)} \equiv \left\{1 - 2\left(\beta^{(m)}\right)^2 + 2i\beta^{(m)}\sqrt{1 - (\beta^{(m)})^2}\right\} K^{(m)} \doteq \left(1 + 2i\beta^{(m)}\right) K^{(m)} \tag{17.29}$$

di mana K^m menunjukkan matriks kekakuan elastis standar untuk elemen hingga m seperti yang digunakan dalam proses perakitan untuk mendapatkan matriks $\boldsymbol{K}_{ij}$ dan $\beta^{m)}$ adalah rasio redaman yang ditentukan secara tepat untuk material yang digunakan dalam elemen hingga *m*.

Bentuk redaman histeresis yang diwakili dalam Persamaan (17.28) adalah bentuk yang lebih tepat untuk digunakan karena dua alasan: (1) mudah untuk mengakomodasi rasio redaman yang berbeda untuk material yang berbeda yang digunakan dalam sistem dan (2) redaman modal yang dihasilkan tidak bergantung pada frekuensi eksitasi (atau respons) ω, konsisten dengan bukti pengujian yang menunjukkan bahwa redaman sebenarnya memang pada dasarnya tidak bergantung pada frekuensi ini. Seperti yang dicatat oleh bentuk Persamaan (17.27), redaman viskos bergantung pada frekuensi ω, bertentangan dengan hasil pengujian; dengan demikian, preferensi harus diberikan pada penggunaan redaman histeresis

untuk sistem linier yang dapat diselesaikan dalam domain frekuensi. Redaman histeresis sayangnya tidak kompatibel dengan solusi dalam domain waktu.

Vektor $-\boldsymbol{f}_h\,(i\omega)$, yang membentuk h komponen terakhir dalam vektor gaya $\boldsymbol{f}_{\mathrm{g}}\,(i\omega)$ yang muncul dalam Persamaan (17.26), mewakili, sebagaimana didefinisikan dalam Bagian 17.5, gaya SFI internal pada antarmuka tanah–pondasi ketika seluruh sistem tanah–pondasi–struktur yang terkopel merespons gerakan masukan tanah di lapangan bebas. Oleh karena itu, untuk menyelesaikan masalah SFSI, vektor ini harus dikarakterisasi dalam hal vektor perpindahan pondasi $\boldsymbol{u}_h(i\omega)$ dan vektor perpindahan tanah di lapangan bebas yang tersebar $\overline{\boldsymbol{u}}_h\,(i\omega)$. Seperti yang dibahas sebelumnya dalam Bagian 17.5, untuk tujuan analisis permintaan, vektor ini dapat dilinearisasi ke dalam bentuk

$$f_h(i\omega) = G_{hh}(i\omega)\{\overline{u_h}(i\omega) - u_h(i\omega)\} \tag{17.30}$$

di mana $-\boldsymbol{f}_h(i\omega)$ mewakili vektor gaya yang bekerja pada fondasi dari medium tanah dan $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ adalah matriks impedansi tanah yang bernilai kompleks dan bergantung pada frekuensi.

Dengan mensubstitusikan Persamaan (17.30) ke dalam Persamaan (17.26), persamaan gerak dari sistem jembatan lengkap menjadi

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D}_{ss}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega) & \mathbf{0} \\ \boldsymbol{D}_{sf}^T(i\omega) & \boldsymbol{D}_{ff}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{fg}(i\omega) \\ \mathbf{0} & \boldsymbol{D}_{fg}^T(i\omega) & [\boldsymbol{D}_{gg}(i\omega) + G_{gg}(i\omega)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_s(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_f(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_g(i\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \bar{\boldsymbol{f}}_g(i\omega) \end{Bmatrix} \tag{17.31}$$

yang mana

$$G_{gg}(i\omega) = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & G_{hh}(i\omega) \end{bmatrix}; \hat{f}_g(i\omega) = \begin{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \hat{f}_h(i\omega) \end{Bmatrix} \end{bmatrix} \tag{17.32}$$

Vektor $\bar{\boldsymbol{f}}_h(i\omega)$ adalah vektor "gaya penggerak seismik" tanah bebas yang didefinisikan oleh Persamaan (17.15), di mana perpindahan tanah bebas dalam vektor $\overline{\boldsymbol{u}}_h(i\omega)$ dihasilkan dari hamburan gelombang seismik insiden yang merambat ke lokasi jembatan seperti yang dijelaskan sebelumnya di Bagian 17.5.

Pemodelan Nonlinier

Ketika nonlinieritas besar berkembang dalam subsistem struktur-pondasi selama peristiwa seismik, evaluasi kinerjanya memerlukan pemodelan dan analisis nonlinier dalam domain waktu. Dalam hal ini, persamaan gerak linier standar dari sistem lengkap seperti yang dinyatakan oleh

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ss} & \boldsymbol{M}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{M}_{sf}^{T} & \boldsymbol{M}_{ff} & \boldsymbol{M}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{M}_{fg}^{T} & \boldsymbol{M}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_{g}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ss} & \boldsymbol{C}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{C}_{sf}^{T} & \boldsymbol{C}_{ff} & \boldsymbol{C}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{C}_{fg}^{T} & \boldsymbol{C}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_{g}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ss} & \boldsymbol{K}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{K}_{sf}^{T} & \boldsymbol{K}_{ff} & \boldsymbol{K}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K}_{fg}^{T} & \boldsymbol{K}_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(t) \\ \boldsymbol{u}_{f}(t) \\ \boldsymbol{u}_{g}(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{f}_{g}(t) \end{Bmatrix} \tag{17.33}$$

Persamaan tersebut harus dimodifikasi secara tepat untuk mengkarakterisasi nonlinieritas agar dapat digunakan dalam solusi numerik langkah demi langkah. Biasanya, suku ketiga di sisi kiri persamaan inilah yang harus dimodifikasi untuk merepresentasikan perilaku gaya-deformasi histeresis nonlinier yang terjadi pada elemen hingga individual dari sistem. Suku kedua dalam persamaan ini, yang merepresentasikan gaya redaman viskos, biasanya dipertahankan dalam bentuk liniernya dengan matriks redaman viskos penuh C yang dinyatakan dalam bentuk Rayleigh.

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \tag{17.34}$$

di mana **M** dan **K** adalah matriks massa dan kekakuan elastis penuh yang ditunjukkan pada Persamaan (17.33) dan α_R dan β_R adalah konstanta yang diberi nilai numerik yang akan membatasi rasio redaman modal ke tingkat dalam batas yang dapat diterima pada rentang frekuensi modal yang mendominasi respons seismik.

Untuk solusi domain waktu dari Persamaan (17.33) dalam bentuk nonlinier yang dimodifikasi, semua parameter dalam persamaan harus riil (tidak ada bagian imajiner) dan tidak bergantung pada frekuensi. Oleh karena itu, tinggal memodifikasi matriks impedansi tanah $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ sehingga ketika dimasukkan ke dalam Persamaan (17.30), transformasi Fourier invers dari $-\boldsymbol{f}_{\boldsymbol{h}}(i\omega)$ ke domain waktu akan menghasilkan vektor $-\boldsymbol{f}_{\boldsymbol{h}}(t)$ yang tidak memiliki parameter yang bergantung pada frekuensi. Untuk mencapai tujuan ini, pisahkan $\boldsymbol{G}_{hh}(i\omega)$ menjadi bagian riil dan imajinernya sesuai dengan

$$G_{hh}(i\omega) = G_{hh}^{R}(\omega) + iG_{hh}^{I}(\omega) \tag{17.35}$$

di mana $\boldsymbol{G}_{hh}^{R}(\omega)$ dan $\boldsymbol{G}_{hh}^{I}(\omega)$ adalah fungsi riil dari ω. Kemudian aproksimasi fungsi-fungsi ini menggunakan relasi-relasi berikut.

$$G_{hh}^{R}(\omega) \doteq \overline{K}_{hh} - \omega^2 \overline{M}_{hh}\,; \quad {}^{I}_{hh}(\omega) \doteq \omega \overline{C}_{hh} \tag{17.36}$$

Di mana konstanta riil dalam matriks $\overline{\boldsymbol{K}}_{hh}$, $\overline{\boldsymbol{M}}_{hh}$, dan $\overline{\boldsymbol{C}}_{hh}$ diberi nilai numerik untuk memberikan kecocokan terbaik pada fungsi-fungsi yang bergantung pada frekuensi dalam matriks $\boldsymbol{G}_{hh}^{R}(\omega)$ dan $\boldsymbol{G}_{hh}^{I}(\omega)$ pada rentang frekuensi yang paling berpengaruh pada respons seismik. Biasanya, penerapan kecocokan terbaik ini pada rentang $0 < \omega < 4\pi$ radian/detik, yang sesuai dengan rentang $0 < f < 2\,Hz$, di mana $f = \omega/2\pi$, sudah memadai untuk sebagian besar jembatan besar.

Dalam proses penyesuaian ini, cukup memperlakukan Mhh sebagai matriks diagonal, sehingga hanya memengaruhi fungsi diagonal dalam matriks $\boldsymbol{G}_{hh}^{R}(\omega)$. Alasan pemilihan

bentuk-bentuk yang bergantung pada frekuensi tertentu dari Persamaan (17.36) adalah karena ketika disubstitusikan ke dalam Persamaan (17.35), yang pada gilirannya disubstitusikan ke dalam Persamaan (17.35)... (17.30), ekspresi $\boldsymbol{f}_h(i\omega)$ yang dihasilkan dapat ditransformasikan Fourier ke domain waktu menghasilkan

$$-f_h(t) = \overline{K}_{hh}\{\overline{u}_h(t) - u_h(t)\} + \overline{C}_{hh}\{\dot{\overline{u}}_h(t) - \dot{u}_h(t)\} + \overline{M}_{hh}\{\ddot{\overline{u}}_h(t) - \ddot{u}_h(t)\} \tag{17.37}$$

Dengan mensubstitusikan $-\boldsymbol{f}_h(t)$ yang diberikan oleh persamaan ini untuk h komponen terakhir dalam vektor $f_{\mathrm{g}}(t)$, dengan semua komponen lain dalam $f_{\mathrm{g}}(t)$ sama dengan nol, dan kemudian mensubstitusikan vektor $f_{\mathrm{g}}(t)$ yang dihasilkan ke dalam Persamaan (17.33) maka diperoleh

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ss} & \boldsymbol{M}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{M}_{sf}^T & \boldsymbol{M}_{ff} & \boldsymbol{M}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{M}_{fg}^T & [\boldsymbol{M}_{gg} + \overline{\boldsymbol{M}}_{gg}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{u}}_s(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_f(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_g(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ss} & \boldsymbol{C}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{C}_{sf}^T & \boldsymbol{C}_{ff} & \boldsymbol{C}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{C}_{fg}^T & [\boldsymbol{C}_{gg} + \overline{\boldsymbol{C}}_{gg}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{u}}_s(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_f(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_g(t) \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ss} & \boldsymbol{K}_{sf} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{K}_{sf}^T & \boldsymbol{K}_{ff} & \boldsymbol{K}_{fg} \\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{K}_{fg}^T & [\boldsymbol{K}_{gg} + \overline{\boldsymbol{K}}_{gg}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_s(t) \\ \boldsymbol{u}_f(t) \\ \boldsymbol{u}_g(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} \\ \overline{\boldsymbol{K}}_{gg}\overline{\boldsymbol{u}}_g(t) + \overline{\boldsymbol{C}}_{gg}\dot{\overline{\boldsymbol{u}}}_g(t) + \overline{\boldsymbol{M}}_{gg}\ddot{\overline{\boldsymbol{u}}}_g(t) \end{Bmatrix} \tag{17.38}$$

yang mana

$$\overline{\boldsymbol{M}}_{gg} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \overline{\boldsymbol{M}}_{hh} \end{bmatrix}; \quad \overline{\boldsymbol{K}}_{gg} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \overline{\boldsymbol{K}}_{hh} \end{bmatrix}; \quad \overline{\boldsymbol{C}}_{gg} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{0} & \overline{\boldsymbol{C}}_{hh} \end{bmatrix} \tag{17.39}$$

menunjukkan bahwa tidak ada parameter yang bergantung pada frekuensi yang tersisa dalam persamaan gerak, sehingga memungkinkan prosedur solusi domain waktu standar untuk digunakan dalam penyelesaiannya. Biasanya, suku $\overline{\boldsymbol{C}}_{\mathrm{gg}}\,\dot{\overline{u}}_{\mathrm{g}}\,(t)$ dan $\overline{\boldsymbol{M}}_{\mathrm{gg}}\,\ddot{\overline{u}}_{\mathrm{g}}\,(t)$ di sisi kanan Persamaan (17.38) memiliki pengaruh kecil pada solusi persamaan ini; namun, pentingnya kontribusi mereka harus diperiksa.

Setelah memodifikasi suku ketiga di sisi kiri Persamaan (17.38) ke bentuk histeresis nonliniernya, rangkaian lengkap persamaan yang saling terkait dapat diselesaikan untuk perpindahan $\boldsymbol{u}_s(t), \boldsymbol{u}_f(t), \boldsymbol{u}_{\mathrm{g}}(t)$ menggunakan prosedur integrasi numerik langkah demi langkah standar.

Prosedur Solusi

Pendekatan Langsung Satu Langkah

Dalam pendekatan ini, persamaan gerak diselesaikan langsung dalam bentuk yang saling terkait. Jika sistem diperlakukan sebagai sistem linier sepenuhnya (atau linier ekuivalen),

solusi dapat dilakukan dalam domain frekuensi menggunakan Persamaan (17.31). Dengan demikian, himpunan lengkap persamaan aljabar kompleks diselesaikan secara terpisah untuk nilai diskrit ω pada rentang frekuensi yang diinginkan, menghasilkan himpunan vektor perpindahan $\boldsymbol{u}_s(i\omega), \boldsymbol{u}_f(i\omega),$ dan $\boldsymbol{u}_g(i\omega)$ yang sesuai. Setelah mendapatkan vektor-vektor ini untuk nilai diskrit , vektor-vektor tersebut ditransformasikan Fourier invers ke domain waktu, menghasilkan vektor $\boldsymbol{u}_s(t)$, $\boldsymbol{u}_f(t)$, $\boldsymbol{u}_g(t)$. Riwayat waktu yang sesuai dari gaya internal dan/atau deformasi dalam sistem kemudian dapat diperoleh secara langsung menggunakan prosedur elemen hingga standar.

Jika subsistem struktur-pondasi dimodelkan sebagai sistem nonlinier, solusi dapat dilakukan dalam domain waktu menggunakan Persamaan (17.38). Dalam hal ini, persamaan gerak nonlinier yang saling terkait diselesaikan menggunakan prosedur integrasi numerik langkah demi langkah standar.

Pendekatan langsung satu langkah ini sederhana dan mudah diimplementasikan untuk sistem struktur yang ditopang pada satu pondasi, seperti bangunan. Namun, untuk jembatan panjang dengan banyak bentang yang ditopang oleh banyak fondasi independen, sistem persamaan yang sangat besar dan sejumlah besar input medan bebas seismik yang terkait dalam vektor $\overline{\boldsymbol{u}}_\mathrm{g}(i\omega)$ akan menghasilkan solusi yang secara komputasi tidak praktis, terutama ketika terdapat nonlinieritas besar dalam persamaan gerak. Dalam hal ini, diinginkan untuk menyederhanakan masalah dengan menemukan solusi terpisah untuk serangkaian masalah yang lebih kecil dan kemudian menggabungkan solusi secara bertahap untuk mencapai hasil akhir yang diinginkan. Pendekatan substruktur multi-langkah yang dijelaskan selanjutnya sangat cocok untuk tujuan ini.

Pendekatan Substruktur Multi-Langkah

Untuk jembatan panjang yang ditopang oleh banyak fondasi, jarak pemisahan penopang cukup besar sehingga setiap subsistem fondasi dapat diperlakukan sebagai independen dari yang lain; oleh karena itu, matriks impedansi tanah untuk setiap fondasi akan terlepas dari matriks impedansi fondasi lainnya. Dalam kasus ini, untuk menyederhanakan masalah secara keseluruhan, setiap subsistem pondasi dapat dianalisis secara terpisah untuk mendapatkan matriks impedansi batas yang disebut matriks impedansi pondasi dan vektor gaya batas yang konsisten yang disebut vektor gaya penggerak pondasi, yang keduanya terkait dengan derajat kebebasan (DOF) pada antarmuka struktur-pondasi.

Setelah mendapatkan matriks impedansi pondasi dan vektor gaya penggerak terkait untuk setiap subsistem pondasi, semua matriks dan vektor tersebut dapat digabungkan ke dalam persamaan gerak untuk struktur total sebagai sistem bebas-bebas, menghasilkan $(s + f)$ DOF yang ada dalam subsistem struktur-pondasi daripada $(s + f + g)$ DOF yang ada dalam sistem tanah-struktur-pondasi lengkap. Kumpulan persamaan yang direduksi dengan $(s + f)$ DOF ini dapat diselesaikan jauh lebih efisien daripada menyelesaikan persamaan untuk sistem lengkap dengan $(s + f + g)$ DOF seperti yang dibutuhkan oleh pendekatan langsung satu langkah.

Merujuk pada Persamaan (17.31), terlihat bahwa persamaan gerak linier untuk setiap sistem pondasi independen j dapat dinyatakan dalam bentuk domain frekuensi:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D}_{ff}^{j}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{fg}^{j}(i\omega) \\ \boldsymbol{D}_{fg}^{j}(i\omega)^{T} & [\boldsymbol{D}_{gg}^{j}(i\omega)+\boldsymbol{G}_{gg}^{j}(i\omega)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{f}^{j}(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_{g}^{j}(i\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \overline{\boldsymbol{f}}_{g}^{j}(i\omega) \end{Bmatrix} \tag{17.40}$$

yang mana

$$\overline{f}_{g}^{J}(i\omega) = G_{gg}^{J}(i\omega)\overline{u}_{g}^{J}(i\omega) \tag{17.41}$$

Menyelesaikan persamaan kedua dari persamaan (17.40) untuk $\boldsymbol{u}_{\mathrm{g}}^{j}(i\omega)$ memberikan

$$u_{g}^{J}(i\omega) = \left[D_{gg}^{J}(i\omega) + G_{gg}^{J}(i\omega)\right]^{-1}\left[-D_{fg}^{J}(i\omega)^{T}u_{f}^{J}(i\omega) + \overline{f}_{g}^{J}(i\omega)\right] \tag{17.42}$$

Dengan mensubstitusikan persamaan ini ke dalam persamaan pertama dari Persamaan (17.40), diperoleh

$$\left[D_{ff}^{J}(i\omega) + F_{ff}^{J}(i\omega)\right]u_{f}^{J}(i\omega) = \overline{f}_{f}^{J}(i\omega) \tag{17.43}$$

Dimana

$$F_{ff}^{J}(i\omega) \equiv -D_{fg}^{J}(i\omega)\left[D_{gg}^{J}(i\omega) + G_{gg}^{J}(i\omega)\right]^{-1}D_{fg}^{J}(i\omega)^{T} \tag{17.44}$$

$$\overline{f}_{f}^{J}(i\omega) \equiv -D_{fg}^{J}(i\omega)\left[D_{gg}^{J}(i\omega) + G_{gg}^{J}(i\omega)\right]^{-1}\overline{f}_{g}^{J}(i\omega) \tag{17.45}$$

Matriks $\boldsymbol{F}_{ff}^{j}(i\omega)$ dan vektor $\overline{\boldsymbol{f}}_{f}^{j}(i\omega)$ akan disebut di sini sebagai matriks impedansi pondasi dan vektor gaya penggerak pondasi yang terkait, masing-masing, untuk pondasi ke-j. Untuk kemudahan, vektor gerak pondasi $\overline{\boldsymbol{u}}_{f}^{j}(i\omega)$ sekarang akan didefinisikan sebagai yang diberikan oleh

$$\overline{u}_{f}^{J}(i\omega) \equiv F_{ff}^{J}(i\omega)^{-1}\overline{f}_{f}^{J}(i\omega) \tag{17.46}$$

sehingga vektor gaya penggerak $\overline{\boldsymbol{f}}_{f}^{j}(i\omega)$ dapat dinyatakan dalam bentuk

$$\overline{f}_{f}^{J}(i\omega) = F_{ff}^{J}(i\omega)\overline{u}_{f}^{J}(i\omega) \tag{17.47}$$

Vektor gerak $\overline{\boldsymbol{u}}_{f}^{j}(i\omega)$ yang diberikan oleh Persamaan (17.46) selanjutnya akan disebut sebagai vektor "gerak masukan pondasi efektif (tersebar)". Secara konseptual, ini adalah vektor gerak pondasi yang, ketika dikalikan dengan matriks impedansi pondasi $\boldsymbol{F}_{ff}^{j}(i\omega)$, menghasilkan

vektor gaya penggerak pondasi $\bar{\boldsymbol{f}}_{ff}^{j}(i\omega)$ yang dihasilkan dari gerak masukan tanah lapangan bebas tersebar yang ditentukan yang terkandung dalam vektor $\bar{\boldsymbol{u}}_{ff}^{j}(i\omega)$.

Menggabungkan Persamaan (17.43) untuk semua subsistem pondasi dengan persamaan gerak untuk subsistem struktur bebas-bebas lengkap menghasilkan persamaan gerak matriks tereduksi yang diinginkan untuk seluruh sistem struktur-pondasi dalam bentuk linier

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D}_{ss}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega) \\ \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega)^{T} & [\boldsymbol{D}_{ff}^{s}(i\omega)+\boldsymbol{F}_{ff}(i\omega)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_{f}(i\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \bar{\boldsymbol{f}}_{f}(i\omega) \end{Bmatrix} \tag{17.48}$$

di mana $\boldsymbol{D}_{ss}(i\omega)$ dan $\boldsymbol{D}_{sf}(i\omega)$ diberikan langsung oleh Persamaan (17.27) dan (17.28), $\boldsymbol{D}_{ff}^{s}(i\omega)$ adalah bagian dari $\boldsymbol{D}_{ff}(i\omega)$ yang diberikan oleh persamaan yang sama sebagai kontribusi dari struktur saja, dan

$$\bar{f}_{f}(i\omega) = F_{ff}(i\omega)\bar{u}_{f}(i\omega) \tag{17.49}$$

Solusi dari Persamaan (17.48) untuk nilai diskrit ω pada rentang frekuensi yang diinginkan memberikan solusi yang diinginkan untuk $\boldsymbol{u}_{s}(i\omega)$ dan $\boldsymbol{u}_{f}(i\omega)$. Untuk mendapatkan solusi $\boldsymbol{u}_{f}^{j}(i\omega)$ yang sesuai untuk setiap subsistem pondasi j, diperlukan substitusi balik. Hal ini dilakukan dengan mensubstitusikan solusi $\boldsymbol{u}_{\mathrm{g}}^{j}(i\omega)$ untuk setiap subsistem pondasi j ke dalam Persamaan (17.42) dan menghitung gerakan respons yang sesuai dalam vektor $\boldsymbol{u}_{\mathrm{g}}^{j}(i\omega)$. Langkah ini akan disebut analisis “umpan balik pondasi”.

Ketika nonlinieritas besar berkembang dalam struktur selama peristiwa seismik, persamaan gerak yang direduksi yang mewakili sistem struktur-pondasi yang terkopel harus dinyatakan dalam domain waktu. Untuk melakukan hal tersebut, pertimbangkan struktur saja sebagai sistem linier bebas-bebas yang memiliki gaya eksternal $f_{f}(t)$ yang bekerja pada derajat kebebasan f. Persamaan gerak untuk sistem ini dapat dinyatakan dalam bentuk domain frekuensi:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{D}_{ss}(i\omega) & \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega) \\ \boldsymbol{D}_{sf}(i\omega)^{T} & \boldsymbol{D}_{ff}^{s}(i\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(i\omega) \\ \boldsymbol{u}_{f}(i\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{f}_{f}(i\omega) \end{Bmatrix} \tag{17.50}$$

di mana $\boldsymbol{f}_{f}(i\omega)$ adalah transformasi Fourier dari vektor $f_{f}(t)$. Jika Persamaan (17.50) mewakili sistem struktur-pondasi yang terkopel, maka $\boldsymbol{f}_{f}(i\omega)$ harus memenuhi hubungan

$$f_{f}(i\omega) = F_{ff}(i\omega)\{\bar{u}_{f}(i\omega) - u_{f}(i\omega)\} \tag{17.51}$$

di mana matriks $\boldsymbol{F}_{ff}(i\omega)$ merupakan gabungan dari matriks impedansi pondasi individual $\boldsymbol{F}_{ff}^{j}(i\omega)$ yang diberikan oleh Persamaan (17.44) untuk semua nilai j dan vektor $\overline{\boldsymbol{u}}_{f}(i\omega)$ adalah vektor gerak pondasi lengkap yang sesuai yang berisi semua vektor individual $\overline{\boldsymbol{u}}_{f}^{j}(i\omega)$ yang diberikan oleh Persamaan (17.46). Persamaan (17.50) dapat diubah ke bentuk domain waktu:

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ss} & \boldsymbol{M}_{sf} \\ \boldsymbol{M}_{sf}^{T} & \boldsymbol{M}_{ff}^{s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ss} & \boldsymbol{C}_{sf} \\ \boldsymbol{C}_{sf}^{T} & \boldsymbol{C}_{ff}^{s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ss} & \boldsymbol{K}_{sf} \\ \boldsymbol{K}_{sf}^{T} & \boldsymbol{K}_{ff}^{s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(t) \\ \boldsymbol{u}_{f}(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \boldsymbol{f}_{f}(t) \end{Bmatrix} \tag{17.52}$$

di mana $\boldsymbol{K}_{ff}^{s}$, $\boldsymbol{C}_{ff}^{s}$, dan $\boldsymbol{M}_{ff}^{s}$ adalah matriks kekakuan, redaman, dan massa standar yang hanya disumbangkan oleh struktur (tidak ada kontribusi dari fondasi) dan $f_{f}(t)$ adalah transformasi Fourier invers dari $\boldsymbol{f}_{f}(i\omega)$ yang diberikan oleh Persamaan (17.51). Agar $f_{f}(t)$ tidak memiliki parameter yang bergantung pada frekuensi, seperti yang dipersyaratkan oleh solusi domain waktu, matriks $\boldsymbol{F}_{ff}(i\omega)$ harus dipisahkan menjadi bagian riil dan imajinernya sesuai dengan

$$\boldsymbol{F}_{ff}(i\omega) = \boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega) + \boldsymbol{F}_{ff}^{I}(\omega) \tag{17.53}$$

di mana $\boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega)$ dan $\boldsymbol{F}_{ff}^{I}(\omega)$ dapat didekati menggunakan hubungan

$$\boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega) = \left(\overline{K}_{ff} - \omega^{2}\overline{M}_{ff}\right); \qquad \boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega) = \omega\bar{C}_{ff} \tag{17.54}$$

di mana konstanta riil dalam matriks $\overline{\boldsymbol{K}}_{ff}$, $\overline{M}_{ff}$, dan $\bar{C}_{ff}$ diberi nilai numerik untuk memberikan kecocokan terbaik pada fungsi-fungsi yang bergantung pada frekuensi dalam matriks $\boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega)$ dan $\boldsymbol{F}_{ff}^{I}(\omega)$ pada rentang frekuensi yang paling berpengaruh pada respons seismik; biasanya rentang $0 < \omega < 4\pi$ rad/s sudah memadai untuk jembatan besar. Dalam proses penyesuaian ini, cukup memperlakukan M ff sebagai matriks diagonal, sehingga hanya memengaruhi fungsi diagonal dalam matriks $\boldsymbol{F}_{ff}^{R}(\omega)$.

Dengan mensubstitusikan Persamaan (17.54) ke dalam Persamaan (17.53) dan Persamaan (17.53) yang dihasilkan ke dalam Persamaan (17.51), persamaan terakhir ini dapat ditransformasikan Fourier invers, sehingga diperoleh

$$f_{t}(t) = \overline{K}_{ff}\left\{\overline{u}_{f}(t) - u_{f}(t)\right\} + \bar{C}_{ff}\left\{\dot{\overline{u}}_{f}(t) - \dot{u}_{f}(t)\right\} + \overline{M}_{ff}\left\{\ddot{\overline{u}}_{f}(t) - \ddot{u}_{f}(t)\right\} \tag{17.55}$$

yang bila dimasukkan ke dalam Persamaan (17.50) menghasilkan persamaan gerak linier tereduksi yang diinginkan dalam bentuk domain waktu

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ss} & \boldsymbol{M}_{sf} \\ \boldsymbol{M}_{sf}^{T} & [\boldsymbol{M}_{ff}^{s} + \overline{\boldsymbol{M}}_{ff}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \ddot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ss} & \boldsymbol{C}_{sf} \\ \boldsymbol{C}_{sf}^{T} & [\boldsymbol{C}_{ff}^{s} + \overline{\boldsymbol{C}}_{ff}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\boldsymbol{u}}_{s}(t) \\ \dot{\boldsymbol{u}}_{f}(t) \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ss} & \boldsymbol{K}_{sf} \\ \boldsymbol{K}_{sf}^{T} & [\boldsymbol{K}_{ff}^{s} + \overline{\boldsymbol{K}}_{ff}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{u}_{s}(t) \\ \boldsymbol{u}_{f}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{0} \\ \overline{\boldsymbol{K}}_{ff}\overline{\boldsymbol{u}}_{f}(t) + \overline{\boldsymbol{C}}_{ff}\dot{\overline{\boldsymbol{u}}}_{f}(t) + \overline{\boldsymbol{M}}_{ff}\ddot{\overline{\boldsymbol{u}}}_{f}(t) \end{bmatrix} \quad (17.56)$$

Hal ini menunjukkan bahwa tidak ada parameter yang bergantung pada frekuensi yang tersisa dalam persamaan gerak, sehingga memenuhi persyaratan solusi domain waktu. Sekali lagi, seperti yang dijelaskan sebelumnya, matriks redaman viskos penuh dalam persamaan ini biasanya dinyatakan dalam bentuk Rayleigh yang diberikan oleh Persamaan (17.34) di mana konstanta α_R dan β_R diberi nilai numerik untuk membatasi rasio redaman modal ke tingkat dalam batas yang dapat diterima di seluruh rentang frekuensi yang mendominasi respons seismik. Seperti yang dijelaskan sebelumnya untuk Persamaan (17.38), suku redaman dan massa di sisi kanan Persamaan (17.56) biasanya memiliki efek kecil pada solusi; namun, pentingnya suku-suku tersebut harus diperiksa.

Setelah memodifikasi suku ketiga di sisi kiri Persamaan (17.56) ke bentuk histeresis nonliniernya, rangkaian lengkap persamaan yang saling terkait dapat diselesaikan untuk perpindahan $\boldsymbol{u}_s(t)$ dan $\boldsymbol{u}_f(t)$ menggunakan prosedur integrasi numerik langkah demi langkah standar.

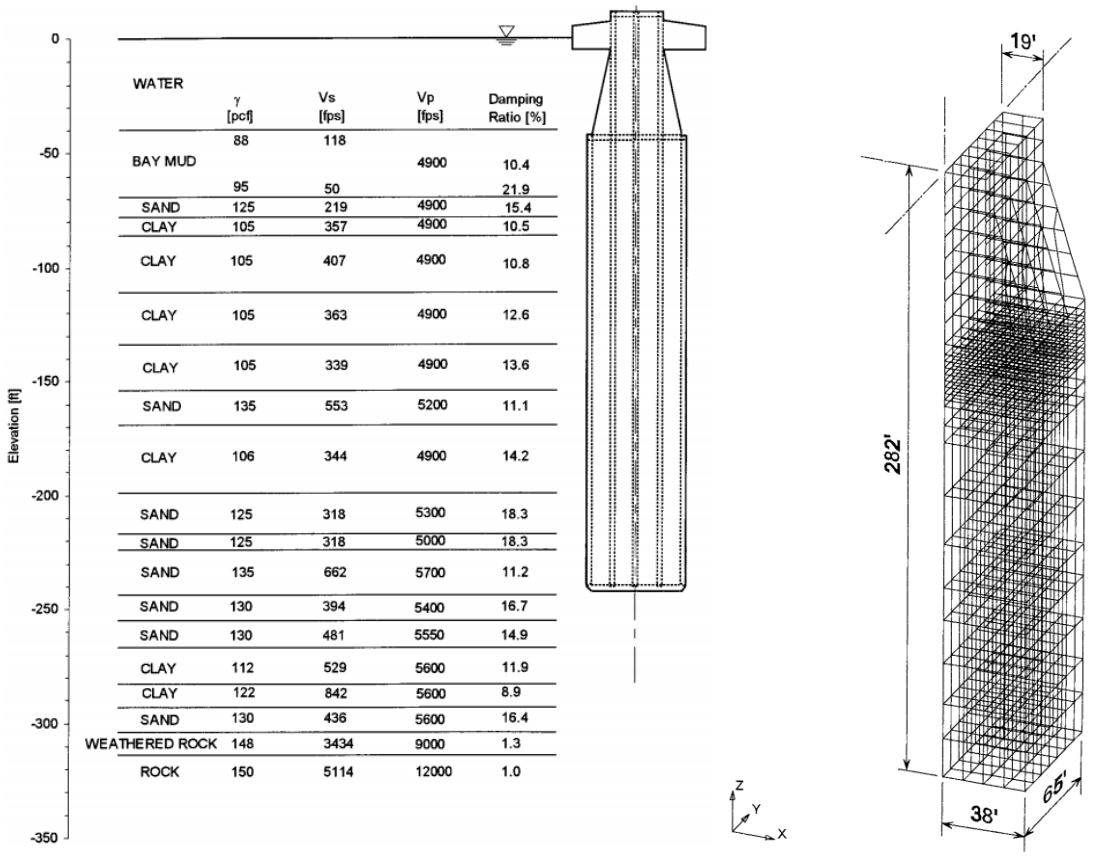
Untuk memperoleh $u_g^j(i\omega)$ yang sesuai untuk setiap subsistem pondasi j, analisis umpan balik pondasi yang telah didefinisikan sebelumnya harus dilakukan. Untuk melakukannya, setiap subvektor $u_f^j(t)$ yang terdapat dalam vektor $u_f(t)$ harus ditransformasikan Fourier untuk memperoleh $u_f^j(i\omega)$. Dengan memiliki subvektor ini untuk semua nilai dari j, masing-masing dapat disubstitusikan secara terpisah ke dalam Persamaan (17.42) yang memberikan subvektor yang sesuai $u_g^j(i\omega)$ .Transformasi Fourier invers dari setiap subvektor ini menghasilkan vektor $u_f^j(t)$ yang sesuai untuk semua nilai j.

17.7 CONTOH ANALISIS PERMINTAAN

Bagian ini menyajikan hasil dari tiga contoh solusi untuk mengilustrasikan aplikasi prosedur analisis permintaan yang dijelaskan pada bagian sebelumnya, khususnya, pendekatan substruktur multi-langkah. Contoh-contoh ini telah dipilih dari situasi aktual untuk mengilustrasikan penerapan tiga metode pemodelan tanah-pondasi: (1) metode elastodinamik, (2) metode p-y empiris, dan (3) metode hibrida.

Pondasi Caisson

Contoh pertama dipilih untuk mengilustrasikan penerapan metode pemodelan dan analisis elastodinamik pada pondasi caisson yang tertanam dalam dari jembatan penyeberangan Teluk San Francisco yang besar. Pondasi yang dipertimbangkan adalah caisson seluler beton bertulang besar, panjang 80 kaki (24,4 m), lebar 176 kaki (53,6 m), dan tinggi 282 kaki (86,0 m), terletak di lokasi tanah yang dalam dan terisi air. Konfigurasi caisson dan profil serta sifat tanah pendukungnya ditunjukkan pada Gambar 17.8.



Gambar 17.8 Konfigurasi dan profil tanah serta sifat-sifat pondasi kasing pada model setengah SASSI-nya.

Sifat tanah adalah sifat linier ekuivalen yang kompatibel dengan regangan geser yang diperoleh dari analisis respons lokasi lapangan bebas menggunakan SHAKE dengan gerakan masukan seismik yang ditentukan pada permukaan batuan dasar dalam bentuk gerakan singkapan batuan. Dengan demikian, sifat-sifat ini telah menggabungkan efek degradasi kekakuan akibat nonlinieritas tanah global yang diinduksi di lapangan bebas oleh masukan seismik yang dipilih.

Karena caisson tertanam dalam dan memiliki dimensi horizontal yang besar, nonlinieritas tanah lokal yang berkembang di dekat antarmuka tanah-caisson relatif kecil; oleh karena itu, hal tersebut diabaikan dalam analisis permintaan. Sistem tanah-caisson dimodelkan menggunakan metode elastodinamik; yaitu, sistem dimodelkan oleh struktur fondasi elastis yang tertanam dalam medium tanah elastis teredam yang memiliki sifat-sifat yang ditunjukkan pada Gambar 17.8. Model ini, yang dikembangkan menggunakan program komputer elemen hingga SASSI untuk seperempat dari sistem tanah-caisson, ditunjukkan pada Gambar 17.8.

Dengan menggunakan model ini, matriks impedansi fondasi, yaitu $\boldsymbol{F}_{ff}^{j}(i\omega)$ yang didefinisikan oleh Persamaan (17.44), dan vektor gerak masukan fondasi efektif (tersebar) yang terkait, yaitu $\overline{\boldsymbol{u}}_{f}^{j}(i\omega)$ yang didefinisikan oleh Persamaan (17.46), dievaluasi konsisten

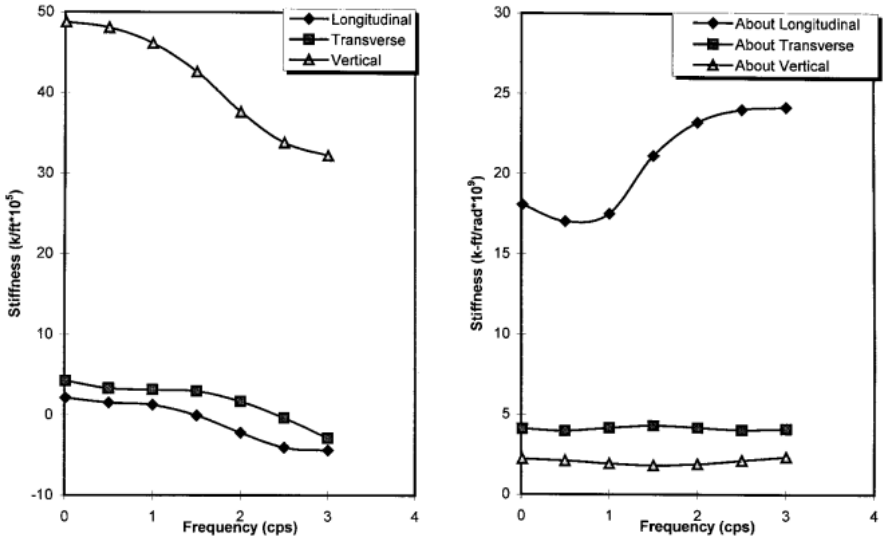
dengan masukan seismik lapangan bebas menggunakan SASSI. Matriks impedansi pondasi yang terkait dengan enam derajat kebebasan (DOF) dari simpul yang terletak di bagian atas caisson El. 40 ft. (12,2 m) dihitung mengikuti prosedur yang dijelaskan pada Bagian 17.6.

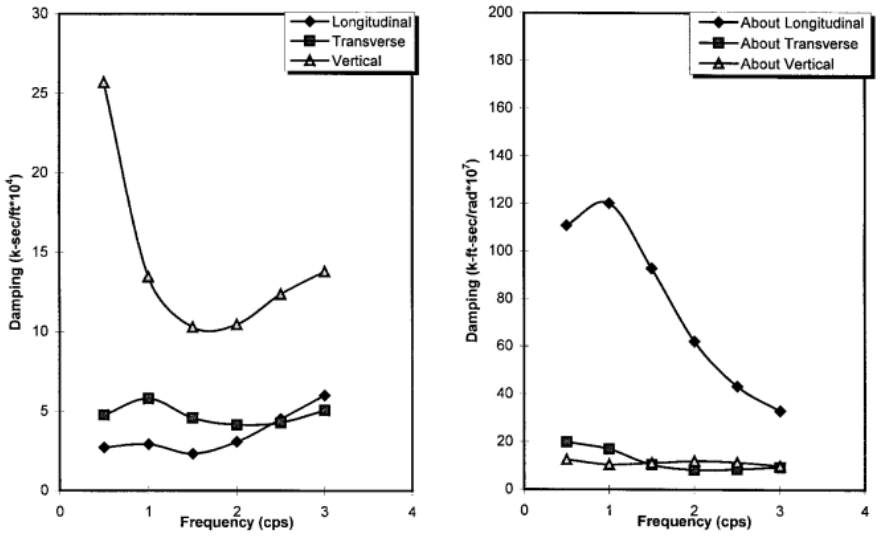
Fungsi impedansi individual dalam matriks ini ditunjukkan pada Gambar 17.9. Amplitudo fungsi transfer untuk gerakan respons longitudinal caisson relatif terhadap gerakan input seismik yang sesuai, sebagaimana dihitung untuk beberapa elevasi, ditunjukkan pada Gambar 17.10. Spektrum respons percepatan teredam 5% yang dihitung untuk gerakan-gerakan ini juga ditunjukkan pada Gambar 17.10 di mana spektrum tersebut dapat dibandingkan dengan spektrum respons teredam 5% untuk gerakan input seismik yang sesuai yang ditentukan pada tingkat batuan dasar dan gerakan tanah bebas yang sesuai pada elevasi garis lumpur.

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.10, sistem interaksi tanah-caisson saja, tanpa adanya menara pilar dan struktur atas jembatan, memiliki frekuensi mode translasi dan goyangan karakteristik masing-masing sebesar 0,7 dan 1,4 Hz (periode 1,4 dan 0,7 s). Gerakan pondasi memanjang yang tersebar yang terkait dengan matriks impedansi pondasi yang disebutkan di atas adalah gerakan yang diwakili oleh spektrum respons untuk El. 40 ft (12,2 m) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.10.

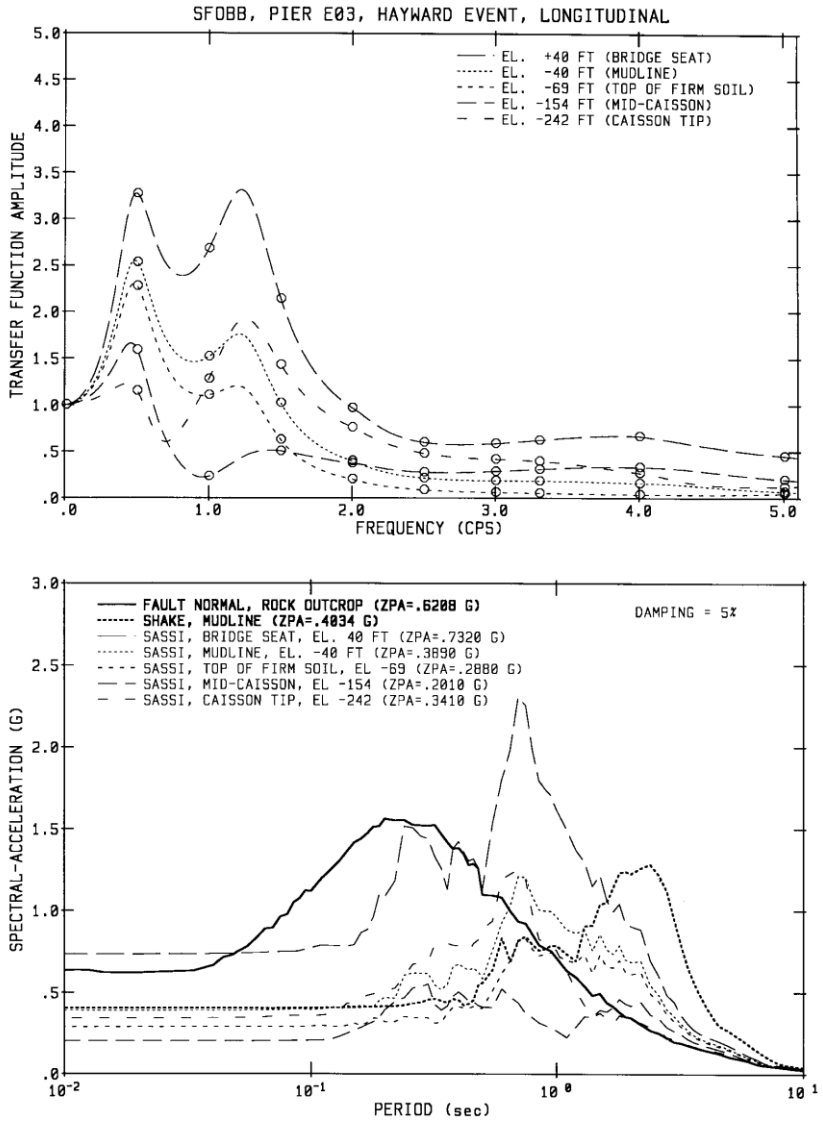
Spektrum respons yang ditunjukkan pada Gambar 17.10 menunjukkan bahwa, karena periode translasi sistem tanah-caisson sebesar 0,7 detik, gerakan pondasi yang tersebar di bagian atas caisson tempat menara pilar jembatan akan ditopang, menunjukkan amplifikasi substansial di sekitar periode ini. Pada rentang periode lebih panjang dari 2,0 detik, di mana frekuensi getaran alami utama sistem jembatan berada, nilai spektral untuk gerakan masukan pondasi yang tersebar terlihat lebih kecil daripada nilai yang sesuai untuk gerakan garis lumpur di lapangan bebas.

Hasil di atas menunjukkan pentingnya pemodelan yang tepat baik kekakuan maupun sifat inersia sistem tanah-caisson sehingga gerakan pondasi yang tersebar yang dihasilkan untuk digunakan sebagai masukan ke sistem pondasi-struktur akan secara tepat mewakili karakteristik dinamis aktual dari sistem interaksi tanah-caisson.

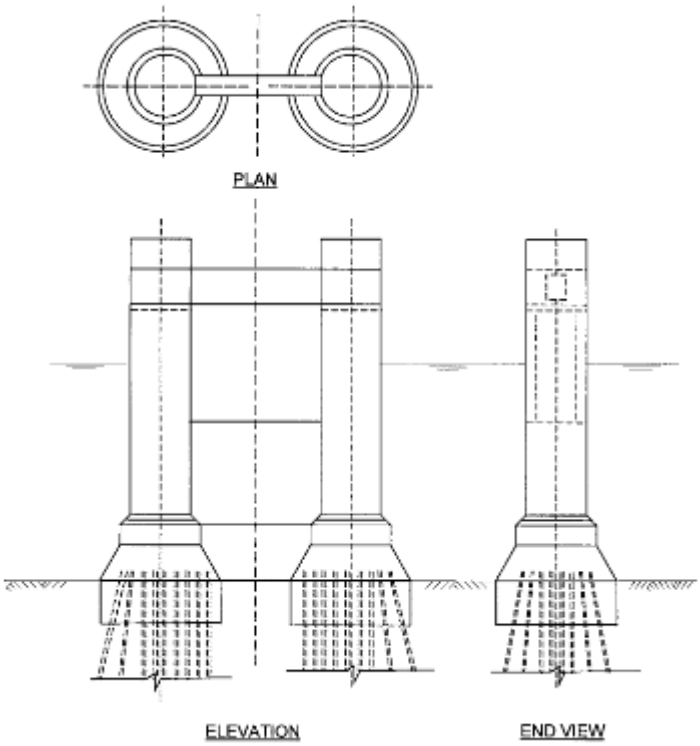




Gambar 17.9 Fungsi impedansi pondasi di bagian atas caisson yang dipertimbangkan.



Gambar 17.10 Amplitudo fungsi transfer dan spektrum respons redaman 5% untuk gerakan pondasi yang tersebar dari caisson pada beberapa ketinggian.



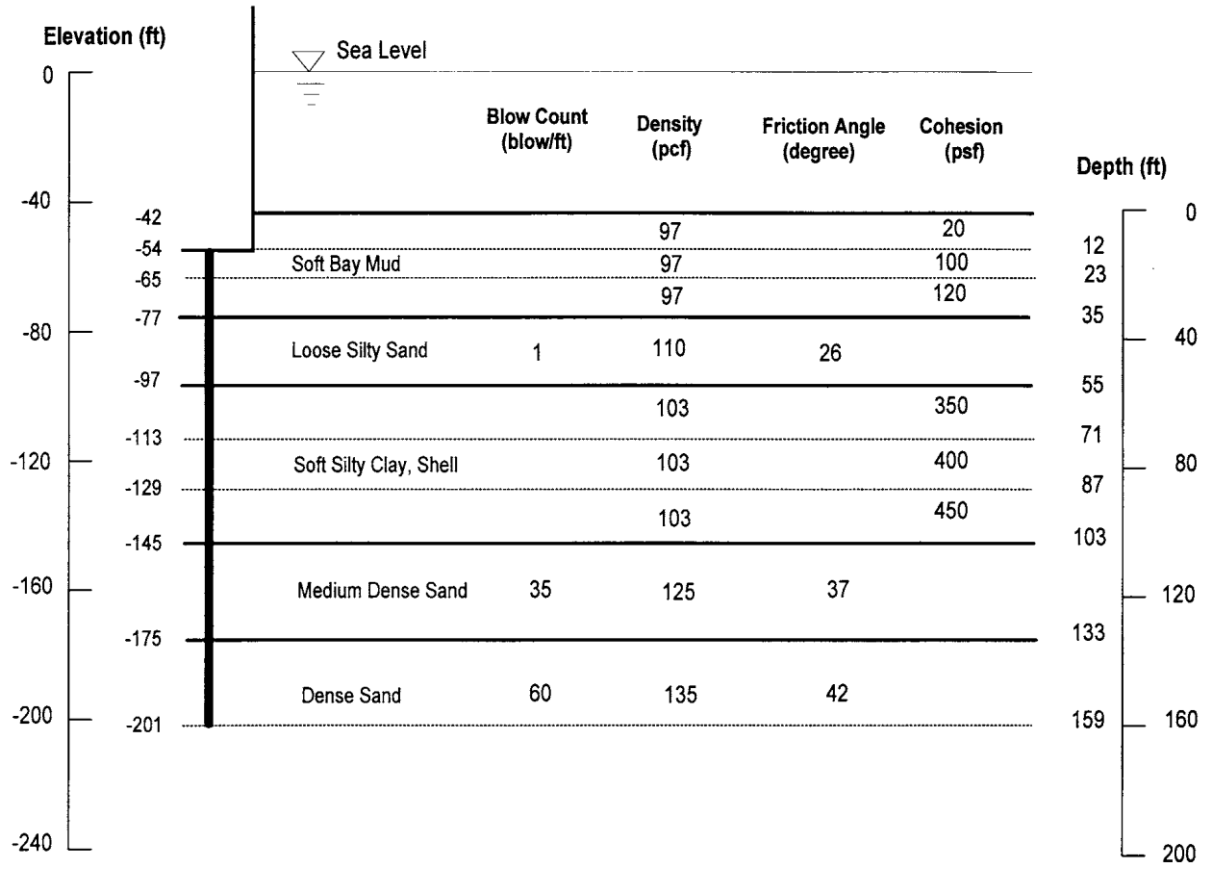
Gambar 17.11 Konfigurasi pondasi kelompok tiang ramping yang dipertimbangkan.

Pondasi Kelompok Tiang Ramping

Contoh kedua adalah untuk mengilustrasikan penerapan metode $p - y$ empiris dalam analisis permintaan pondasi kelompok tiang ramping yang dibangun di lokasi tanah dalam. Pondasi kelompok tiang yang dipilih adalah salah satu dari 78 pondasi pilar jembatan rangka baja panjang yang melintasi air. Pondasi tersebut dibangun dari dua kepala tiang beton bertulang pracetak berbentuk lonceng berdiameter 24 kaki (7,32 m), yang dihubungkan bersama oleh balok melintang yang dalam, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.11. Setiap kepala tiang berbentuk lonceng ditopang oleh sekelompok 28 pipa H baja 14BP89, sehingga total ada 56 tiang yang menopang gabungan kepala tiang dua lonceng tersebut.

Tiang-tiang pancang pada cincin luar dan cincin dalam yang berdekatan dimiringkan dengan sudut 4 banding 1 dan 6 banding 1, masing-masing, sehingga tiang-tiang pancang yang tersisa menjadi tiang pancang vertikal. Ujung atas semua tiang pancang tertanam dengan panjang yang cukup ke dalam beton yang mengisi ruang interior kepala tiang pancang berbentuk lonceng sehingga tiang-tiang pancang ini dapat dianggap sebagai tiang pancang kepala tetap.

Tiang-tiang pancang menembus jauh ke dalam media tanah pendukung hingga kedalaman rata-rata 147 kaki (44,8 m) di bawah garis lumpur, di mana mereka bertemu dengan lapisan pasir padat yang tebal. Profil dan sifat tanah di lokasi pondasi ini ditunjukkan pada Gambar 17.12. Seperti yang ditunjukkan pada gambar ini, 55 kaki (16,8 m) bagian atas tanah lokasi terdiri dari lapisan lumpur teluk lunak setebal 35 kaki (10,7 m) yang berada di atas lapisan pasir lempung lepas setebal 20 kaki (6,1 m).



Gambar 17.12 Profil dan sifat tanah pada pondasi kelompok tiang ramping yang dipertimbangkan.

Karena lapisan tanah atas yang lunak dan tiang ramping yang digunakan, pondasi di bawah eksitasi seismik diperkirakan akan mengalami perpindahan lateral pondasi yang relatif besar dibandingkan dengan tanah di lapangan bebas. Dengan demikian, nonlinieritas tanah lokal yang besar diperkirakan akan terjadi pada antarmuka tanah-tiang. Untuk memodelkan resistensi tanah nonlinier terhadap defleksi lateral dan aksial tiang, kurva lateral $p - y$ dan aksial $t - z$ yang diperoleh secara empiris, dan kurva ujung tiang $Q - d$ untuk setiap tiang digunakan. Kurva $p - y$ dan $t - z$ tipikal yang dikembangkan untuk tiang ditunjukkan pada Gambar 17.13. Dengan menggunakan kurva p–y, t–z, dan Q–d nonlinier yang dikembangkan, evaluasi matriks impedansi pondasi, $\boldsymbol{F}_{ff}^{f}(i\omega)$ dan vektor gerak masukan pondasi tersebar yang terkait, $\overline{\boldsymbol{u}}_f\ (i\omega)$, diperoleh dengan mengikuti prosedur yang dijelaskan di bawah ini:

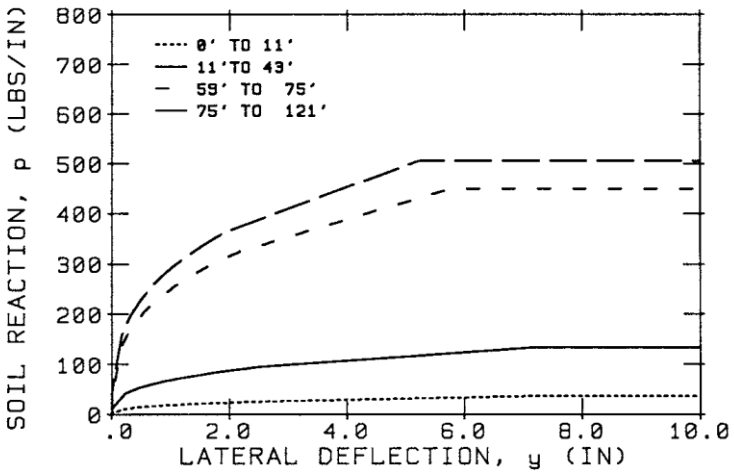
1. Tentukan bentuk defleksi kelompok tiang pancang menggunakan program analisis nonlinier seperti GROUP, LPIPE, dan APILE2, sesuai kebutuhan, di bawah serangkaian gaya aksial dan lateral yang meningkat secara monoton dan momen guling.
2. Pilih tingkat target defleksi aksial dan lateral pada setiap kedalaman tanah yang dipilih yang sesuai dengan tingkat target perpindahan kepala tiang pancang yang dipilih dan

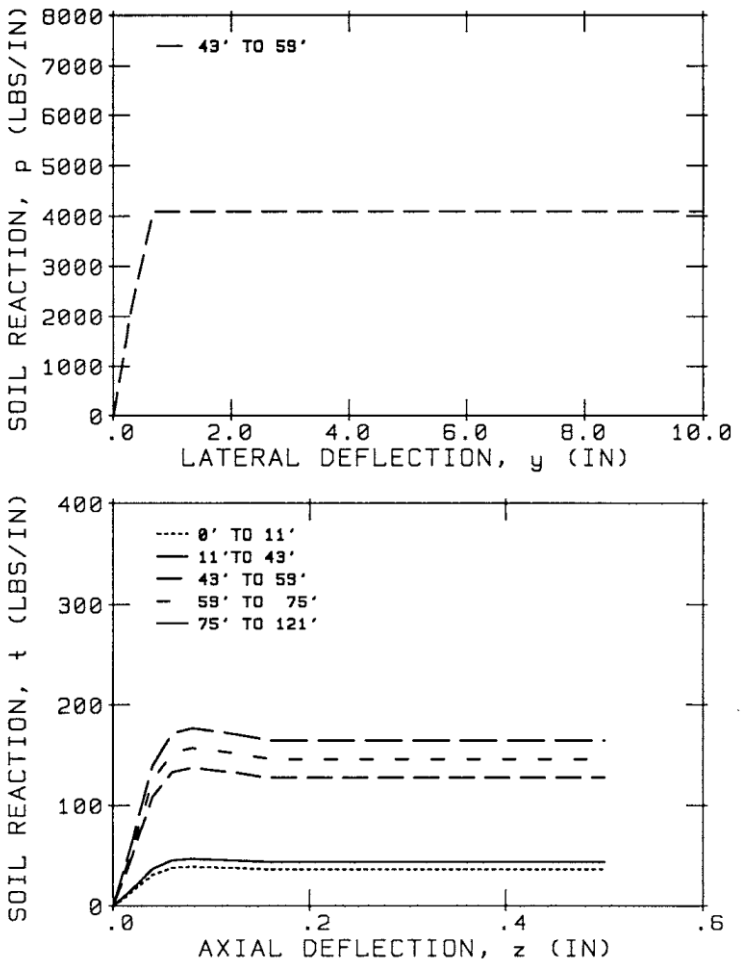
tentukan modulus sekan yang sesuai dari kurva $p - y, t - z$, dan $Q - d$ nonlinier yang berlaku.

3. Kembangkan model kelompok balok elastis yang ditopang pada pegas tanah aksial dan lateral elastis untuk kelompok tiang pancang menggunakan sifat elastis tiang pancang dan modulus sekan dari resistensi tanah yang diperoleh pada Langkah 2 di atas.
4. Hitung matriks impedansi pondasi dan vektor gerak masukan pondasi tersebar yang terkait untuk model yang dikembangkan pada Langkah 3 menggunakan Persamaan (17.44) dan (17.46).

Karena kurva p–y, t–z, dan Q–d mewakili hubungan gaya-defleksi pseudo-statis, matriks impedansi pondasi yang dihasilkan yang dihitung dengan prosedur di atas adalah matriks kekakuan pseudo-statis yang nyata (bukan kompleks) dan tidak bergantung pada frekuensi, yaitu, $\boldsymbol{F}_{ff}^{j}(i\omega) = \boldsymbol{F}_{ff}^{j}(0)$. Untuk pondasi kelompok tiang pancang yang dipertimbangkan dalam contoh ini, model balok-pada-pegas-elastis yang ditunjukkan secara skematis pada Gambar 17.14 digunakan. Matriks kekakuan pondasi dikaitkan dengan enam derajat kebebasan (DOF) dari titik nodal yang terletak di tengah bawah kepala tiang pancang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.14.

Gerakan pondasi yang tersebar dalam arah longitudinal, transversal, dan vertikal yang terkait dengan matriks kekakuan pondasi ini diwakili oleh spektrum respons percepatan teredam 5% yang ditunjukkan pada Gambar 17.15. Spektrum ini dapat dibandingkan dengan spektrum yang sesuai untuk gerakan masukan seismik yang ditentukan pada elevasi ujung tiang pancang dan gerakan garis lumpur lapangan bebas yang dihitung dari analisis respons lokasi lapangan bebas menggunakan SHAKE. Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.15, nilai spektral untuk gerakan kepala tiang pancang yang tersebar, yang akan digunakan sebagai masukan ke sistem fondasi-struktur, lebih rendah daripada nilai spektral untuk gerakan garis lumpur lapangan bebas.





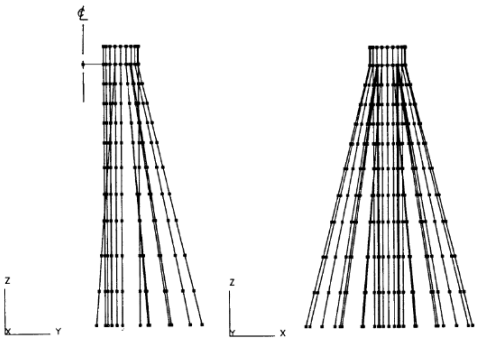
Gambar 17.13 Kurva $p - y$ dan $t - z$ tipikal untuk tiang-tiang pondasi kelompok tiang ramping yang dipertimbangkan.

Hasil ini dapat diperkirakan karena dua alasan: (1) lapisan tanah atas yang lunak di lokasi tersebut tidak mampu mendorong fondasi kelompok tiang pancang dan (2) tiang pancang miring, yang bekerja bersama dengan tiang pancang vertikal, menahan beban lateral terutama melalui aksi rangka aksial yang kaku, dalam hal ini, gerakan masukan efektif pada kepala tiang pancang lebih dikendalikan oleh gerakan tanah lapangan bebas di kedalaman, di mana terdapat resistensi tanah yang lebih kompeten, daripada oleh gerakan tanah di dekat permukaan.

3. Pondasi Poros Berdiameter Besar

Contoh ketiga mengilustrasikan penerapan prosedur analisis permintaan menggunakan metode pemodelan hibrida. Metode ini lebih disukai untuk pondasi yang dibangun dari sekelompok poros CISS atau CIDH berdiameter besar. Karena dimensi horizontal yang besar dan massa yang substansial yang terkait dengan poros pada jenis pondasi ini, interaksi dinamis poros dengan media tanah di sekitarnya lebih tepat dimodelkan dan dianalisis menggunakan metode elastodinamik; namun, karena poros menahan beban dengan cara seperti tiang pancang, nonlinieritas tanah lokal yang ada di daerah antarmuka tanah-poros di dekat permukaan tanah tempat tanah lunak biasanya berada mungkin cukup besar sehingga harus dipertimbangkan secara eksplisit menggunakan metode seperti metode $p - y$ empiris.

Fondasi yang dipilih untuk contoh ini terdiri dari dua poros berdiameter 10,5 kaki (3,2 m) dengan panjang 150 kaki (45,7 m), masing-masing terdiri dari cangkang baja dengan ketebalan dinding 1,375 inci (34,9 mm) yang diisi dengan beton. Kedua poros ini dirancang untuk digunakan sebagai tiang geser retrofit seismik untuk menambah kekakuan lateral dan kapasitas tahan beban lateral pada fondasi kelompok tiang H yang dipertimbangkan dalam contoh kedua yang dibahas sebelumnya. Kedua poros tersebut akan dihubungkan ke kelompok tiang yang ada di kepala tiang melalui perpanjangan kepala tiang yang memungkinkan poros hanya menahan beban geser horizontal yang bekerja pada kepala tiang, bukan beban aksial dan momen guling. Tiang geser ini telah dirancang untuk menahan beban geser horizontal seismik yang bekerja pada kepala tiang hingga 3000 kips (13.344 kN) masing-masing.

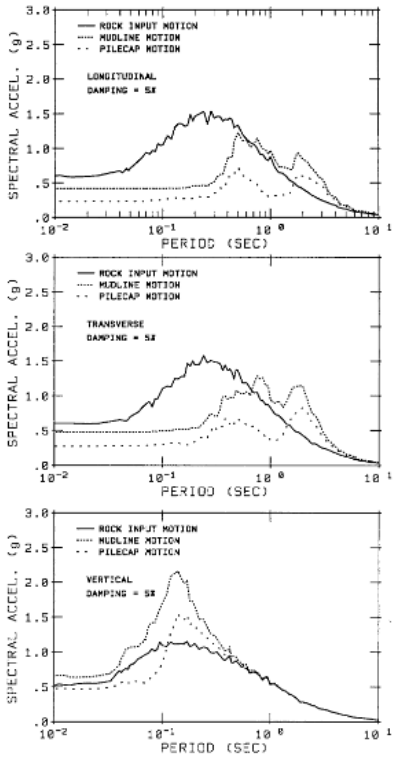


Gambar 17.14 Model Setengah Balok Di Atas Pondasi Elastis Untuk Pondasi Kelompok Tiang Pancang Ramping Yang Dipertimbangkan.

Untuk menentukan matriks impedansi pondasi dan vektor gerak kepala tiang pancang yang tersebar yang terkait dengan perpindahan horizontal poros pada kepala tiang pancang,

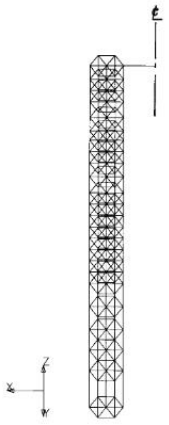
model SASSI dari setengah sistem tanah-poros dikembangkan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.16. Sifat tanah yang digunakan dalam model ini adalah sifat kompatibel regangan yang ditunjukkan pada Tabel 17.1, yang diperoleh dari analisis respons lokasi lapangan bebas menggunakan SHAKE; dengan demikian, efek nonlinieritas tanah global yang diinduksi pada tanah lapangan bebas oleh input seismik desain telah dimasukkan. Untuk memodelkan nonlinieritas tanah lokal yang terjadi di dekat antarmuka tanah-poros, pegas tanah tiga arah (dua lateral dan satu aksial) digunakan untuk menghubungkan elemen balok yang mewakili poros ke simpul tanah yang terletak di batas antarmuka tanah-poros. Kekakuan pegas-pegas ini diturunkan sedemikian rupa sehingga sesuai dengan modulus sekan dari kurva $p - y$, $t - z$, dan $Q - d$ empiris yang dikembangkan untuk poros, seperti yang dijelaskan sebelumnya di Bagian 17.5. Dengan menggunakan model hibrida lengkap yang ditunjukkan pada Gambar 17.16, kepatuhan pondasi sebagai fungsi frekuensi dikembangkan untuk beban geser kepala tiang harmonik yang bervariasi dari 500 (2224) hingga 3000 kips (13.334 kN). Hasil yang diperoleh ditunjukkan pada Gambar 17.17. Terlihat bahwa dengan menggabungkan nonlinieritas tanah lokal menggunakan metode hibrida, koefisien kepatuhan pondasi yang dihasilkan tidak hanya bergantung pada frekuensi karena inersia tanah dan poros serta efek pelapisan tanah seperti yang ditangkap oleh metode elastodinamik, tetapi juga bergantung pada amplitudo beban-defleksi karena nonlinieritas tanah lokal, seperti yang ditangkap oleh metode $p - y$ empiris. Kurva beban geser–defleksi yang diperoleh pada kepala tiang pancang dalam rentang frekuensi rendah (≤1,0 Hz) ditunjukkan pada Gambar 17.18. Kurva defleksi untuk frekuensi nol, yaitu kasus pembebanan statis, menunjukkan kesamaan yang baik dengan yang diperoleh dari analisis nonlinier menggunakan LPILE f seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.18.

Dengan memberikan input gerakan seismik desain yang ditentukan pada elevasi ujung tiang pancang dan gerakan tanah bebas yang sesuai di seluruh kedalamannya, gerakan fondasi yang tersebar dalam arah longitudinal dan transversal jembatan di bagian tengah bawah kepala tiang pancang diperoleh seperti yang ditunjukkan dalam hal spektrum respons percepatan redaman 5% pada Gambar 17.19, di mana spektrum tersebut dapat dibandingkan dengan spektrum respons yang sesuai untuk gerakan input seismik dan gerakan garis lumpur bebas. Terlihat bahwa, karena massa poros yang substansial, amplitudo spektral gerakan yang tersebar lebih tinggi daripada amplitudo gerakan garis lumpur bebas untuk frekuensi di sekitar frekuensi sistem tanah-poros.



Gambar 17.15 Perbandingan Spektrum Respons Redaman 5% Untuk Input Batuan, Garis Lumpur, Dan Gerakan Kepala Tiang Pancang Yang Tersebar Dalam Arah Longitudinal, Transversal, Dan Vertikal.

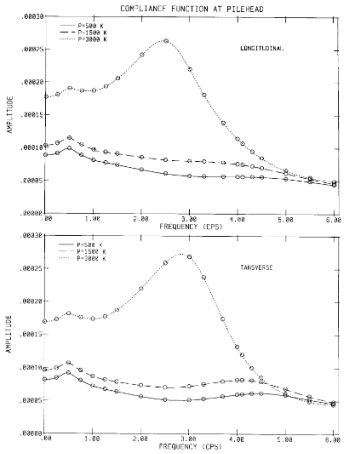
Oleh karena itu, untuk pondasi tiang berdiameter besar yang dibangun di lokasi tanah lunak yang dalam, penting untuk memasukkan inersia tanah dan tiang dengan benar ke dalam SFI (Surface Force Index). Mengabaikan massa tiang akan mengakibatkan perkiraan yang kurang tepat terhadap pergerakan kepala tiang yang tersebar dalam arah memanjang dan melintang jembatan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 17.20.



Gambar 17.16 Model Setengah Sassi Dari Pondasi Poros Berdiameter Besar Yang Dipertimbangkan.

Tabel 17.1 Sifat Tanah Yang Kompatibel Dengan Regangan Untuk Pondasi Poros Berdiameter Besar

			Berat Satuan	Gelombang Geser		Gelombang Kompresi	
Elevasi (m)	Kedalaman (m)	Tebal (m)	$\frac{\mathbf{k}}{\mathbf{ft^3}}\left(\frac{\mathbf{kN}}{\mathbf{m^3}}\right)$	Kecepatan $\frac{\mathbf{ft}}{\mathbf{s}}\left(\frac{\mathbf{m}}{\mathbf{s}}\right)$	Rasio Redaman	Kecepatan $\frac{\mathbf{ft}}{\mathbf{s}}\left(\frac{\mathbf{m}}{\mathbf{s}}\right)$	Rasio Redaman
−50 (−15.2)	0 (0.0)	10 (3.05)	0.096 (15.1)	202.1 (61.6)	0.10	4,800 (1,463)	0.09
−60 (−18.3)	10 (3.05)	10 (3.05)	0.096 (15.1)	207.5 (63.3)	0.15	5,000 (1,524)	0.10
−70 (−21.3)	20 (6.10)	10 (3.05)	0.096 (15.1)	217.7 (66.4)	0.17	5,000 (1,524)	0.10
−80 (−24.4)	30 (9.15)	20 (6.10)	0.110 (17.3)	137.5 (16.9)	0.25	4,300 (1,311)	0.10
−100 (−30.5)	50 (15.2)	10 (3.05)	0.096 (15.1)	215.7 (65.8)	0.20	4,800 (1,463)	0.10
−110 (−33.5)	60 (18.3)	20 (6.10)	0.096 (15.1)	218.4 (66.6)	0.20	4,300 (1,311)	0.10
−130 (−39.6)	80 (24.4)	20 (6.10)	0.096 (15.1)	233.0 (71.0)	0.20	4,900 (1,494)	0.10
−150 (−45.7)	100 (30.5)	20 (6.10)	0.120 (18.8)	420.4 (128.2)	0.20	5,500 (1,677)	0.10
−170 (−51.8)	120 (36.6)	10 (3.05)	0.120 (18.8)	501.0 (152.7)	0.19	6,000 (1,829)	0.10
−180 (−54.9)	130 (39.6)	10 (3.05)	0.120 (18.8)	532.7 (162.4)	0.19	5,800 (1,768)	0.10
−190 (−57.9)	140 (17.7)	20 (6.10)	0.125 (19.6)	607.2 (185.1)	0.18	5,800 (1,768)	0.10
−210 (−64.0)	160 (48.8)	20 (6.10)	0.128 (20.1)	806.9 (246.0)	0.16	5,800 (1,768)	0.10
−230 (−70.1)	180 (54.9)	10 (3.05)	0.133 (20.9)	1,374.4 (419.0)	0.11	6,400 (1,951)	0.10
−240 (−78.2)	190 (57.9)	5 (1.52)	0.140 (21.9)	2,819.9 (867.3)	0.02	12,000 (3,658)	0.02
−245 (−74.7)	195 (59.5)	setengah ruang	0.145 (22.8)	6,387.2 (1,947.3)	0.01	12,000 (3,658)	0.01



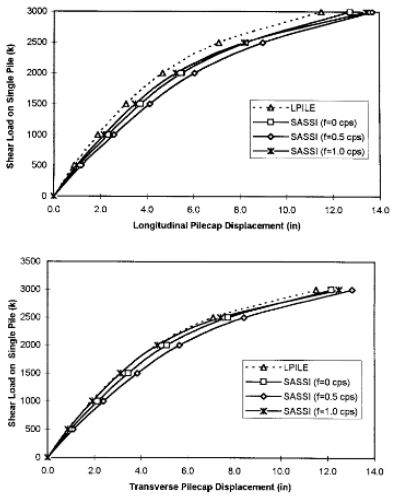
Gambar 17.17 Fungsi Kepatuhan Pondasi Pada Nilai Diskrit Beban Geser Yang Diterapkan Di Bagian Atas Pondasi Poros.

17.8 EVALUASI KAPASITAS

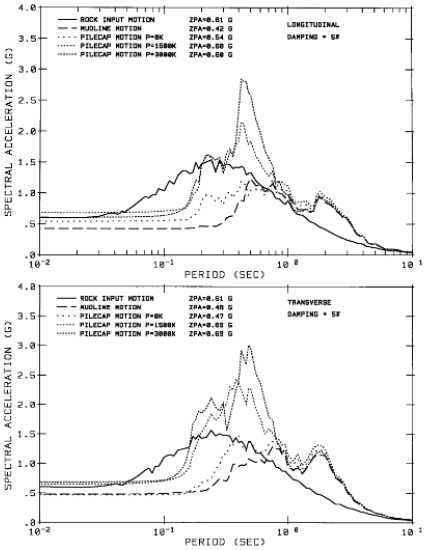
Tujuan evaluasi kapasitas adalah untuk menentukan tingkat ketahanan seismik yang paling mungkin dari berbagai elemen, komponen, dan subsistem jembatan. Kapasitas ketahanan yang diberikan oleh evaluasi ini, bersama dengan tuntutan yang sesuai, memberikan dasar untuk menilai kinerja seismik sistem jembatan lengkap selama gempa bumi di masa mendatang. Dalam domain SFSI seperti yang dibahas di sini, evaluasi kapasitas berfokus pada sistem tanah-pondasi.

Untuk jembatan yang dikenai beban statis, kapasitas tanah-pondasi yang menjadi perhatian adalah ketahanan beban dan defleksi serta penurunan pondasi yang terkait. Evaluasinya merupakan bagian utama dari masalah desain pondasi tradisional. Ketika jembatan dikenai beban dinamis osilasi, termasuk seismik, kapasitas statis yang disebutkan di atas saja tidak cukup dalam proses penilaian kinerja tanah-pondasi.

Dalam kasus ini, perlu untuk menilai seluruh hubungan beban-defleksi, termasuk karakteristik disipasi energi sikliknya, hingga batas beban dan/atau deformasi yang mendekati kondisi kegagalan dalam sistem tanah-pondasi. Karena kompleksitas penilaian ini, evaluasi kapasitas harus disederhanakan agar praktis. Hal ini biasanya dilakukan dengan memperlakukan setiap sistem tanah-pondasi secara independen dan dengan menerapkannya pada pola pembebanan bertahap yang disederhanakan, yaitu pola pembebanan monotonik pseudo-statis dan/atau terkontrol deformasi siklik, yang di sini disebut sebagai analisis "push-over".



Gambar 17.18 Kurva Beban Geser-Defleksi Tipikal Pada Beberapa Frekuensi Pemaksaan.

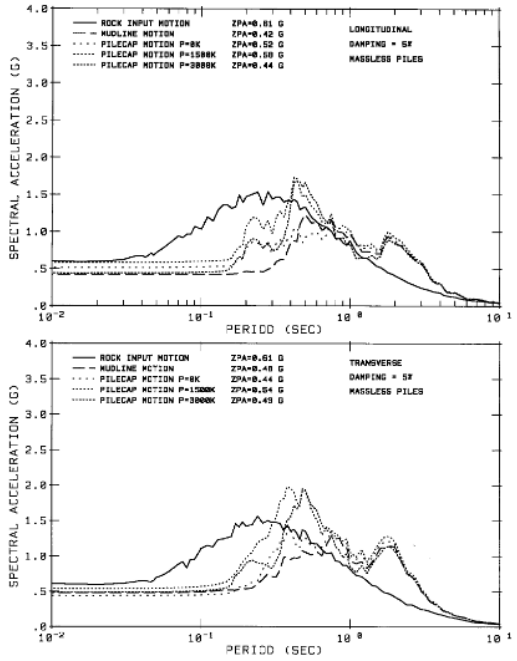


Gambar 17.19 Perbandingan Spektrum Respons Redaman 5% Untuk Masukan Batuan Longitudinal Dan Transversal, Garis Lumpur, Dan Gerakan Kepala Tiang Pancang Yang Tersebar Untuk Pondasi Poros Pada Beberapa Tingkat Beban Geser.

Karena perilaku mendekati kegagalan pada sistem tanah-pondasi terlibat dalam evaluasi kapasitas, maka hal ini tentu saja melibatkan perilaku nonlinier pasca-elastis pada

komponen penyusun sistem, termasuk elemen struktural dan sambungan pondasi serta media tanah di sekitarnya. Dengan demikian, idealnya, evaluasi kapasitas yang realistis harus didasarkan pada pengujian di tempat yang dilakukan pada sistem pondasi prototipe.

Namun, keterbatasan praktis umumnya tidak memungkinkan dilakukannya pengujian komprehensif tersebut. Oleh karena itu, biasanya perlu untuk hanya mengandalkan kombinasi analisis dan pengujian di tempat atau laboratorium dengan cakupan terbatas pada komponen kritis terpilih. Pengujian ini dilakukan untuk menyediakan data kritis yang dibutuhkan untuk analisis kapasitas atau untuk mengkonfirmasi kecukupan dan keandalan hasil yang diperoleh dari analisis tersebut. Pengujian tiang indikator yang sering dilakukan untuk proyek jembatan adalah contoh pengujian dengan cakupan terbatas.



Gambar 17.20 Perbandingan Spektrum Respons Redaman 5% Untuk Masukan Batuan Longitudinal Dan Transversal, Garis Lumpur, Dan Gerakan Kepala Tiang Pancang Yang Tersebar Untuk Pondasi Poros Tanpa Massa Di Dalam Poros.

Dalam analisis push-over tipikal, komponen struktural pondasi diwakili oleh elemen hingga nonlinier yang sesuai yang mampu merepresentasikan fitur nonlinier mendekati kegagalan, seperti pembentukan sendi plastis, geser ulet atau getas, peleburan tarik atau tekan dan retak, tekuk lokal dan global, serta degradasi kekakuan dan kapasitas akibat efek $P - \Delta$; selanjutnya, medium tanah di sekitarnya biasanya diwakili oleh elemen hingga nonlinier yang mampu memodelkan perilaku konstitutif pasca-elastis material atau oleh pegas tanah nonlinier umum yang diturunkan secara empiris seperti yang dikembangkan dari kurva $p - y$, $t - z$, dan $Q - d$ yang digunakan untuk pondasi tiang pancang. Idealnya, model tanah-pondasi yang digunakan juga harus mampu merepresentasikan dengan benar perilaku nonlinier penting yang dapat berkembang pada antarmuka tanah-pondasi, seperti slip, pelepasan ikatan, dan celah. Setelah model dikembangkan, model tersebut kemudian dikenakan

serangkaian program pembebanan push-over yang sesuai yang mensimulasikan kondisi pembebanan yang dikenakan pada sistem tanah-pondasi oleh pilar jembatan pada antarmuka dengan pondasi.

Dengan melakukan analisis push-over langkah demi langkah pada model yang dijelaskan di atas, seseorang dapat mengidentifikasi tingkat beban dan deformasi yang terkait dengan berbagai mode kegagalan dalam sistem tanah-pondasi. Kemudian, batas beban dan deformasi dapat ditetapkan di luar batas tersebut tujuan kinerja yang ditetapkan untuk jembatan tidak akan lagi terpenuhi. Batas-batas ini dapat dianggap sebagai batas kapasitas sistem pondasi.

Karena ketidakpastian yang besar biasanya ada dalam evaluasi kapasitas, batas kapasitas yang diperoleh darinya harus dikurangi menggunakan faktor pengurangan kapasitas ϕ yang sesuai. Setiap faktor pengurangan yang diadopsi harus cukup mencakup batas bawah kapasitas yang dihasilkan dari ketidakpastian. Batas kapasitas yang dikurangi yang ditetapkan dengan cara ini menjadi batas kapasitas yang diizinkan untuk digunakan dalam membandingkan dengan permintaan yang sesuai yang diperoleh melalui analisis permintaan.

17.9 PERNYATAAN PENUTUP

Bagian-bagian sebelumnya dari bab ini membahas berbagai elemen analisis seismik SFSI modern yang canggih untuk jembatan-jembatan besar dan penting. Elemen-elemen ini meliputi (1) menghasilkan gerakan singkapan batuan spesifik lokasi dan gerakan tanah lapangan bebas yang sesuai, (2) pemodelan dan analisis sistem tanah-pondasi individual untuk menetapkan impedansi pondasi dan gerakan tersebar, (3) menentukan SFSI menggunakan metode analisis substruktur, dan (4) menilai kinerja jembatan secara keseluruhan dengan membandingkan tuntutan gaya-deformasi dengan kapasitas yang sesuai. Tanpa mengulang detail elemen-elemen ini, beberapa poin patut mendapat penekanan khusus, sebagai berikut:

- Sifat batuan dan tanah yang paling akurat harus digunakan dalam menghasilkan gerakan seismik lapangan bebas, dengan pengakuan penuh terhadap variasi (keacakan) dan ketidakpastian (kurangnya pengetahuan) yang terlibat.
- Demikian pula, sifat material estimasi terbaik harus digunakan dalam pemodelan fondasi, pilar, abutmen, dan struktur atas, juga dengan mempertimbangkan variasi dan ketidakpastian yang terlibat.
- Mengingat variasi dan ketidakpastian yang disebutkan di atas, analisis sensitivitas harus dilakukan untuk memberikan dasar yang kuat untuk menilai kinerja seismik secara keseluruhan.
- Dengan mempertimbangkan keadaan perkembangan saat ini, seseorang harus membedakan dengan jelas antara persyaratan analisis permintaan gaya-deformasi seismik dan evaluasi kapasitas yang sesuai. Yang pertama berkaitan dengan perilaku sistem global; dengan demikian, hanya harus memenuhi keseimbangan dan kompatibilitas dinamis global. Namun, yang terakhir menekankan pada perilaku elemen, komponen, dan subsistem lokal, yang mengharuskan keseimbangan dan

kompatibilitas dipenuhi hanya pada tingkat lokal dalam rentang deformasi elastis dan pasca-elastis.

- Dalam melakukan analisis permintaan, pemodelan linier ekuivalen, yang dipadukan dengan metode analisis substruktur, memiliki keunggulan bahwa (1) hasilnya lebih terkontrol dan dapat diprediksi, (2) ketidakpastian dalam parameter sistem dapat dengan mudah dievaluasi secara terpisah, dan (3) respons SFSI dapat dinilai secara bertahap. Keunggulan ini menghasilkan tingkat kepercayaan yang tinggi pada hasil ketika nonlinieritas relatif lemah. Namun, ketika terdapat nonlinieritas yang kuat, analisis riwayat waktu nonlinier harus dilakukan secara iteratif sehingga respons sistem konsisten dengan nonlinieritas.
- Ketika terdapat nonlinieritas yang kuat dalam sistem struktur secara keseluruhan, biasanya pada pilar dan superstruktur, beberapa set input seismik harus digunakan secara terpisah dalam melakukan analisis permintaan; karena nonlinieritas tersebut menyebabkan dispersi yang relatif besar dari nilai maksimum respons kritis.
- Metode elastodinamik untuk menangani SFSI (Structural-Floor Space Interaction) valid untuk fondasi yang memiliki dimensi horizontal besar, seperti fondasi bentang lebar dan caisson; sedangkan metode $p - y$ empiris hanya valid untuk fondasi tiang ramping yang mengalami defleksi amplitudo besar. Untuk fondasi yang berada di antara kedua kelas ini, misalnya, fondasi yang menggunakan poros berdiameter besar, kedua metode ini kurang memadai dalam memprediksi perilaku SFSI. Dalam hal ini, metode pemodelan hibrida memiliki keunggulan yang pasti, termasuk kemampuannya untuk menangani semua kelas fondasi dengan validitas yang wajar.
- Metode $p - y$ untuk menangani SFSI baik dalam analisis permintaan maupun evaluasi kapasitas perlu dikembangkan, disempurnakan, dan divalidasi lebih lanjut melalui hasil pengujian, khususnya terkait dengan pembentukan kurva $p - y$, $t - z$, dan $Q - d$ yang realistis. Untuk aplikasi seismik, perubahan karakteristik kurva-kurva ini, karena nonlinieritas tanah global yang disebabkan oleh gerakan tanah di lapangan bebas, harus dinilai.
- Metode hibrida untuk menangani SFSI, meskipun pada dasarnya tepat, juga membutuhkan pengembangan, penyempurnaan, dan validasi pengujian lebih lanjut agar sepenuhnya dapat diterima untuk aplikasi jembatan.
- Upaya penelitian dan pengembangan sistematis, yang melibatkan pengujian laboratorium dan lapangan serta studi korelasi analitik, diperlukan untuk memajukan metodologi analisis SFSI untuk menangani fondasi jembatan.

Keadaan terkini analisis SFSI pada struktur jembatan besar telah berubah dengan cepat dalam beberapa tahun terakhir, sebuah tren yang tidak diragukan lagi akan berlanjut di masa mendatang. Oleh karena itu, pembaca didorong untuk memperhatikan perkembangan baru yang muncul dalam publikasi mendatang.

BAB 18
TEKNOLOGI PERBAIKAN STRUKTUR TAHAN GEMPA

18.1 PENDAHULUAN

Setelah menyelesaikan analisis seismik dan studi kerentanan untuk jembatan yang ada, insinyur harus mengembangkan strategi perbaikan untuk mencapai kriteria desain yang dibutuhkan. Tergantung pada pentingnya struktur, ada dua tingkat perbaikan. Untuk struktur biasa, tingkat perbaikan yang lebih rendah dapat diterapkan. Tujuan dari tingkat perbaikan ini adalah untuk mencegah keruntuhan. Dengan tingkat perbaikan ini, kerusakan yang dapat diperbaiki umumnya diharapkan setelah gempa bumi sedang. Setelah gempa bumi besar, kerusakan yang luas diharapkan dan penggantian struktur mungkin diperlukan. Untuk struktur penting, tingkat perbaikan yang lebih tinggi mungkin diperlukan dengan biaya yang jauh lebih tinggi. Tujuan dari tingkat perbaikan ini bukan hanya untuk mencegah keruntuhan, tetapi juga untuk memberikan kemampuan layanan setelah gempa bumi besar.

Ada dua filosofi dasar perbaikan untuk jembatan beton. Yang pertama adalah memaksa pembentukan sendi plastis pada kolom dan menjaga struktur atas tetap elastis. Ini diinginkan karena kolom dapat lebih mudah diperiksa, diperbaiki, dan diperbaiki daripada struktur atas. Yang kedua adalah memungkinkan pembentukan sendi plastis pada struktur atas asalkan tingkat daktilitas relatif rendah dan kapasitas beban geser vertikal dipertahankan di seluruh sendi. Ini diinginkan ketika mencegah pembentukan sendi pada struktur atas terlalu mahal atau tidak mungkin dilakukan. Dengan kata lain, strategi ini diperbolehkan asalkan engsel pada struktur atas tidak menyebabkan keruntuhan. Untuk lebih konservatif, kontribusi beton harus diabaikan dan tulangan baja harus cukup untuk menahan 1,5 kali reaksi geser beban mati jika engsel diperbolehkan pada struktur atas.

Ada dua filosofi perbaikan dasar untuk jembatan balok baja. Yang pertama adalah membiarkan bantalan gagal dan mengambil tindakan perbaikan untuk memastikan bahwa bentang tidak jatuh dari tempatnya dan runtuh. Dalam skenario ini, bantalan bertindak sebagai "sekering" dengan gagal pada gaya seismik yang relatif kecil dan dengan demikian melindungi struktur bawah dari potensi gaya seismik yang lebih besar. Ini mungkin strategi yang lebih disukai jika gaya sekering cukup rendah sehingga struktur bawah dapat bertahan dengan sedikit atau tanpa perbaikan. Filosofi kedua adalah memastikan bahwa bantalan tidak gagal. Ini menyiratkan bahwa bantalan mentransfer gaya seismik penuh ke struktur bawah dan perbaikan struktur bawah mungkin diperlukan. Perbaikan struktur bawah meliputi penutup tiang penyangga, kolom atau dinding pilar, dan fondasi. Dalam kedua filosofi tersebut, perbaikan struktur atas umumnya diperlukan, meskipun cakupannya biasanya lebih besar pada skema tumpuan tetap.

Tujuan bab ini adalah untuk mengidentifikasi potensi kerentanan pada komponen jembatan dan menyarankan solusi perbaikan praktis. Untuk setiap komponen jembatan, potensi kerentanan akan diperkenalkan dan konsep perbaikan akan disajikan bersama dengan pertimbangan desain spesifik.

Tabel 18.1 Kriteria Kinerja Seismik

Pergerakan Tanah di Lokasi	Tingkat Performa Minimum	Tingkat Performa Jembatan Penting
Evaluasi Fungsional	Tingkat layanan segera dengan kerusakan yang dapat diperbaiki	Tingkat layanan segera dengan kerusakan minimal
Evaluasi Keselamatan	Tingkat layanan terbatas dengan kerusakan signifikan	Tingkat layanan terbatas dengan kerusakan yang dapat diperbaiki

18.2 TEKNIK ANALISIS UNTUK PERBAIKAN JEMBATAN

Untuk jembatan biasa, analisis spektrum respons modal dinamis biasanya dilakukan di bawah beban gempa masukan. Respons modal digabungkan menggunakan metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Respons ortogonal yang dihasilkan kemudian digabungkan menggunakan aturan 30%. Dua kasus dipertimbangkan ketika menggabungkan gaya seismik ortogonal. Kasus 1 adalah jumlah gaya akibat beban transversal ditambah 30% gaya akibat beban longitudinal. Kasus 2 adalah jumlah gaya akibat beban longitudinal ditambah 30% gaya akibat beban transversal.

Analisis yang tepat harus mempertimbangkan pegas abutmen dan elemen penahan seperti rangka. Interaksi struktur pondasi tanah harus dipertimbangkan bila dianggap penting. Sifat efektif dari semua anggota harus digunakan. Biasanya, dua model dinamis digunakan untuk membatasi respons nonlinier jembatan yang diasumsikan: "model tarik" dan "model tekan." Saat jembatan terbuka di sambungannya, ia menarik penahan. Sebaliknya, ketika jembatan menutup pada sambungannya, elemen struktur atasnya mengalami kompresi.

Untuk jembatan yang lebih penting, analisis riwayat waktu nonlinier seringkali diperlukan. Analisis ini dapat berupa eksitasi tumpuan seragam atau eksitasi tumpuan ganda tergantung pada panjang jembatan dan variabilitas kondisi bawah permukaan.

Beban gempa masukan bergantung pada jenis evaluasi yang dipertimbangkan untuk jembatan tersebut. Tabel 18.1 menunjukkan kriteria kinerja seismik untuk desain dan evaluasi jembatan yang dikembangkan oleh Departemen Transportasi California. Spektrum respons evaluasi keselamatan diperoleh dengan menggunakan:

1. Penilaian gerakan tanah deterministik menggunakan gempa bumi kredibel maksimum, atau
2. Gerakan tanah yang dinilai secara probabilistik dengan periode ulang yang panjang.

Spektrum respons evaluasi fungsional diperoleh dengan menggunakan gerakan tanah yang dinilai secara probabilistik yang memiliki probabilitas 60% untuk tidak terlampaui selama masa pakai jembatan. Evaluasi fungsional terpisah biasanya hanya diperlukan untuk jembatan penting.

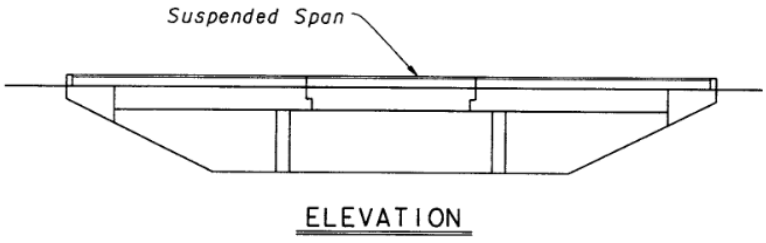
Dengan beban gempa masukan yang telah ditentukan di atas dan menggunakan analisis spektrum respons multimodal dinamis elastis, kebutuhan perpindahan dapat dihitung. Kapasitas perpindahan berbagai bentang kemudian dapat dihitung menggunakan analisis push-over statis nonlinier dua dimensi atau tiga dimensi dengan batas regangan yang terkait dengan kerusakan yang diharapkan pada lokasi engsel plastis.

Saat melakukan analisis push-over, model tegangan-regangan beton yang mempertimbangkan efek pengekangan transversal, seperti model Mander, dan kurva tegangan-regangan baja digunakan untuk mempertimbangkan nonlinieritas material. Membatasi regangan tekan beton hingga besaran yang lebih kecil dari regangan tekan ultimate beton terkekang dan regangan baja hingga besaran yang lebih kecil dari regangan putus baja menghasilkan kelengkungan penampang yang lebih kecil yang dipertimbangkan. Kelengkungan yang lebih kecil biasanya dikaitkan dengan retakan yang lebih kecil di wilayah engsel plastis.

Tabel 18.2 Batasan Regangan

Parameter	Kerusakan Signifikan	Kerusakan Dapat Diperbaiki	Kerusakan Minimal
Batas regangan beton, εc	ε_{cu}	2/3 * ε_{cu}	Nilai terbesar dari 1/3* ε_{cu} atau 0,004
Batas regangan baja mutu 430 batang #29–#57, ε_s	0,09	0,06	0,03
Batas regangan baja mutu 280 batang #29–#57, ε_s	0,12	0,08	0,03
Batas regangan baja mutu 430 batang #10–#25, ε_s	0,12	0,08	0,03
Batas regangan baja mutu 280 batang #10–#25, ε_s	0,16	0,10	0,03

Tabel 18.2 menunjukkan pedoman umum tentang batas regangan yang dapat dipertimbangkan untuk tingkat kerusakan target di zona engsel plastis. Batasan-batasan ini diterapkan untuk regangan beton maksimum ε_{cu} dan regangan maksimum pada baja tulangan ε_{su}. Regangan beton maksimum dapat dihitung menggunakan model pengekangan beton seperti model Mander. Dapat dilihat bahwa untuk penampang yang pengekangannya buruk, perbedaan antara kerusakan minimal dan kerusakan signifikan menjadi tidak signifikan. Dengan kebutuhan perpindahan dan kapasitas perpindahan yang telah ditetapkan, rasio kebutuhan terhadap kapasitas dapat dihitung yang menunjukkan kecukupan atau ketidakcukupan jembatan yang bersangkutan.



Gambar 18.1 Bentangan Gantung.

18.3 PERBAIKAN STRUKTUR ATAS

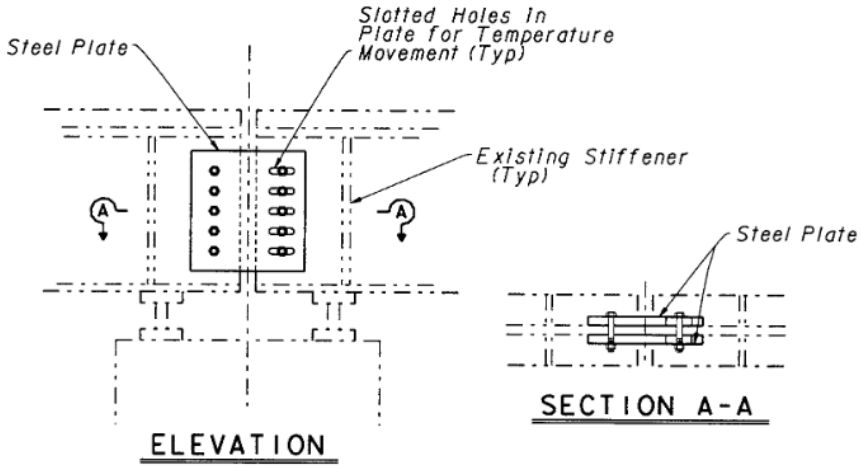
Struktur atas dapat dikategorikan menjadi dua kategori berbeda: beton dan baja. Setelah gempa San Fernando, California tahun 1971, kegagalan utama yang menyebabkan keruntuhan diidentifikasi sebagai terlepasnya struktur atas pada sambungan ekspansi dan abutmen, masalah yang dialami oleh kedua jenis struktur atas. Masalah potensial lain yang mungkin ada pada struktur atas baja adalah penguat silang dan/atau diafragma yang lemah. Struktur atas jembatan beton berpotensi membentuk engsel plastis selama respons seismik longitudinal yang sebagian besar bergantung pada jumlah tulangan yang digunakan dan cara detailnya.

1. Sambungan Ekspansi dan Engsel

Selama gempa bumi, rangka jembatan yang berdekatan seringkali bergetar tidak sinkron, menyebabkan dua jenis masalah perpindahan. Jenis pertama adalah kerusakan lokal yang disebabkan oleh rangka yang saling berbenturan di engsel. Umumnya, kerusakan lokal ini tidak akan menyebabkan keruntuhan jembatan dan oleh karena itu bukan masalah utama. Tipe kedua terjadi ketika sambungan engsel terpisah, yang mungkin memungkinkan bentang yang berdekatan menjadi terlepas jika pergerakannya terlalu besar. Bentang gantung (yaitu, dua engsel dalam satu bentang) sangat rentan terhadap terlepasnya sambungan engsel (Gambar 18.1).

a) Balok yang Ditopang Sederhana

Masalah yang paling umum untuk struktur yang ditopang sederhana adalah balok yang terlepas dari dudukannya karena respons longitudinal. Jika gaya seismik pada struktur cukup besar untuk menyebabkan kegagalan bantalan, maka struktur atas menjadi rentan terhadap terlepasnya balok dari dudukannya.



Gambar 18.2 Perbaikan Pelat Engsel Balok Baja.

Ada beberapa cara untuk memperbaiki balok baja yang ditopang sederhana dan/atau balok beton pracetak. Cara yang paling umum dan tradisional adalah dengan menggunakan penahan kabel, karena teori dasarnya sama untuk kedua jenis balok tersebut. Untuk informasi lebih lanjut tentang penahan kabel, lihat Bagian c. Perhatian harus diberikan saat mendesain

kabel agar sebisa mungkin tidak mengganggu jarak vertikal antara balok dan jalan. Perhatikan bahwa solusi perbaikan kabel untuk balok yang ditopang sederhana dapat dikombinasikan dengan perpanjangan dudukan penutup jika perpindahan longitudinal yang diharapkan lebih besar daripada lebar dudukan yang tersedia.

Solusi lain yang mungkin untuk balok baja adalah membuat balok menerus di atas penyangga dengan mengikat bagian tengah balok bersama-sama dengan pelat sambungan (Gambar 18.2). Pelat sambungan harus dirancang untuk menahan geser beban mati terfaktor dengan asumsi balok terlepas dari tempatnya. Pelat sambungan dibaut ke bagian tengah balok dan memiliki lubang berlubang atau berukuran lebih besar untuk memungkinkan pergerakan suhu.

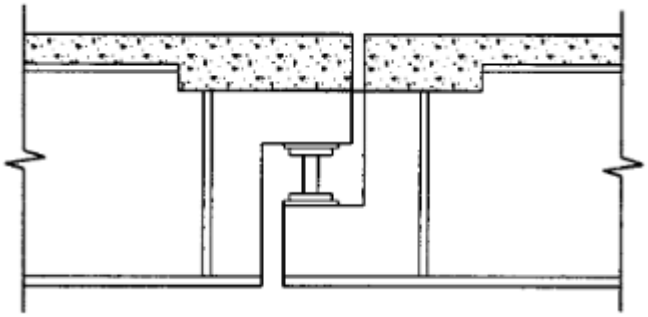
Solusi perbaikan ini biasanya akan berfungsi untuk sebagian besar struktur yang teratur dan lurus, tetapi tidak untuk sebagian besar struktur yang tidak beraturan. Situasi apa pun di mana balok yang berlawanan tidak sejajar tidak akan berhasil. Misalnya, jembatan yang bervariasi lebarnya atau bercabang mungkin memiliki jumlah balok yang berbeda di sisi berlawanan dari engsel. Jembatan yang melengkung mungkin memiliki balok di lokasi yang sama tetapi bengkok satu sama lain. Selain itu, banyak struktur mungkin memiliki batasan fisik seperti utilitas, penguat, diafragma, pengaku, dan lainnya. yang perlu dipindahkan agar strategi ini berhasil.

b) Balok Kontinu dengan Engsel di Dalam Bentang

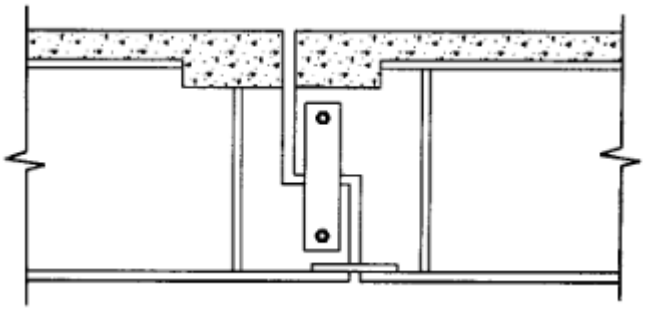
Untuk balok baja kontinu, engsel biasanya ditempatkan di dekat titik momen nol yang kira-kira berada pada 20% dari panjang bentang. Engsel ini dapat berupa tipe dudukan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.3 atau tipe gantungan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.4. Engsel tipe gantungan dirancang untuk beban mati dan beban hidup vertikal. Beban ini biasanya lebih besar daripada gaya yang dapat diberikan pada batang gantungan dari peristiwa gempa longitudinal, dan dengan demikian perbaikan batang gantungan umumnya tidak diperlukan. Engsel tipe gantungan biasanya memiliki ketahanan seismik yang lebih besar daripada engsel tipe dudukan tetapi masih dapat mengalami kerusakan seismik.

Batang gantungan adalah elemen tarik yang rentan terhadap perpindahan transversal diferensial di kedua sisi engsel. Perpindahan diferensial antara balok menyebabkan batang gantungan mengalami lentur ditambah tegangan. Engsel-engsel ini seringkali memiliki batang baja atau sudut yang menekan web yang berlawanan, atau lug yang terpasang pada flensa, yang dirancang untuk menjaga agar balok tetap sejajar secara melintang terhadap gaya angin.

Perangkat ini biasanya tidak memadai secara struktural dan terlalu pendek untuk efektif bahkan dengan guncangan seismik sedang. Pertimbangan harus diberikan untuk menggantinya atau menambahkan penahan melintang tambahan. Penahan silang atau diafragma di kedua sisi engsel mungkin perlu ditingkatkan bersamaan dengan penahan melintang.



Gambar 18.3 Engsel Tipe Dudukan.



Gambar 18.4 Engsel Tipe Gantungan.

Secara umum dapat diasumsikan bahwa setiap engsel tipe dudukan yang digunakan dengan balok baja akan membutuhkan penahan melintang, memanjang, dan vertikal tambahan bahkan di daerah seismik yang cukup parah.

Balok kotak beton kontinu biasanya memiliki engsel tipe di bentang. Dudukan engsel ini biasanya berukuran 150 hingga 200 mm, sementara beberapa bahkan lebih kecil pada banyak jembatan yang lebih tua. Karena kerusakan lokal yang terjadi pada engsel (yaitu, pengelupasan beton, dan lainnya.), panjang dudukan engsel yang sebenarnya tersedia jauh lebih kecil daripada desain aslinya. Oleh karena itu, diperlukan cara untuk menyediakan dudukan engsel yang lebih besar dan/atau mengikat rangka-rangka tersebut bersama-sama.

c) Penahan

Penahan digunakan untuk mengikat rangka bersama-sama, membatasi perpindahan relatif dari rangka ke rangka dan menyediakan jalur beban melintasi sambungan. Tujuan utamanya adalah untuk mencegah rangka jatuh dari penyangganya. Ada dua jenis penahan dasar, kabel dan batang. Pilihan antara kabel dan batang agak sembarangan, tetapi beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan mungkin adalah periode struktur, fleksibilitas, kekuatan engsel/diafragma bengkok, kapasitas tarik struktur atas, dan, sampai batas tertentu, geometri struktur atas.

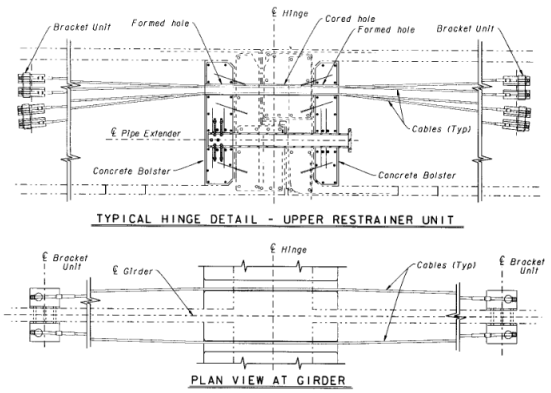
Terdapat berbagai jenis perangkat penahan kabel longitudinal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.5 hingga 18.7. Unit penahan kabel, seperti yang ditunjukkan pada gambar 18.5 dan 18.6 umumnya memiliki keunggulan dibandingkan batang berkekuatan tinggi karena fleksibilitas penggunaannya untuk berbagai jenis struktur atas. Untuk balok yang ditopang

sederhana, kabel dapat diikatkan ke braket yang dipasang di bagian bawah flensa balok dan dililitkan di sekitar penutup lengkung dan diikatkan kembali seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.8. Ini adalah metode yang disukai. Kemungkinan lain adalah mengikatkan kabel ke braket yang dipasang di flensa bawah dan hanya dipasang ke braket yang berlawanan di sisi lain engsel, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.9.

Contoh terakhir umumnya digunakan untuk jembatan yang lebih pendek dengan area dudukan yang lebih besar di penutup lengkung atau dalam situasi di mana jarak bebas vertikal mungkin terbatas. Selain itu, kabel memiliki keuntungan menggunakan berbagai panjang, karena perangkat pengikat dapat dipasang di mana saja di sepanjang balok, baik itu baja atau beton, selain diikatkan ke penutup lengkung terdekat atau sisi berlawanan dari diafragma engsel.

Misalnya, jika penahan relatif pendek, ini dapat memperpendek periode, mungkin meningkatkan permintaan ke rangka jembatan yang berdekatan. Oleh karena itu, untuk contoh ini, mungkin diinginkan untuk memperpanjang penahan dengan menjaga tingkat gaya tetap dalam kapasitas segmen yang berdekatan. Di sisi lain, jika penahan terlalu panjang, maka dapat terjadi pelepasan dudukan, dan diperlukan cara tambahan untuk memperpanjang panjang dudukan.

Batang berkekuatan tinggi adalah pilihan lain untuk membatasi perpindahan longitudinal dan dapat digunakan dengan dudukan pendek tanpa perlu perpanjangan dudukan. Tidak seperti kabel, ketika batang berkekuatan tinggi digunakan, kunci geser atau pipa umumnya digunakan bersamaan karena batang dapat tergeser dengan gerakan transversal pada sambungan engsel. Geometri dapat menjadi faktor pembatas saat menggunakan batang berkekuatan tinggi. Misalnya, jika jembatan balok kotak dangkal, mungkin tidak memungkinkan untuk memasang batang panjang melalui bukaan akses yang sempit. Baik untuk kabel maupun batang, perancang perlu mempertimbangkan simetri saat menempatkan perangkat penahan.



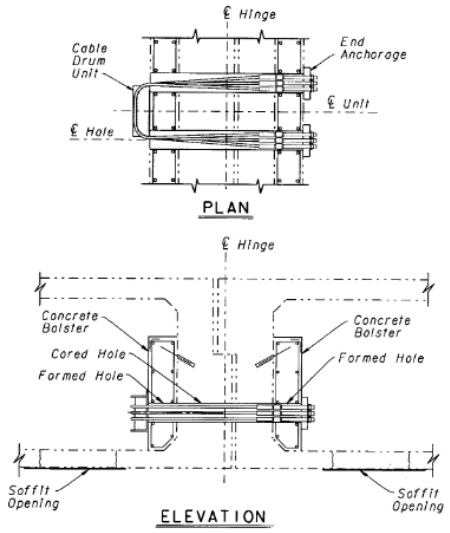
Gambar 18.5 Penahan Engsel Tipe 1.

d) Perpanjangan Dudukan Pipa

Ketika perangkat penahan yang lebih panjang lebih disukai, perpindahan longitudinal yang meningkat akan terjadi dan dapat menyebabkan terlepasnya dudukan. Oleh karena itu,

perlu untuk memasukkan perpanjangan dudukan pipa untuk digunakan bersama dengan penahan yang lebih panjang ketika terlepasnya dudukan akan terjadi. Pipa XX kuat 200 mm (8 inci) digunakan untuk perpanjangan dudukan pipa yang ditempatkan di lubang inti (dan dibentuk) 250 mm (10 inci) (Gambar 18.10). Lubang inti 250 mm memungkinkan pengangkatan vertikal jika bantalan elastomer ada dan penggantian diperlukan setelah bantalan rusak. Perangkat penahan longitudinal (yaitu, kabel dan batang) harus kompatibel dengan regangan defleksi seismik yang dikenakan pada sambungan engsel.

Dengan kata lain, jika penahan longitudinal terlalu pendek, perangkat akan menyerah jauh sebelum perpanjangan dudukan pipa dimobilisasi, sehingga penahan longitudinal dianggap tidak berguna. Untuk membatasi jumlah lubang inti pada diafragma, telah dikembangkan detail untuk menempatkan kabel penahan melalui pipa seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.11. Pipa-pipa tersebut tidak hanya digunakan untuk kapasitas menahan beban vertikal, tetapi juga dapat digunakan dengan sukses sebagai kunci geser transversal.



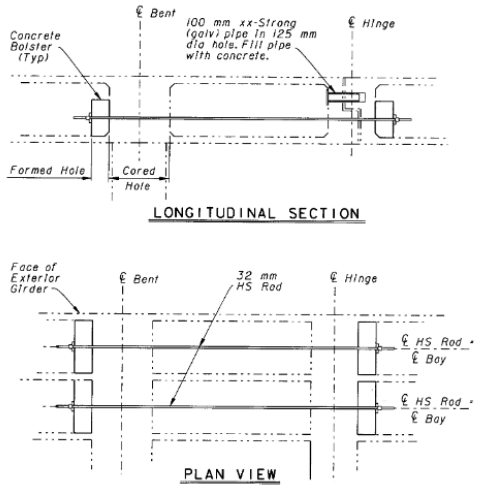
Gambar 18.6 Penahan Engsel C-1.

2. Penguat dan Diafragma Baja

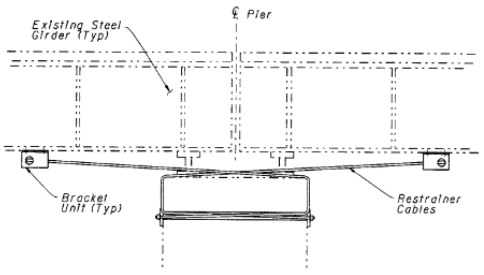
Penguatan lateral antara balok baja biasanya terdiri dari beberapa jenis sistem penguat silang atau diafragma kanal. Sistem penguat lateral ini biasanya dirancang untuk menahan beban angin, beban konstruksi, gaya sentrifugal dari beban hidup, dan beban seismik. Beban seismik yang ditentukan oleh kode lama merupakan sebagian kecil dari beban seismik kode saat ini dan, dalam beberapa kasus, mungkin tidak mengontrol desain penguat. Bahkan, dalam banyak kasus, sistem penguat lateral tidak mampu menahan gaya "peleburan" dari kapasitas daya dukung dan/atau kapasitas kunci geser. Akibatnya, sistem penguat cenderung melengkung dan, jika diafragma kanal tidak memiliki kedalaman penuh balok, web dapat lumpuh. Secara umum, solusi ideal adalah menambahkan rangkaian penguat, pengaku, dan/atau diafragma kanal kedalaman penuh sedekat mungkin dengan bantalan.

Solusi retrofit yang dipilih akan bergantung pada batasan ruang. Penyangga atau diafragma baru harus ditempatkan sedemikian rupa sehingga tidak mengganggu penyangga, utilitas, penguat, penahan kabel yang sudah ada, dan untuk memberikan akses yang cukup bagi teknisi perawatan untuk memeriksa bantalan. Penyangga miring semakin memperumit keterbatasan ruang. Saat memilih solusi perbaikan, insinyur harus mengingat bahwa perbaikan akan dilakukan saat struktur masih dilalui lalu lintas. Tegangan pada elemen penyangga cenderung bersiklus di bawah beban hidup, yang menyulitkan insinyur untuk menilai tegangan elemen yang sebenarnya. Akibatnya, solusi perbaikan apa pun yang memerlukan pelepasan dan penggantian elemen yang sudah ada tidak disarankan.

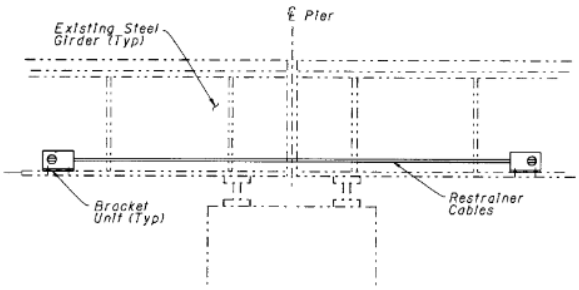
Selain itu, pertimbangan yang cermat harus diberikan pada sambungan baut versus sambungan las. Seperti yang telah disebutkan sebelumnya, struktur berada di bawah beban hidup selama operasi perbaikan dan dengan demikian elemen-elemen tersebut mengalami tegangan siklik. Mungkin sulit untuk mencapai pengelasan berkualitas baik saat menyambungkan ke elemen yang terus bergerak. Jika sambungan baut digunakan, sebaiknya pilih sambungan tumpuan ujung daripada sambungan gesekan. Sambungan gesekan memiliki persyaratan persiapan permukaan yang lebih ketat yang sulit dan mahal untuk dicapai di lapangan, seperti halnya dengan cat berbasis timbal.



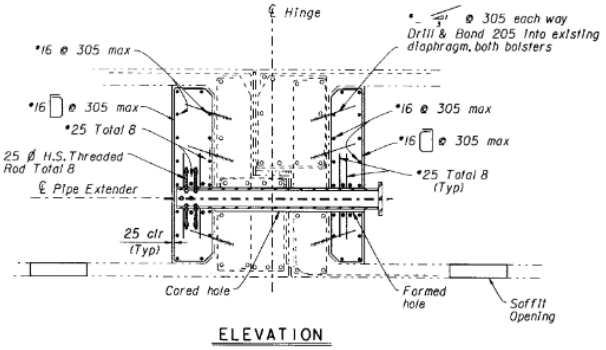
Gambar 18.7 Penahan Batang HS.



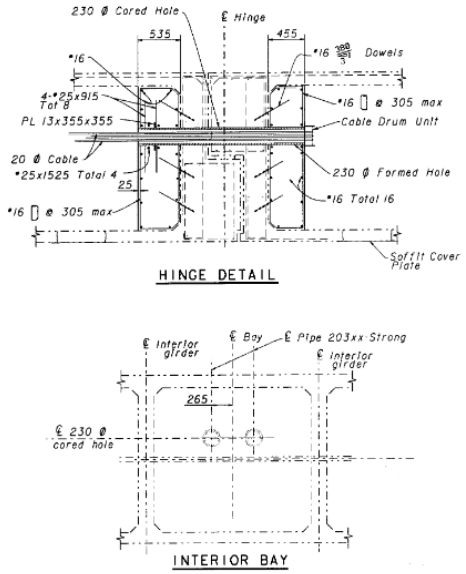
Gambar 18.8 Penahan Kabel Melalui Tutup Bengkok.



Gambar 18.9 Penahan Kabel Antar Balok.



Gambar 18.10 Perpanjangan Dudukan Pipa.



Gambar 18.11 Penahan/Perpanjangan Dudukan Pipa.

3. Balok Tepi Beton

Balok tepi digunakan untuk meningkatkan kapasitas longitudinal jembatan beton. Balok-balok ini menghubungkan tiang-tiang yang berurutan di luar struktur kotak yang ada. Di Amerika Serikat, balok tepi telah digunakan untuk memperkuat struktur dua tingkat dengan penopang panjang.

Pada struktur jembatan satu tingkat, penopang rentan terhadap torsi di bawah eksitasi longitudinal. Dua alternatif perbaikan dimungkinkan. Alternatif pertama adalah memperkuat tutup penopang sambil mempertahankan kekakuan torsi dan lentur pada bagian atas kolom. Alternatif kedua adalah memasang pin pada bagian atas kolom; sehingga mengurangi beban torsi pada tutup penopang yang rentan. Dengan menggunakan alternatif kedua, kekakuan bagian bawah kolom perlu dipastikan melalui perbaikan pondasi penuh.

Pada struktur dua tingkat, penyambungan antara penutup penopang tingkat bawah dan kolom tidak mungkin dilakukan karena kekakuan di lokasi tersebut diperlukan untuk memberikan dukungan lateral pada dek atas. Dalam situasi di mana dek bawah ditopang oleh penutup penopang yang panjang, pelunakan torsi pada penopang tersebut dapat menyebabkan hilangnya pengekangan lateral untuk kolom dek atas. Kelemahan ini dapat diatasi dengan menggunakan balok tepi untuk memberikan pengekangan lateral longitudinal. Balok tepi harus kaku dan cukup kuat untuk memastikan pembentukan sendi plastis pada kolom dan mengurangi beban torsi pada penutup penopang dek bawah.

18.4 PERBAIKAN STRUKTUR BAWAH

Sebagian besar kerusakan akibat gempa bumi pada struktur jembatan terjadi pada struktur bawah. Ada banyak jenis skema perbaikan untuk meningkatkan kapasitas seismik jembatan yang ada dan tidak ada satu skema pun yang lebih tepat daripada yang lain. Salah satu jenis skema perbaikan mungkin adalah dengan membungkus kolom dan menambahkan lapisan pada pondasi. Yang lain mungkin adalah dengan menarik gaya ke abutmen dan keluar dari kolom dan pondasi. Berikut beberapa konsep berbeda untuk meningkatkan kapasitas masing-masing elemen struktur bawah.

1. Kolom Beton

Kolom jembatan yang dibangun di Amerika Serikat sebelum tahun 1971 umumnya kurang dalam hal kekuatan geser, lentur, dan/atau pengekangan lateral. Tulangan geser yang digunakan biasanya adalah batang #13 dengan jarak 300 mm (batang #4 dengan jarak 12 inci) untuk seluruh panjang kolom termasuk daerah yang berpotensi mengalami pembentukan sendi plastis. Biasanya, pondasi dibangun dengan pasak pondasi, atau batang awal, dengan tulangan kolom memanjang yang disambungkan ke pasak tersebut.

Saat tingkat gaya pada kolom mendekati titik leleh, sambungan tumpang tindih mulai bergeser. Pada awal terjadinya leleh, sambungan tumpang tindih berubah menjadi kondisi tipe pin dan dalam beberapa siklus pertama lentur inelastis, kapasitas menahan beban menurun secara signifikan. Kondisi ini dapat digunakan untuk memungkinkan terbentuknya "pin" dan menghindari perbaikan pondasi yang mahal. Berbagai metode telah berhasil digunakan untuk meningkatkan kapasitas geser dan daktilitas dengan meningkatkan pengekangan lateral zona sendi plastis untuk kolom jembatan dengan detail tulangan transversal yang buruk. Berikut adalah daftar berbagai jenis ini dan kelebihan dan/atau kekurangannya.

a) Selubung Kolom

Teori di balik semua jenis selubung kolom yang tercantum di bawah ini adalah untuk meningkatkan daktilitas, geser, dan/atau kapasitas lentur kolom beton bertulang yang ada dan,

dalam beberapa kasus, untuk membatasi regangan dilatasi radial di dalam zona sendi plastis. Karena detail sambungan tumpang tindih yang digunakan pada kolom lama, salah satu masalah yang dihadapi dalam perbaikan kolom adalah mempertahankan kekakuan di dasar kolom. Tekanan penahan lateral yang dihasilkan oleh selubung mampu membatasi regangan dilatasi radial kolom, cukup untuk "menjepit" sambungan bersama-sama, mencegah terjadinya selip. Pengujian telah menunjukkan bahwa dengan membatasi regangan dilatasi radial hingga kurang dari 0,001, sambungan tumpang tindih akan tetap terpasang dan mampu mengembangkan kapasitas momen plastis penuh dari penampang. Berbeda dengan membatasi regangan radial adalah dengan membiarkan regangan ini terjadi (yaitu, regangan dilatasi radial lebih besar dari 0,001) memungkinkan terbentuknya "pin" sambil memberikan penahanan yang memadai di seluruh wilayah sendi plastis.

Selubung Baja

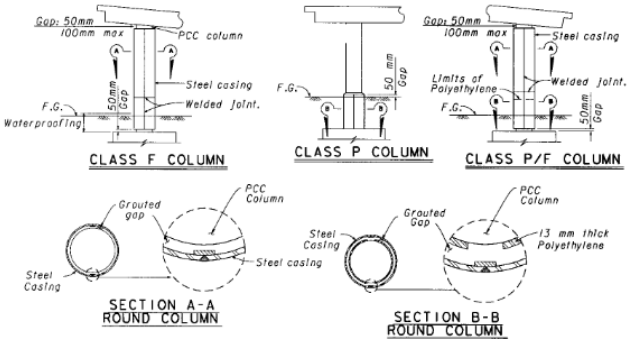
Terdapat tiga jenis skema perbaikan yang saat ini digunakan untuk memperbaiki masalah kolom yang ada melalui penggunaan selubung baja. Jenis pertama biasanya dikenal sebagai jenis perbaikan selubung kolom kelas F, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.12. Jenis selubung ini diisi penuh dengan grouting dan ditempatkan sepanjang tinggi kolom. Ini terutama digunakan untuk kolom yang kekurangan geser dan lentur. Ini akan membatasi regangan dilatasi radial hingga kurang dari 0,001, secara efektif memperbaiki sambungan tumpang tindih agar tidak bergeser.

Tekanan penahan lateral untuk desain diambil sebagai 2,068 MPa (300 psi) dan, ketika dihitung untuk selubung baja setebal 13 mm dengan baja A36, setara dengan batang #25 (#8) dengan jarak sekitar 38 mm. Oleh karena itu, dapat dilihat bahwa penahanan, serta geser, sangat ditingkatkan. Rasio daktilitas perpindahan yang diizinkan untuk selubung kolom kelas F biasanya 6, dengan kemungkinan hingga 8 di lokasi tertentu. Telah diuji jauh melampaui kisaran ini; namun, rasio daktilitas yang diizinkan dikurangi untuk mencegah keretakan pada batang longitudinal dan juga untuk membatasi tingkat beban pada pondasi.

Jenis selubung kedua adalah tipe kelas P dan hanya merupakan selubung dengan tinggi sebagian; oleh karena itu, selubung ini tidak membantu kolom yang kekurangan geser. Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 18.12, perbedaan utama antara selubung kolom tipe kelas F dan kelas P adalah lapisan polietilen di antara adukan semen dan kolom. Ini akan memungkinkan kolom untuk mengembang ke luar, memungkinkan regangan melebihi 0,001, membentuk pin di dasar kolom. Perlu dicatat bahwa selubung masih diperlukan dalam kondisi ini untuk membantu menahan kolom. Batas perbaikan jenis ini biasanya diambil sebagai 1,5 kali diameter kolom atau hingga momen maksimum telah berkurang menjadi 75%.

Tipe ketiga dari selubung kolom baja merupakan kombinasi dari dua tipe pertama dan, oleh karena itu, dikenal sebagai kelas P/F, seperti yang juga ditunjukkan pada Gambar 18.12. Penggunaannya sama seperti selubung kelas P, tetapi untuk kolom dengan kekurangan geser. Semua selubung ini dapat berbentuk lingkaran (untuk kolom lingkaran atau persegi) atau lonjong (untuk kolom persegi panjang). Jika kolom persegi panjang hanya kekurangan geser, terkadang diperbolehkan menggunakan pelat baja datar jika jarak horizontal terbatas dan tidak memungkinkan untuk memasang kolom lonjong. Untuk tujuan estetika, selubung kelas

P dapat diperpanjang hingga ketinggian penuh di area yang sangat terlihat. Akan terlihat kurang estetis jika selubung lonjong hanya sebagian tingginya. Penting untuk disebutkan bahwa tujuan celah 50 mm di ujung kolom adalah untuk mencegah selubung menekan elemen pendukung yang bertindak sebagai tulangan tekan, sehingga meningkatkan kapasitas lentur kolom. Hal ini berpotensi meningkatkan momen dan geser ke pondasi dan/atau penutup tiang di bawah beban seismik yang besar.



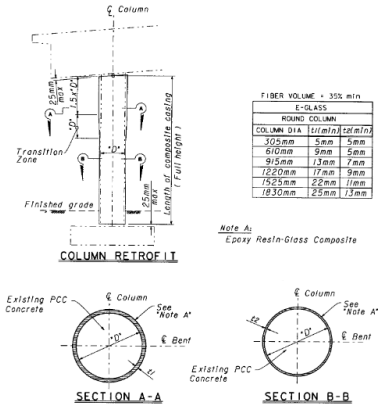
Gambar 18.12 Selubung Kolom Baja.

Selubung Beton

Saat melakukan perbaikan pada kolom yang bentuknya tidak biasa tanpa mengubah fitur estetika geometri kolom, selubung beton dapat dipertimbangkan sebagai alternatif. Kolom yang ada diperbaiki dengan memasang lingkaran di sekitar bagian luar kolom, kemudian mengebor dan mengikat batang ke dalam kolom untuk membungkus lingkaran tersebut. Tulangan kemudian dibungkus dengan beton, sehingga mempertahankan bentuk asli kolom. Desain jaket beton mengikuti persyaratan kolom baru. Meskipun metode ini meningkatkan kapasitas geser dan lentur kolom dan memberikan pengekangan tambahan tanpa mengorbankan estetika, metode ini membutuhkan banyak tenaga kerja dan oleh karena itu dapat mahal.

Selubung Komposit Canggih

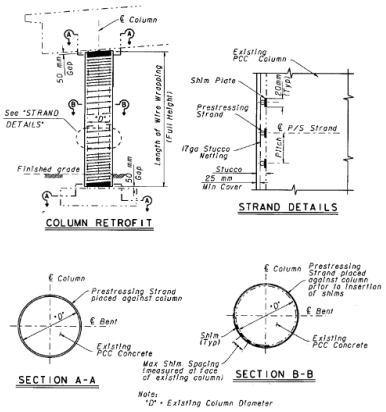
Baru-baru ini, telah ada penelitian dan pengembangan yang signifikan menggunakan komposit canggih dalam desain dan perbaikan jembatan. Mirip dengan selubung baja, selubung komposit canggih meningkatkan pengekangan dan kapasitas geser kolom jembatan beton yang ada. Jenis perbaikan kolom ini telah terbukti kompetitif dengan selubung baja dalam meningkatkan kapasitas geser kolom dan juga dapat memberikan cara ekonomis untuk memperkuat kolom jembatan (Gambar 18.13). Namun, saat ini, material komposit tidak ekonomis jika membatasi slip sambungan tumpang tindih di dalam zona engsel plastis yang diharapkan. Keuntungan menggunakan beberapa jenis selubung komposit adalah material tersebut dapat dililitkan ke kolom tanpa mengubah bentuk geometrisnya. Hal ini penting jika estetika menjadi pertimbangan atau jarak bebas lateral di jalan terbatas.



Gambar 18.13 Selubung Kolom Komposit Canggih.

Selubung Pembungkus Kawat

Jenis sistem lain yang baru-baru ini disetujui oleh Departemen Transportasi California adalah sistem "pembungkus kawat". Sistem ini terdiri dari untaian prategang yang dibungkus secara manual ke kolom; kemudian baji ditempatkan di antara untaian dan kolom, secara efektif memberi prategang pada untaian dan secara aktif menahan kolom, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.14. Keuntungan dari jenis sistem ini adalah, seperti komposit canggih, sistem ini dapat dibungkus ke kolom apa pun tanpa mengubah bentuk geometrisnya. Kerugian utamanya adalah sistem ini membutuhkan banyak tenaga kerja dan saat ini hanya dapat diterapkan pada kolom melingkar.



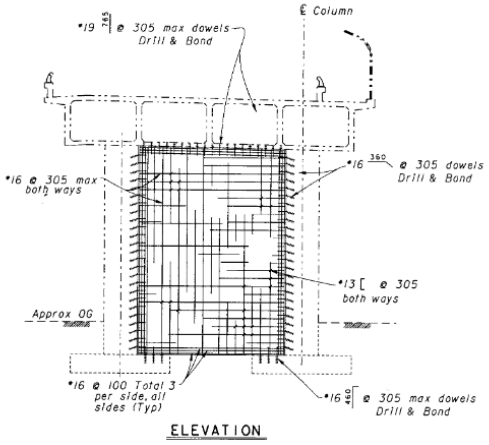
Gambar 18.14 Pembungkus Kawat Kolom.

b) Dinding Pengisi

Dinding pengisi beton bertulang juga dapat digunakan sebagai alternatif untuk rangka jembatan multi-kolom, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.15. Hal ini memiliki dua keuntungan yang berbeda: meningkatkan kapasitas kolom dalam arah melintang dan membatasi perpindahan melintang.

Dengan membatasi perpindahan secara transversal, potensi pembentukan sendi plastis pada kepala tiang jembatan dihilangkan. Oleh karena itu, biaya mungkin terbukti lebih rendah daripada beberapa alternatif perbaikan lain yang disebutkan sebelumnya. Penting

untuk dicatat bahwa dinding pengisi tidak efektif dalam kapasitas longitudinal tiang jembatan dengan sedikit atau tanpa kemiringan.



Gambar 18.15 Dinding Pengisi.

c) Balok Penghubung

Balok penghubung digunakan untuk meningkatkan kapasitas transversal dari rangka beton. Penempatan balok penghubung di atas ketinggian tertentu di atas permukaan tanah menentukan fungsinya. Balok penghubung dapat ditempatkan tepat di bawah permukaan bawah dan bertindak sebagai pengganti penutup rangka yang ada yang kurang memadai. Fungsi utama balok penghubung jenis ini adalah untuk melindungi struktur atas yang ada dan mencegah pembentukan engsel pada kolom.

Dalam kasus lain, balok penghubung ditempatkan di suatu tempat antara permukaan tanah dan permukaan bawah untuk menyesuaikan kekakuan transversal dari rangka tertentu. Jenis perbaikan ini dapat ditemui dalam situasi di mana struktur atas kotak ditopang oleh rangka dengan kekakuan yang sangat tidak sama. Dalam hal ini, pusat massa dan pusat kekakuan struktur lebih jauh terpisah. Eksentrisitas ini menyebabkan perpindahan tambahan pada rangka luar yang dapat menyebabkan tuntutan daktilitas terkonsentrasi yang parah hanya pada beberapa rangka jembatan yang bersangkutan.

Perilaku ini umumnya tidak disukai pada struktur tahan gempa dan penggunaan balok penghubung dalam kasus ini dapat mengurangi eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan. Penyesuaian struktural ini penting dalam mendistribusikan secara merata dan mengurangi tuntutan daktilitas bersih pada semua kolom jembatan yang telah diretrofit.

2. Dinding Pilar

Hingga baru-baru ini, dinding pilar dianggap lebih rentan terhadap serangan seismik daripada kolom. Namun, penelitian ekstensif yang dilakukan di Universitas California, Irvine telah membuktikan sebaliknya. Meskipun demikian, dinding pilar bukannya tanpa masalah. Detailnya meliputi pengekangan yang buruk dan sambungan tumpang tindih, mirip dengan kolom jembatan sebelum tahun 1971. Dinding pilar biasanya dirancang dan dianalisis sebagai dinding geser di sekitar sumbu kuat dan sebagai kolom di sekitar sumbu lemah. Kekuatan geser

dinding pilar pada arah kuat biasanya tidak menjadi masalah dan dapat diharapkan tegangan geser sekitar $0{,}25\sqrt{f_c'}$ (MPa).

Untuk arah lemah, rasio daktilitas perpindahan permintaan yang diizinkan pada dinding pilar yang ada adalah 4,0. Mirip dengan kolom, banyak dinding pilar lama juga dibangun dengan sambungan tumpang tindih di bagian bawah. Jika sambungan tumpang tindih cukup panjang, kekakuan akan dipertahankan dan momen plastis penuh dapat dikembangkan. Pengujian yang dilakukan di Universitas California, Irvine, menunjukkan bahwa sambungan tumpang tindih dengan diameter 28 kali diameter batang longitudinal sudah memadai.

Namun, detail sambungan tumpang tindih dengan diameter batang sekecil 16 kali akan berperilaku sama seperti kolom dengan sambungan tumpang tindih yang tidak memadai dan dapat tergelincir, membentuk kondisi pin. Karena fleksibilitas inheren dinding pilar di sekitar sumbu lemahnya, metode perbaikan untuk jenis sambungan tumpang tindih ini adalah pelat dengan tinggi dua kali panjang sambungan, ditempatkan di bagian bawah dinding. Ketebalan pelat tidak sepenting jarak baut. Umumnya direkomendasikan agar pelat setebal 25 mm dengan jarak baut sama dengan jarak tulangan utama, hanya berselang-seling (tidak melebihi sekitar 355 mm). Jika diperlukan pengekangan tambahan untuk sambungan tumpang tindih yang lebih panjang, tinggi pelat dapat sama dengan panjang sambungan tumpang tindih.

3. Rangka Baja

Sebagian besar rangka baja yang ditemukan di jembatan-jembatan tua pada umumnya dapat dibagi menjadi dua kelompok. Satu kelompok berisi rangka jembatan yang biasanya ditemukan pada jembatan yang membentang di atas ngarai, dan kelompok kedua berisi kolom baja rakitan penampang terbuka. Kolom rakitan biasanya berbentuk I yang terdiri dari sudut dan pelat yang dibaut atau dipaku bersama. Kelompok kedua sering ditemukan pada jembatan kecil atau viaduk layang.

Rangka jembatan baja umumnya ditopang pada alas yang bertumpu pada batuan atau fondasi yang relatif padat. Secara umum, anggota rangka pada rangka ini memiliki rasio kelangsingan yang sangat besar yang menyebabkan tekuk elastis yang sangat dini di bawah beban gempa berkekuatan rendah. Perbaikan rangka jenis ini pada dasarnya terdiri dari menyeimbangkan antara penguatan anggota dan peningkatan kapasitas tarik fondasi serta menjaga kapasitas sambungan lebih besar daripada kapasitas anggota. Dalam banyak situasi, perbaikan fondasi tidak diperlukan jika tinggi rangka tidak besar dan perilaku goyang rangka yang stabil dapat dicapai. Penguatan anggota dapat diperoleh dengan meningkatkan luas penampang anggota rangka atau mengurangi panjang anggota yang tidak ditopang.

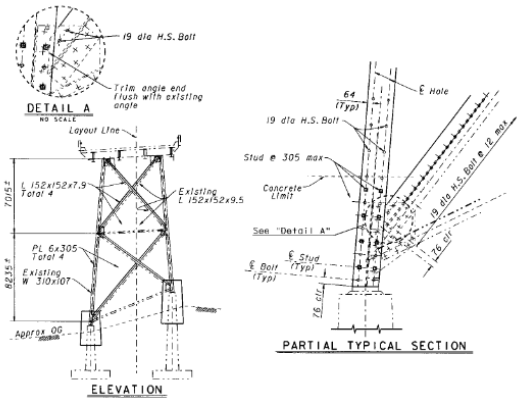
Gambar 18.16 menunjukkan perbaikan jembatan Castro Canyon di Monterey County, California. Perbaikan tiang penyangga terdiri dari penguatan elemen dan penambahan blok beton bertulang di sekitar sambungan tiang penyangga ke tumpuan. Pada jembatan ini, tumpuan tertanam dalam di tanah yang menambah kapasitas daya angkat pondasi.

Untuk tiang penyangga jembatan yang sangat tinggi (misalnya, setinggi 30 m), pengikat pondasi, selain penguatan elemen, mungkin diperlukan untuk menahan momen guling yang besar. Baut jangkar untuk pelat dasar yang ditopang di atas tumpuan biasanya kurang

memadai. Penggantian baut lama ini dengan baut berkekuatan tinggi atau penambahan baut baru dapat dilakukan untuk memastikan sambungan yang memadai yang mampu mengembangkan kekuatan tarik dan geser. Penambahan baut baru dapat dicapai dengan melubangi pelat dasar dan tumpuan yang ada atau dengan memperbesar tumpuan dengan jaket beton yang mengelilingi baut perimeter. Penggunaan baut jangkar berselubung diinginkan untuk menimbulkan fleksibilitas pada sambungan dasar.

Kelompok kedua dari rangka baja berisi kolom rakitan penampang terbuka. Anggota ini dapat mengalami kegagalan karena leleh, tekuk lokal, atau tekuk torsi lateral. Untuk anggota yang memiliki penampang berbentuk □ tunggal, tekuk torsi lateral biasanya menjadi penyebab utama. Perbaikan kolom jenis ini terdiri dari menutup penampang dengan memasang profil kanal ke flensa menggunakan baut. Gambar 18.17 menunjukkan jenis perbaikan ini. Pemasangan profil kanal ini dimungkinkan dengan menyediakan akses melalui lubang berlubang. Lubang-lubang ini kemudian ditutup dengan pelat las titik atau dibiarkan terbuka. Untuk anggota yang lebih besar dengan penampang terbuka seperti yang terlihat pada Gambar 18.18, perbaikan terdiri dari mengubah penampang yang ada menjadi penampang kotak multisel.

Perilaku seismik kotak multisel jauh lebih unggul daripada penampang terbuka kotak tunggal. Keunggulan ini meliputi ketahanan torsi yang lebih baik dan perilaku postelastis yang lebih ulet. Pada kotak multisel, pelat luar menahan deformasi terbesar. Hal ini memungkinkan pelat dalam tetap elastis untuk menahan beban gravitasi dan mencegah keruntuhan selama gempa bumi. Untuk mempertahankan jalur beban yang memadai, sambungan dasar kolom dan pondasi pendukung harus diperkuat untuk memastikan terbentuknya sendi plastis tepat di atas sambungan dasar. Hal ini memerlukan penyediaan struktur kisi pada dasar kolom seperti yang terlihat pada Gambar 18.18 dan penguatan pondasi untuk memastikan jalur beban yang lengkap.



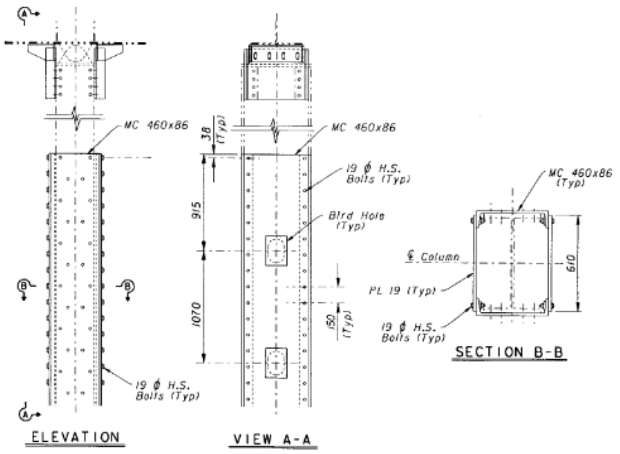
Gambar 18.16 Perbaikan Jembatan Layang Yang Bengkok.

4. Perbaikan Bantalan

Bantalan jembatan secara historis merupakan salah satu komponen yang paling rentan dalam menahan gempa bumi. Bantalan rocker baja khususnya memiliki kinerja yang buruk dan telah rusak oleh guncangan seismik yang relatif kecil. Penggantian semua jenis bantalan harus

dipertimbangkan jika kegagalan akan mengakibatkan runtuhnya struktur atas. Perbaikan bantalan umumnya terdiri dari penggantian bantalan tipe rocker baja dengan bantalan elastomer. Dalam beberapa kasus, di mana tingkat kemampuan layanan yang lebih tinggi diperlukan, bantalan isolasi dasar dapat digunakan sebagai pengganti bantalan baja.

Untuk informasi lebih lanjut tentang isolasi dasar, lihat pembahasan rinci di Bab 16. Bantalan elastomer lebih disukai daripada rocker baja karena dek jembatan hanya akan sedikit turun ketika bantalan gagal, sedangkan dek akan turun beberapa inci ketika rocker gagal. Bantalan elastomer juga memiliki efek isolasi dasar yang lebih besar daripada rocker baja. Kedua jenis bantalan mungkin memerlukan penangkap, perpanjangan dudukan, atau cara lain untuk memberikan dukungan tambahan untuk mencegah hilangnya bentang. Meskipun bantalan elastomer berkinerja lebih baik daripada rocker baja, biasanya dapat diterima untuk membiarkan rocker yang ada tetap di tempatnya karena penggantian bantalan lebih mahal daripada memasang penahan untuk mencegah keruntuhan selama gempa bumi.



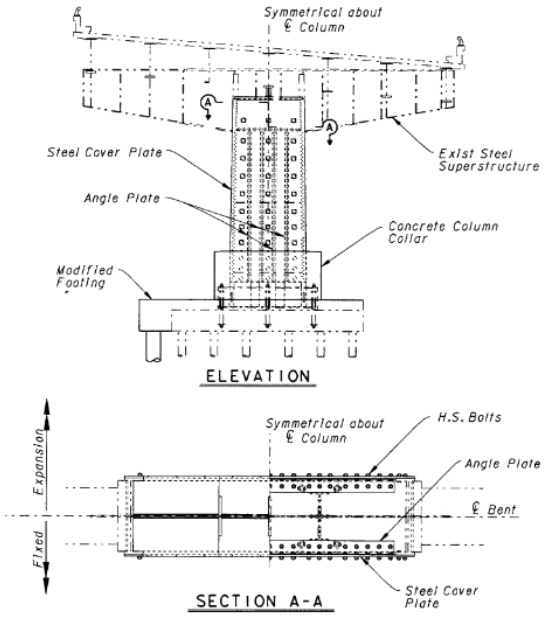
Gambar 18.17 Perbaikan Kolom Baja Berbentuk I.

5. Perbaikan Kunci Geser

Insinyur perlu mempertimbangkan konsekuensi dari perbaikan kunci geser. Kunci geser yang ada mungkin telah dirancang untuk "melebur" pada tingkat gaya tertentu. Peleburan ini akan membatasi jumlah gaya yang ditransmisikan ke substruktur. Dengan demikian, jika kunci geser diperbaiki dan dirancang agar cukup kuat untuk mengembangkan kapasitas plastis substruktur, ini mungkin memerlukan perbaikan substruktur yang lebih mahal. Dalam banyak kasus, masuk akal untuk membiarkan kunci tersebut gagal untuk membatasi gaya ke substruktur dan secara efektif mengisolasi superstruktur.

Perhatikan juga bahwa perbaikan sistem penguat lateral superstruktur juga harus ditingkatkan untuk menangani peningkatan gaya dari perbaikan kunci geser. Dalam banyak kasus, gaya lebur dari kunci geser yang ada cukup besar sehingga memerlukan perbaikan struktur bawah. Dalam situasi ini, kunci geser baru atau yang dimodifikasi perlu dibangun agar kompatibel dengan kapasitas plastis struktur bawah yang telah diperbaiki. Ada situasi lain yang mungkin memerlukan perbaikan kunci geser.

Pergerakan melintang mungkin cukup besar sehingga balok luar bergeser melewati tepi penutup balok dan kehilangan dukungan vertikal. Untuk jembatan multi-balok, kemungkinan sisi jembatan akan rusak parah dan penggunaan bahu jalan atau lajur akan hilang, tetapi lalu lintas dapat dialihkan melalui sebagian jembatan dengan sedikit atau tanpa perbaikan darurat. Ini dianggap sebagai risiko yang dapat diterima. Di sisi lain, jika struktur atas jembatan dua atau tiga balok bergeser secara melintang sehingga satu baris balok kehilangan dukungannya, seluruh jembatan dapat runtuh. Penahan melintang yang memadai, biasanya dalam bentuk kunci geser, harus disediakan.



Gambar 18.18 Perbaikan Kolom Baja Penampang Terbuka.

6. Perbaikan Balok Penutup

Terdapat beberapa potensi mode kegagalan yang terkait dengan balok penutup. Tergantung pada jenis balok penutup, kerentanan ini dapat mencakup kegagalan tumpuan, kegagalan kunci geser, lebar dudukan yang tidak memadai, dan kegagalan balok penutup. Tabel 18.3 mencantumkan beberapa jenis balok penutup dan potensi kerentanan yang terkait.
Mode kegagalan balok penutup dapat mencakup lentur, geser, torsi, dan geser sambungan. Sebelum gempa Loma Prieta tahun 1989, California, sangat sedikit penekanan yang diberikan pada detail penguatan balok penutup untuk beban seismik lateral di sekitar kolom.

Akibatnya, balok penutup yang ditopang oleh beberapa kolom tidak dirancang dan didetailkan untuk menangani peningkatan momen dan tuntutan geser yang dihasilkan dari aksi rangka transversal lateral. Selain itu, sambungan balok-kolom biasanya tidak mampu mengembangkan kapasitas plastis kolom dan karenanya gagal dalam geser sambungan. Untuk balok penutup yang ditopang oleh kolom tunggal, meskipun tidak memiliki aksi rangka dalam arah transversal dan tidak dikenai tuntutan momen dan geser yang merupakan tambahan dari beban vertikal terfaktor, geser sambungan tetap harus dipertimbangkan sebagai akibat dari respons seismik longitudinal. Dalam situasi ini, perbaikan struktur atas tidak umum karena

balok kolom tunggal biasanya dipasang pada pondasi dan kekakuan di bagian atas kolom tidak diperlukan.

Tabel 18.3 Potensi Kerentanan Tutup Bengkok

Tipe Pilar	Perletakan	Kunci Geser	Lebar Dudukan	Kepala Balok				
				Momen	Geser	Torsi	Geser Sambungan	Sambungan Baut
Beton (terputus) — satu kolom	x	x	x				x	
Beton (terputus) — banyak kolom	x	x	x	x	x		x	
Beton integral — satu kolom							x	
Beton integral — banyak kolom				x	x	x	x	
T-Terbalik (sendi beban mati) — satu kolom		x					x	
T-Terbalik (sendi beban mati) — banyak kolom		x					x	
T-Terbalik (sendi beban mati & hidup) — satu kolom	x	x	x				x	
T-Terbalik (sendi beban mati & hidup) — banyak kolom	x	x	x	x	x	x	x	
Kepala baja — satu kolom	x	x	x					x
Kepala baja — banyak kolom	x	x	x					x
Pilar *outrigger* integral						x	x	
Pilar C integral						x	x	

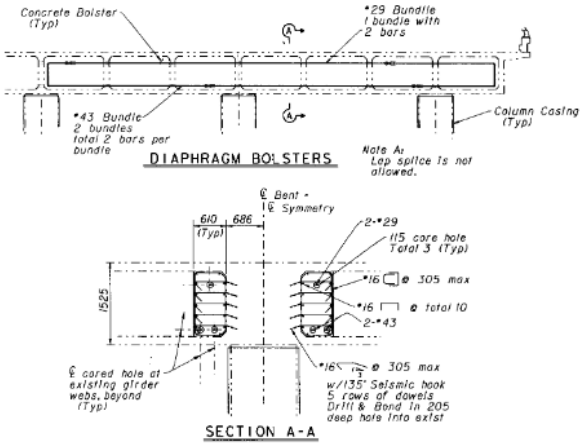
Solusi perbaikan yang mengatasi kekurangan momen dan geser biasanya mencakup penambahan bantalan pada penutup yang ada (Gambar 18.19). Baja momen negatif dan positif tambahan dapat ditempatkan pada permukaan atas dan bawah bantalan sesuai kebutuhan untuk memaksa pembentukan sendi plastis pada kolom.

Bantalan ini juga akan berisi sengkang geser tambahan dan pasak baja untuk memastikan ikatan yang baik dengan penutup yang ada untuk aksi komposit. Prategang juga dapat disertakan dalam bantalan. Bahkan, prategang telah terbukti sebagai metode yang efektif untuk meningkatkan kapasitas momen, geser, dan geser sambungan penutup yang ada. Hal ini terutama berlaku untuk balok penutup yang menyatu dengan struktur atas.

Pertimbangan khusus harus diberikan pada detail bantalan. Insinyur perlu mempertimbangkan panjang kait batang dan jari-jari tekukan untuk memastikan bahwa sengkang akan pas ke dalam bantalan. Meskipun filosofinya adalah menjaga agar struktur atas tetap elastis dan menanggung semua aksi inelastis pada kolom, secara realistis, balok penutup akan mengalami penetrasi leleh. Dengan demikian, bantalan baru harus dirinci untuk memberikan pengekangan yang memadai untuk penutup guna menjamin perilaku daktil. Ini menunjukkan bahwa bantalan tidak boleh hanya dipasang dengan pasak pada balok penutup yang sudah ada.

Harus ada sambungan kontinu atau positif antara bantalan melalui penutup yang sudah ada. Ini dapat dicapai dengan melubangi penutup yang sudah ada. Pola lubang harus dibuat agar tidak mengenai baja atas dan bawah penutup yang sudah ada. Umumnya sulit untuk tidak mengenai sengkang geser yang sudah ada, sehingga insinyur harus konservatif saat mendesain sengkang baru dengan tidak bergantung pada baja geser yang sudah ada. Baja yang melewati penutup yang ada yang menghubungkan bantalan baru dapat berupa sengkang kontinu atau batang berkekuatan tinggi yang mungkin atau mungkin tidak diberi prategang.

Perbaikan penutup jauh lebih mudah dengan penutup yang terbuka tetapi dapat dilakukan dengan penutup integral. Untuk menambahkan prategang atau baja positif dan negatif baru dan untuk menambahkan pasak untuk memastikan bahwa bantalan di bentang yang berdekatan kontinu atau monolitik, balok yang ada harus dilubangi. Perhatian harus diberikan untuk menghindari baja balok utama dan/atau baja prategang.



Gambar 18.19 Perbaikan Tutup Yang Bengkok.

Torsi harus diselidiki dalam situasi di mana struktur atas, balok penutup, dan kolom bersifat monolitik. Dalam situasi ini, beban longitudinal ditransfer dari struktur atas ke kolom melalui torsi balok penutup. Struktur atas yang ditopang pada balok penutup dengan bantalan cenderung tidak menyebabkan masalah torsi. Torsi terutama menjadi masalah pada penopang yang terhubung ke kolom dengan ujung atas yang terpasang tetap.

Namun, torsi juga dapat terjadi pada balok penutup yang bengkok yang rentan terhadap pelunakan akibat perpindahan longitudinal. Pelunakan ini dimulai ketika tulangan longitudinal atas atau terutama bawah pada struktur atas tidak cukup untuk menahan tuntutan lentur akibat momen plastis kolom yang diterapkan. Solusi perbaikan harus memastikan kekuatan elemen yang memadai di sepanjang jalur beban dari struktur atas ke fondasi kolom.

Secara umum, filosofi desain seismik adalah memaksa kolom untuk meleleh di bawah beban gempa. Dalam kasus penopang, kapasitas leleh nominal torsi balok penutup harus lebih besar daripada kapasitas momen plastis lentur kolom. Tulangan torsi harus disediakan sebagai tambahan tulangan yang diperlukan untuk menahan gaya geser, lentur, dan aksial. Tulangan torsi terdiri dari sengkang tertutup, pengikat tertutup, atau spiral yang dikombinasikan dengan tulangan transversal untuk geser, dan batang longitudinal yang dikombinasikan dengan tulangan lentur. Sengkang sambungan tumpang tindih dianggap tidak efektif pada penopang, yang menyebabkan kegagalan torsi prematur.

Dalam kasus seperti itu, sengkang tertutup tidak boleh terdiri dari pasangan sengkang U yang saling tumpang tindih. Jika perlu, sambungan mekanis atau pengelasan harus digunakan untuk mengembangkan kapasitas penuh batang torsi. Ketika pembentukan sendi

plastis tidak dapat dihindari pada struktur atas, beton harus dianggap tidak efektif dalam menahan geser atau torsi apa pun. Terlepas dari di mana pembentukan sendi plastis terjadi, penopang harus dirancang sedemikian rupa sehingga momen torsi maksimum tidak melebihi empat kali torsi retak. Prategang tidak boleh dianggap efektif dalam torsi kecuali diikat pada elemen.

Namun, tulangan yang tidak diikat dapat digunakan untuk memasok beban aksial untuk memenuhi kebutuhan gesekan geser untuk menghubungkan kepala penopang ke kolom dan struktur atas. Tendon terikat tidak boleh ditentukan pada bagian penutup di mana akan terjadi peleburan torsi. Perancang harus mempertimbangkan efek beban aksial pada penutup akibat engsel plastis kolom transversal ketika memenuhi tuntutan geser dan torsi.

7. Abutmen

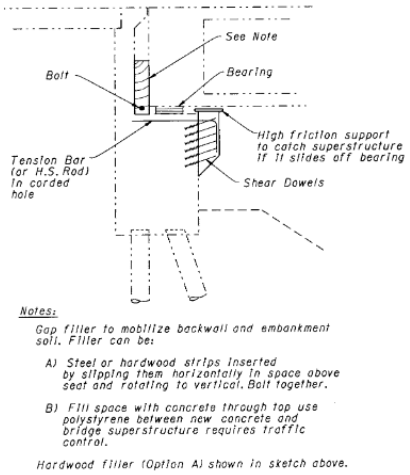
Abutmen umumnya diklasifikasikan menjadi dua jenis: tipe dudukan dan monolitik. Tipe abutmen monolitik umumnya digunakan untuk jembatan yang lebih pendek, sedangkan jembatan yang lebih panjang biasanya menggunakan tipe dudukan. Berbeda dengan abutmen tipe dudukan, abutmen monolitik berpotensi mengalami kerusakan berat. Hal ini sebagian besar disebabkan oleh fakta bahwa perancang memiliki lebih banyak kendali melalui desain dinding belakang. Dinding belakang bertindak sebagai sekering untuk membatasi kerusakan pada tiang pancang. Namun, karena kerusakan ini bukan mekanisme keruntuhan, maka dianggap sebagai kerusakan yang dapat diterima. Selain itu, abutmen monolitik telah terbukti berkinerja sangat baik dalam gempa bumi sedang, mengalami sedikit atau tanpa kerusakan. Beberapa masalah umum yang ditemui pada jembatan yang lebih tua adalah:

- Panjang dudukan yang tidak mencukupi untuk abutmen tipe dudukan;
- Celah besar antara dinding belakang dan diafragma ujung struktur atas;
- Kapasitas geser longitudinal dan/atau transversal yang tidak memadai;
- Diafragma ujung yang lemah pada abutmen monolitik.

Berikut adalah beberapa jenis perbaikan yang lebih umum digunakan untuk mengatasi masalah abutmen yang disebutkan di atas.

a) Perpanjangan Dudukan

Perpanjangan dudukan pada abutmen dan penutup jatuh umumnya terdiri dari beton tambahan yang dilapiskan pada permukaan yang ada (Gambar 18.20 dan 18.21). Desain perpanjangan dudukan yang terpasang pada permukaan abutmen atau penutup bengkok yang ada harus dirancang seperti konsol. Saat mendesain baja penghubung antara perpanjangan dudukan baru dan beton yang ada, gesekan geser untuk beban vertikal harus dipertimbangkan. Gaya tarik yang disebabkan oleh gesekan juga harus dipertimbangkan ketika balok bergerak searah memanjang dan menarik beton baru menjauh dari penutup bengkok atau abutmen yang ada. Beban tekan dan beban tumpuan di bawah balok juga perlu dipertimbangkan. Perhatikan bahwa permukaan beton yang ada harus sengaja dibuat kasar sebelum beton baru ditempatkan untuk memastikan ikatan yang baik.



Gambar 18.20 Perpanjangan Dudukan Pada Abutmen.

Jika kegagalan tumpuan mengakibatkan struktur atas turun 150 mm atau lebih, penahan dapat ditambahkan untuk meminimalkan penurunan. Penahan umumnya dirancang untuk membatasi penurunan struktur atas hingga 50 mm dan dapat memberikan lebar dudukan tambahan. Dengan kata lain, penahan pada dasarnya adalah perpanjangan dudukan yang dirancang untuk mengurangi jumlah penurunan yang diizinkan pada struktur atas. Prosedur desainnya serupa untuk perpanjangan dudukan dan penahan.

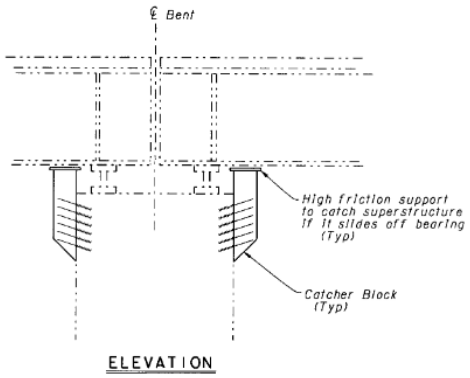
Dalam beberapa kasus, bantalan elastomer ditempatkan di atas penahan untuk menyediakan tempat pendaratan bagi balok setelah kegagalan bantalan. Faktor gesekan untuk beton pada bantalan elastomer lebih rendah daripada beton pada beton sehingga gaya tarik pada konsol mungkin dapat dikurangi. Satu pertimbangan khusus untuk penahan adalah memastikan untuk menyisakan ruang yang cukup untuk mengakses bantalan untuk inspeksi dan penggantian.

b) Mengisi galeri dengan kayu, beton, atau baja

Beberapa abutmen tipe dudukan biasanya memiliki galeri, atau celah besar, antara diafragma ujung struktur atas dan dinding belakang. Penting untuk disadari bahwa kolom harus mengalami deformasi besar sebelum tanah dapat dimobilisasi di belakang abutmen jika celah ini tidak diisi.

Oleh karena itu, sebagai cara perbaikan, galeri diisi dengan beton, baja, atau kayu untuk menahan dinding belakang dan, karenanya, tanah (Gambar 18.22). Namun, kayu merupakan potensi bahaya kebakaran dan di beberapa bagian Amerika Serikat mungkin rentan terhadap serangan rayap. Saat mengisi celah ini, perancang harus menentukan pergerakan termal yang diharapkan, bukan ketebalan yang dibutuhkan. Ini mencegah masalah apa pun yang mungkin muncul jika dinding belakang tidak dicor lurus.

Amerika Serikat mungkin rentan terhadap serangan rayap. Saat mengisi celah ini, perancang harus menentukan pergerakan termal yang diharapkan, bukan ketebalan yang dibutuhkan. Ini mencegah masalah apa pun yang mungkin muncul jika dinding belakang tidak dicor lurus.



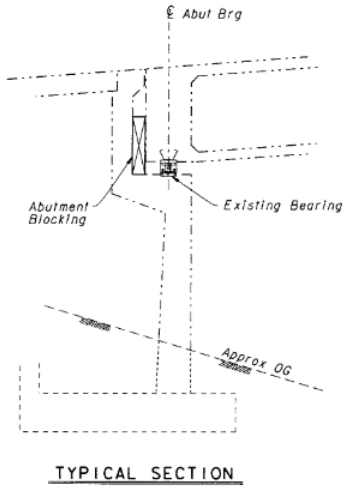
Gambar 18.21 Perpanjangan Dudukan Pada Tutup Yang Bengkok.

c) Braket L pada Soffit Struktur Atas

Secara teori, mirip dengan mengisi galeri di belakang dinding belakang adalah menambahkan sudut baja (atau braket) ke flensa balok I baja, seperti yang terlihat pada Gambar 18.23. Braket ini bertindak sebagai "bumper" yang mentransfer reaksi longitudinal dari struktur atas ke abutmen, dan kemudian ke tanah.

d) Kunci Geser, Tiang CIDH Besar, Pelat Jangkar, dan Pipa Vertikal

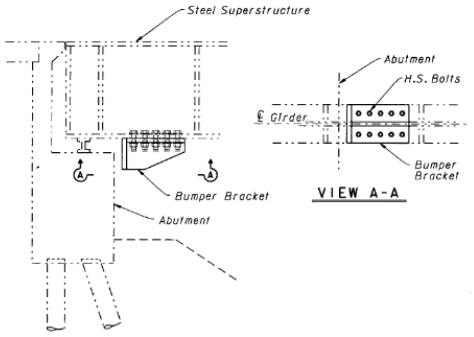
Untuk jembatan yang lebih pendek, skema perbaikan yang efektif adalah menarik gaya menjauh dari kolom dan pondasi dan ke abutmen. Hal ini biasanya berarti memodifikasi dan/atau memperkuat abutmen, sehingga "mengunci" abutmen, membatasi perpindahan dan, karenanya, menahan sebagian besar beban. Meskipun jenis perbaikan ini lebih efektif dalam mengurangi beban pada kolom untuk struktur yang lebih pendek, abutmen mungkin masih memerlukan penguatan, selain perbaikan kolom, untuk jembatan yang lebih panjang.



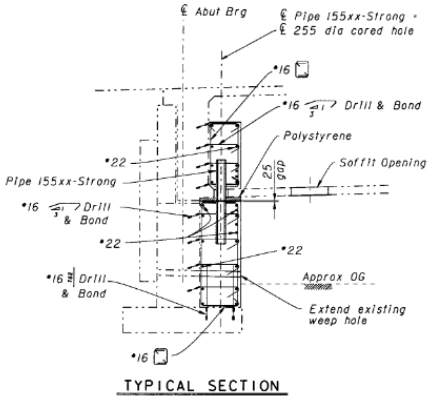
Gambar 18.22 Pemblokiran Penyangga.

Metode yang dimaksudkan untuk memobilisasi abutmen dan tanah di belakang abutmen dapat terdiri dari pipa vertikal, tiang jangkar, pelat jangkar seismik, atau kunci geser seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.24 dan 18.25. Untuk jembatan yang sangat miring atau melengkung, tiang jangkar atau pipa vertikal umumnya merupakan metode yang lebih

disukai karena komplikasi tambahan dari geometri. Misalnya, saat jembatan berputar menjauh dari abutmen, tidak ada yang menahan gerakan ini. Dengan menambahkan tiang jangkar di sudut-sudut tajam abutmen, rotasi dicegah dan tiang jangkar kemudian menahan beban.



Gambar 18.23 Braket Bemper Pada Abutmen.



Gambar 18.24 Pipa Vertikal Pada Abutmen.

e) Penahan

Ketika struktur atas didirikan di atas bantalan tinggi di abutmen, bantalan tersebut, seperti yang disebutkan sebelumnya, rentan terhadap kerusakan. Jika cukup tinggi, jumlah penurunan yang akan dialami struktur atas dapat secara signifikan meningkatkan tuntutan pada tiang penyangga. Untuk mengatasi hal ini, balok penahan dibangun di samping bantalan untuk "menahan" struktur atas dan membatasi jumlah perpindahan vertikal.

8. Pondasi

Fondasi lama memiliki banyak kerentanan yang dapat menyebabkan kegagalan. Berikut adalah daftar kelemahan utama yang ditemukan pada pondasi lama:

- Kurangnya tulangan matras atas dan tulangan geser;
- Pengembangan kapasitas tiang tarik yang tidak memadai;
- Ukuran yang tidak memadai untuk pengembangan momen plastis kolom.

Pondasi dapat dikelompokkan menjadi dua kategori:

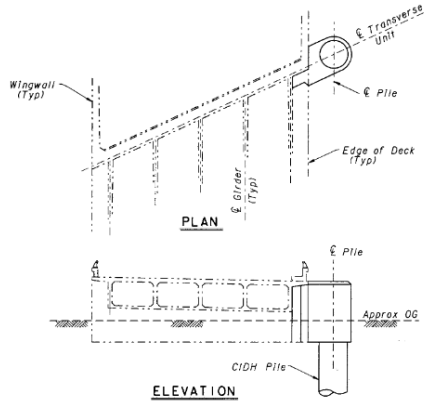
I. Pondasi sebar yang bertumpu pada material yang relatif padat atau pondasi yang bertumpu pada tiang dengan sambungan tarik yang lemah ke kepala pondasi.

Kelompok terakhir ini diperlakukan serupa dengan pondasi sebar karena strategi dapat dipertimbangkan untuk mengabaikan tiang penyangga dalam tegangan.

II. Pondasi dengan tiang yang bekerja dalam tegangan dan kompresi.

Secara umum, perbaikan pondasi yang menopang kolom dengan selubung tipe kelas P tidak diperlukan; perbaikan pondasi yang menopang kolom dengan selubung kelas F diperlukan untuk mengembangkan gaya permintaan maksimum dari kolom. Biasanya, perbaikan lengkap satu rangka jembatan termasuk kolom dan pondasi direkomendasikan. Namun, perbaikan pada rangka jembatan multi-kolom seringkali terbatas pada kolom karena sambungan pin umum ke pondasi. Perbaikan pondasi biasanya dihindari pada jembatan multi-kolom dengan memungkinkan pin di dasar kolom sesering mungkin. Pin dapat ditimbulkan dengan membiarkan sambungan tumpang tindih pada batang kolom utama tergelincir, atau dengan membiarkan batang kolom utama yang menerus menyebabkan retak geser pada pondasi.

Untuk pondasi kategori yang menopang kolom tunggal dengan tinggi rendah hingga menengah, perilaku goyang rangka jembatan harus diselidiki untuk stabilitas dan kapasitas pondasi dapat dibandingkan dengan gaya yang dihasilkan dari analisis goyang. Gaya-gaya ini dapat memiliki besaran yang lebih kecil daripada gaya-gaya yang disebabkan oleh engsel plastis kolom. Biasanya, perbaikan untuk kasus ini terdiri dari penambahan lapisan untuk meningkatkan kapasitas geser pondasi atau bahkan pelebaran pondasi untuk mendapatkan jejak yang lebih besar demi stabilitas dan peningkatan kapasitas momen lentur. Beton baru diikat dengan aman ke pondasi lama. Ini dilakukan dengan mengikis beton di sekitar tulangan yang ada dan mengelas atau menghubungkan tulangan baru secara mekanis ke tulangan lama. Lubang kemudian dibor dan pasak diikat di antara permukaan beton lama dan baru seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.26.

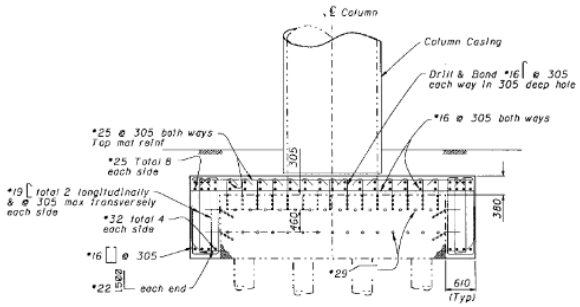


Gambar 18.25 Tiang Jangkar Di Abutmen.

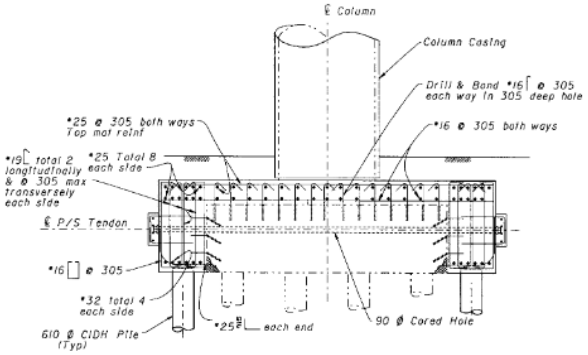
Untuk pondasi kategori I yang menopang kolom tunggal yang tinggi, perilaku goyang pada tiang penyangga dapat menyebabkan ketidakstabilan, dan beberapa tiang pancang tambahan mungkin diperlukan untuk memberikan stabilitas pada tiang penyangga yang tinggi. Modifikasi jenis ini menyebabkan peningkatan kebutuhan geser dan peningkatan kebutuhan tegangan pada serat atas pondasi yang ada yang memerlukan penambahan tulangan matras

atas (Gambar 18.26). Pelat atas diikat ke pondasi yang ada dengan pasak, dan beton ditempatkan di atas tiang pancang dan tulangan baru. Jika tiang pancang dengan kapasitas tekan tinggi ditambahkan, tulangan dengan kait ekstensi dilas atau dihubungkan secara mekanis ke tulangan bawah yang ada. Kait tersebut berfungsi untuk menahan beton di blok tekan di mana tiang pancang perimeter berada di bawah beban tekan.

Ketika kapasitas tarik dibutuhkan, penggunaan tiang pancang tarik/tekan standar lebih disukai daripada penggunaan pengikat. Dalam peristiwa seismik yang kuat, pergerakan besar pada pondasi dikaitkan dengan pengikat. Umumnya, pengikat tidak dapat diberi prategang untuk mengurangi pergerakan tanpa membebani tiang pancang yang ada dalam kondisi tekan. Pergerakan pengikat mungkin bukan masalah serius pada kolom pendek di mana efek $P - \Delta$ minimal. Selain itu, pengikat harus dihindari di mana air tanah dapat memengaruhi kualitas pemasangan.



Gambar 18.26 Perbaikan Pondasi Dengan Pelebaran.

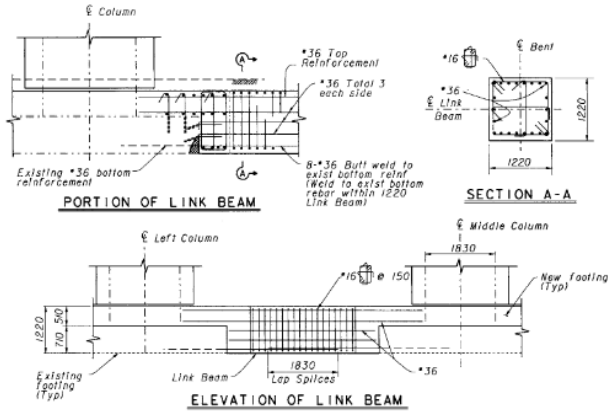


Gambar 18.27 Perbaikan Pondasi Menggunakan Prategang.

Untuk pondasi kategori II, kemampuan tiang pancang yang ada untuk menyebabkan tegangan pada serat atas pondasi di mana tidak ada tulangan dapat menyebabkan kegagalan pondasi. Oleh karena itu, penambahan lapisan atas bersamaan dengan pelebaran pondasi mungkin diperlukan.

Di lokasi dengan tanah lunak, penggunaan tiang pancang yang lebih besar (600 mm ke atas) mungkin dianggap perlu. Tiang pancang yang lebih besar ini dapat menimbulkan tuntutan lentur yang tinggi yang membutuhkan kapasitas tambahan dari tulangan bawah. Dalam situasi ini, prategang pada pondasi menjadi solusi alternatif karena meningkatkan kapasitas lentur pondasi selain menahan beton di mana tiang pancang perimeter bertindak

dalam kompresi (Gambar 18.27). Perbaikan ini jarang digunakan dan dianggap sebagai upaya terakhir.



Gambar 18.28 Perbaikan Pondasi Balok Penghubung.

Situasi yang jarang terjadi tetapi menarik terjadi ketika struktur rangka multi-kolom yang tinggi memiliki sambungan engsel ke struktur atas, bukan sambungan monolitik biasa, dan bertumpu pada pondasi bentang yang relatif kecil. Jenis struktur rangka ini cukup rentan terhadap momen guling yang besar dan penggunaan balok penghubung, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 18.28, dianggap ekonomis dan cukup untuk memberikan stabilitas dan mekanisme transfer beban yang memadai dalam peristiwa gempa bumi.

18.5 RINGKASAN

Desain perbaikan tahan gempa untuk jembatan telah berkembang secara dramatis dalam dekade terakhir. Banyak konsep dan detail perbaikan yang dibahas dalam bab ini muncul sebagai hasil dari upaya penelitian dan evaluasi perilaku jembatan dalam gempa bumi masa lalu. Praktik ini telah berhasil diuji dalam gempa bumi yang relatif sedang tetapi belum diuji secara serius dalam gempa bumi berkekuatan besar.

Filosofi dasar teknologi perbaikan tahan gempa saat ini di AS adalah untuk mencegah keruntuhan dengan menyediakan ruang yang cukup untuk terjadinya perpindahan atau dengan memungkinkan daktilitas pada elemen pendukung. Tantangan terbesar bagi filosofi dasar ini adalah gempa bumi besar berikutnya. Ini akan menjadi ujian terberat bagi prediksi saat ini tentang tuntutan gempa bumi pada struktur jembatan.

BAB 19
PRAKTIK DESAIN SEISMIK DI JEPANG

19.1 PENDAHULUAN

Jepang adalah salah satu negara yang paling rawan gempa di dunia dan sering mengalami kerusakan signifikan akibat gempa bumi besar. Lebih dari 3000 jembatan jalan raya telah mengalami kerusakan sejak gempa Kanto tahun 1923. Teknologi pencegahan bencana gempa bumi untuk jembatan jalan raya telah dikembangkan berdasarkan pengalaman pahit kerusakan tersebut. Berbagai ketentuan untuk mendesain jembatan telah dikembangkan untuk mencegah kerusakan akibat ketidakstabilan tanah seperti likuifaksi tanah. Lebih jauh lagi, detail desain termasuk perangkat pencegahan lepasnya jembatan telah diterapkan. Dengan kemajuan dalam meningkatkan ketentuan desain seismik, kerusakan pada jembatan jalan raya yang disebabkan oleh gempa bumi telah menurun dalam beberapa tahun terakhir.

Namun, gempa Hyogo-ken Nanbu pada 17 Januari 1995 menyebabkan kerusakan parah pada jembatan jalan raya. Keruntuhan dan hampir keruntuhan struktur atas terjadi di sembilan lokasi, dan kerusakan parah lainnya terjadi di 16 lokasi. Gempa tersebut mengungkapkan bahwa ada sejumlah masalah kritis yang perlu direvisi dalam desain seismik dan perbaikan seismik jembatan.

Bab ini menyajikan perkembangan teknis untuk desain seismik dan perbaikan seismik jembatan jalan raya di Jepang. Sejarah kerusakan akibat gempa bumi dan perkembangan metode desain seismik dijelaskan terlebih dahulu. Kerusakan yang disebabkan oleh gempa bumi Hyogo-ken Nanbu tahun 1995, pelajaran yang dipetik dari gempa bumi tersebut, dan metode desain seismik yang diperkenalkan dalam *Spesifikasi Desain Seismik untuk Jembatan Jalan Raya* tahun 1996 kemudian dijelaskan. Tingkat kinerja seismik dan metode desain serta metode desain daktilitas untuk pilar beton bertulang, pilar baja, fondasi, dan bantalan dijelaskan. Kemudian sejarah praktik perbaikan seismik di masa lalu dijelaskan. Program perbaikan seismik setelah gempa bumi Hyogo-ken-Nanbu dijelaskan dengan penekanan pada perbaikan seismik pilar beton bertulang serta penelitian dan pengembangan tentang perbaikan seismik jembatan jalan raya yang ada.

19.2 KERUSAKAN AKIBAT GEMPA BUMI DAN PENGEMBANGAN METODE DESAIN SEISMIK

Setahun setelah gempa besar Kanto tahun 1923, pertimbangan efek seismik dalam desain jembatan jalan raya dimulai. Biro Teknik Sipil Kementerian Dalam Negeri mengeluarkan "Metode Desain Seismik untuk Abutmen dan Pilar" pada tahun 1924. Metode desain seismik telah dikembangkan dan ditingkatkan melalui pengalaman pahit dalam sejumlah gempa bumi di masa lalu dan dengan kemajuan perkembangan teknis dalam rekayasa gempa. Tabel 19.1 merangkum sejarah ketentuan dalam desain seismik untuk jembatan jalan raya.

Secara khusus, metode desain seismik diintegrasikan dan ditingkatkan dengan menyusun "Spesifikasi untuk Desain Seismik Jembatan Jalan Raya" pada tahun 1971. Metode desain untuk perangkat pencegahan likuifaksi tanah dan lepasnya pondasi diperkenalkan

dalam Spesifikasi tersebut. Metode ini direvisi pada tahun 1980 dan diintegrasikan sebagai "Bagian V: Desain Seismik" dalam Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya.

Metode pemeriksaan primitif untuk daktilitas pilar beton bertulang dimasukkan dalam referensi Spesifikasi. Metode ini kemudian direvisi pada tahun 1990 dan pemeriksaan daktilitas pilar beton bertulang, likuifaksi tanah, analisis respons dinamis, dan detail desain ditetapkan. Perlu dicatat di sini bahwa metode pemeriksaan daktilitas terperinci untuk pilar beton bertulang pertama kali diperkenalkan dalam Spesifikasi tahun 1990.

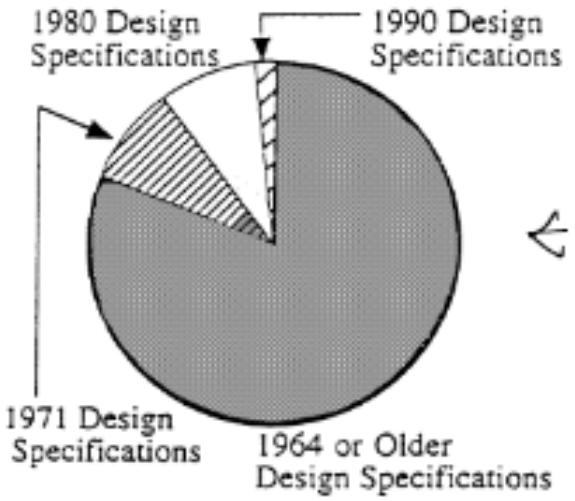
Namun, gempa bumi Hyogo-ken Nanbu pada 17 Januari 1995, tepat 1 tahun setelah gempa bumi Northridge, California, menyebabkan kerusakan parah pada jembatan jalan raya seperti yang dijelaskan sebelumnya. Setelah gempa bumi, Komite Investigasi Kerusakan Jembatan Jalan Raya Akibat Gempa Bumi Hyogo-ken Nanbu (ketua, Toshio Iwasaki, Direktur Eksekutif, Laboratorium Penelitian Teknik Sipil) dibentuk di Kementerian Konstruksi untuk menyelidiki kerusakan dan mengidentifikasi faktor-faktor penyebab kerusakan tersebut.

TABEL 19.1 Sejarah Metode Desain Seismik

Kategori	Sub-Kategori	1926 Detail Struktur Jalan (draf) UU Jalan, MIA	1939 Spek Desain Jembatan Baja Jalan Raya (draf) MIA	1956 Spek Desain Jembatan Baja Jalan Raya, MOC	1964/1966 Spek Desain (Pondasi Tiang / Jembatan Baja / Bangunan Bawah)	1968/1970 Spek Desain (Pilar / Pondasi Kaison)	1971 Spek Desain Seismik Jembatan Jalan Raya, MOC	1972/1975 Spek Desain Bangunan Bawah (Tiang Bor / Pondasi Tiang)	1980/1990 Spek Desain Jembatan Jalan Raya, MOC
Beban Seismik	Koefisien seismik	Beban seismik terbesar. Bervariasi tergantung lokasi	$k_h = 0{,}2$. Bervariasi tergantung lokasi dan kondisi tanah	$k_h = 0{,}1 - 0{,}35$			$k_h = 0{,}1 - 0{,}3$. Standardisasi koefisien seismik; ketentuan metode koefisien seismik yang dimodifikasi	Revisi rentang penerapan metode koefisien seismik yang dimodifikasi	$k_h = 0{,}1 - 0{,}3$. Integrasi metode koefisien seismik dan metode yang dimodifikasi.
	Tekanan tanah dinamis		Usulan persamaan oleh Mononobe dan Okabe seharusnya digunakan		Ketentuan tekanan tanah dinamis				
	Tekanan hidro-dinamis		Efek kecil pada pilar kecuali pilar tinggi di air dalam		Ketentuan tekanan hidrolik		Ketentuan tekanan hidrolik dinamis		
Kolom Beton Bertulang (RC)	Lentur pada bagian bawah		Seharusnya didesain dengan cara yang sama dengan spek desain saat ini			Ketentuan Metode Desain Pasti			
	Geser		Efek kecil pada pilar RC kecuali yang berpenampang kecil seperti rangka RC dan penampang berongga			Pemeriksaan kekuatan geser			Ketentuan metode desain pasti, pengurangan tegangan geser izin
	Pemutusan Tulangan Utama di							Perpanjangan panjang penyaluran (angkur) pada	

	Tengah Tinggi							tulangan yang diputus di tengah tinggi	
	Kapasitas dukung gaya lateral					Efek kecil pada pilar RC dengan area penampang besar		Pemeriksaan daktilitas	Pemeriksaan kapasitas dukung gaya lateral
Footing (Fondasi Telapak)						Ketentuan metode desain pasti (didesain sebagai plat kantilever)			Ketentuan lebar efektif dan pemeriksaan kekuatan geser
Pondasi Tiang			Kapasitas dukung arah vertikal seharusnya diperiksa		Ketentuan Metode Desain Pasti (kapasitas dukung arah vertikal dan horizontal)			Kondisi Khusus (Pondasi pada lereng, Penurunan Konsolidasi, Pergerakan Lateral)	Ketentuan Detail Desain untuk Kepala Tiang
Pondasi Langsung			Stabilitas (guling dan geser) seharusnya diperiksa		Ketentuan Metode Desain Pasti (kapasitas dukung, analisis stabilitas)				
Pondasi Kaison				Seharusnya didesain dengan cara serupa yang diatur dalam Spek Desain Pondasi Kaison 1969		Ketentuan Metode Desain Pasti			
Likuifaksi Tanah							Ketentuan lapisan tanah yang kapasitas dukungnya diabaikan dalam desain seismik	Ketentuan metode evaluasi likuifaksi tanah dan penanganannya dalam desain seismik	Pertimbangan efek kandungan pasir halus
Perletakan (Bearing)	Dukungan perletakan		Ketentuan Metode Desain untuk perletakan baja (bantalan, rol, baut angkur)				Ketentuan metode transmisi beban seismik pada perletakan		
	Perangkat pencegah jatuhnya bangunan atas					Ketentuan panjang dudukan perletakan S	Ketentuan penahan (stopper) pada perletakan bergerak, perangkat pencegah jatuh (panjang dudukan S, penyambungan dek yang berdekatan)		Ketentuan penahan pada perletakan bergerak, perangkat pencegah jatuh (perangkat panjang dudukan S_{ε})

		1926 Details of Road Structure (draft) Road Law, MIA	1939 Design Specifications of Steel Highway Bridges (draft) MIA	1956 Design Specifications of Steel Highway Bridges, MOC	1964 Design Specifications of Substructures (Pile Foundations), MOC	1964 Design Specifications of Steel Highway Bridges, MOC	1966 Design Specifications of Substructures (Survey and Design), MOC	1968 Design Specifications of Substructures (Piers and Direct Foundations), MOC	1970 Design Specifications of Substructures (Caisson Foundations), MOC	1971 Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, MOC	1972 Design Specifications of Substructures (Cast-in-Piles), MOC	1975 Design Specifications of Substructures (Pile Foundations), MOC	1980 Design Specifications of Highway Bridges, MOC	1990 Design Specifications of Highway Bridges, MOC
Seismic loads	Seismic coefficient	Largest seismic loads Varied dependent on the site	$k_h = 0.2$	$k_h = 0.1–0.35$ Varied dependent on the site and ground condition					$k_h = 0.1–0.3$ Standardization of seismic coefficient provision of modified seismic coefficient method				Revision of application range of modified seismic coefficient method	$k_h = 0.1–0.3$ Integration of seismic coefficient method and modified one.
	Dynamic earth pressure	Equations proposed by Mononobe and Okabe were supposed to be used					Provision of dynamic earth pressure							
	Dynamic hydraulic pressure	Less effect on piers except high piers in deep water					Provision of hydraulic pressure		Provision of dynamic hydraulic pressure					
Reinforced concrete column	Bending at bottom	Supposed to be designed in a similar way provided in current design Specifications						Provisions of Definite Design Method						
	Shear	Less effect on RC piers except those with smaller section area such as RC frame and hollow section						Check of shear strength					Provision of definite design method, decreasing of allowable shear stress	
	Termination of Main Reinforcement at Midheight											Elongation of anchorage length of terminated reinforcement at midheight		
	Bearing capacity for lateral force							Less effect on RC piers with larger section area				Ductility check	Check for bearing capacity for lateral force	
Footing							Provisions of definite design method (designed as a cantilever plate)						Provisions of effective width and check of shear strength	
Pile foundation		Bearing capacity in vertical direction was supposed to be checked			Provisions of Definite Design Method (bearing capacity in vertical and horizontal directions)						Special Condition (Foundation on Slope, Consolidation Settlement, Lateral Movement)		Provisions of Design Details for Pile Head	
Direct foundation		Stability (overturning and slip) was supposed to be checked					Provisions of Definite Design Method (bearing capacity, stability analysis)							
Caisson foundation				Supposed to be designed in a similar way provided in Design Specification of Caisson Foundation of 1969					Provisions of Definite Design Method					
Soil Liquefaction									Provisions of soil layers of which bearing capacity shall be ignored in seismic design			Provisions of evaluation method of soil liquefaction and the treatment in seismic design		Consideration of effect of fine sand content
Bearing support	Bearing support		Provisions of Design Methods for steel bearing supports (bearing, roller, anchor bolt)						Provision of transmitting method of seismic load at bearing					
	Devices preventing falling-off of superstructure							Provision of bearing seat length S	Provisions of stopper at movable bearings, devices for preventing superstructure from falling (seat length S, connection of adjacent decks)			Provisions of stopper at movable bearings, devices for preventing superstructure from falling (seat length S, devices)		



Gambar 19.1 Spesifikasi Desain Yang Dirujuk Dalam Desain Jalan Tol Hanshin.

Pada tanggal 27 Februari 1995, Komite menyetujui “Spesifikasi Panduan untuk Rekonstruksi dan Perbaikan Jembatan Jalan Raya yang Mengalami Kerusakan Akibat Gempa Bumi Hyogo-ken Nanbe”, dan Kementerian Konstruksi mengumumkan pada hari yang sama bahwa rekonstruksi dan perbaikan jembatan jalan raya yang mengalami kerusakan akibat gempa bumi Hyogo-ken Nanbu harus dilakukan dengan menggunakan Spesifikasi Panduan tersebut. Pada tanggal 25 Mei 1995, Kementerian Konstruksi memutuskan bahwa Spesifikasi Panduan tersebut harus digunakan sementara di seluruh wilayah Jepang sebagai langkah

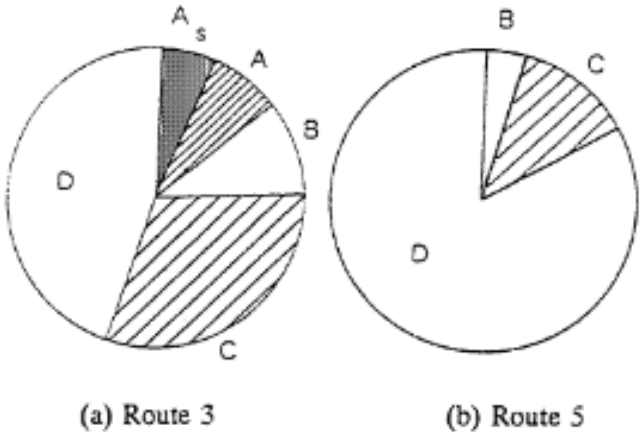
darurat untuk desain seismik jembatan jalan raya baru dan penguatan seismik jembatan jalan raya yang ada sampai Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya direvisi.

Pada Mei 1995, Sub-Komite Khusus untuk Penanggulangan Gempa Bumi pada Jembatan Jalan Raya (ketua, Kazuhiko Kawashima, Profesor Institut Teknologi Tokyo) dibentuk di Komite Jembatan (ketua, Nobuyuki Narita, Profesor Universitas Metropolitan Tokyo), Asosiasi Jalan Jepang, untuk menyusun revisi Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya. Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya yang baru disetujui oleh Komite Jembatan, dan diterbitkan oleh Kementerian Konstruksi pada 1 November 1996.

19.3 KERUSAKAN JEMBATAN JALAN RAYA AKIBAT GEMPA BUMI HYOGO-KEN NANBU

Gempa bumi Hyogo-ken Nanbu adalah gempa bumi pertama yang melanda daerah perkotaan di Jepang sejak gempa Fukui tahun 1948. Meskipun magnitudo gempa bumi tergolong sedang (M7.2), pergerakan tanah jauh lebih besar daripada yang diperkirakan dalam kode. Gempa tersebut terjadi sangat dekat dengan Kota Kobe dengan kedalaman fokus yang dangkal.

Kerusakan terjadi pada jembatan jalan raya di Rute 2, 43, 171, dan 176 Jalan Raya Nasional, Rute 3 (Jalur Kobe) dan Rute 5 (Jalur Bay Shore) Jalan Tol Hanshin, serta Jalan Tol Meishin dan Chugoku. Kerusakan diselidiki untuk semua jembatan di jalan raya nasional, Jalan Tol Hanshin, dan jalan tol di daerah tempat kerusakan terjadi. Jumlah total pilar yang disurvei mencapai 3396. Gambar 19.1 menunjukkan Spesifikasi Desain yang dirujuk dalam desain 3396 jembatan jalan raya. Sebagian besar jembatan yang mengalami kerusakan dirancang menurut Spesifikasi Desain 1964 atau Spesifikasi Desain yang lebih lama. Meskipun metode desain seismik telah ditingkatkan dan diubah beberapa kali sejak tahun 1926, hanya persyaratan untuk koefisien gaya lateral yang diberikan dalam Spesifikasi Desain 1964 atau Spesifikasi yang lebih lama.



Gambar 19.2 Perbandingan tingkat kerusakan antara Rute 3 (a) dan Rute 5 (b) (As: runtuh, A: hampir runtuh, B: kerusakan sedang, C: kerusakan anggota sekunder, D: kerusakan ringan atau tidak ada kerusakan).

Gambar 19.2 membandingkan kerusakan pilar (jembatan) pada Rute 3 (Jalur Kobe) dan Rute 5 (Jalur Pantai Teluk) Jalan Tol Hanshin. Tingkat kerusakan diklasifikasikan sebagai A (runtuh), A (hampir runtuh), B (kerusakan sedang), C (kerusakan anggota sekunder), dan D (kerusakan ringan atau tidak ada kerusakan).

Struktur bawah pada Rute 3 dan Rute 5 dirancang dengan Spesifikasi Desain 1964 dan Spesifikasi Desain 1980, masing-masing. Perlu dicatat dalam perbandingan ini bahwa intensitas guncangan tanah dalam hal spektrum respons lebih kecil di Area Teluk daripada area persegi panjang sempit di mana intensitas seismik JMA adalah VII (setara dengan intensitas Mercalli yang dimodifikasi X-XI). Rute 3 terletak di area persegi panjang sempit, sedangkan Rute 5 terletak di Area Teluk.

Dengan mempertimbangkan perbedaan gerakan tanah tersebut, terlihat pada Gambar 19.2 bahwa sekitar 14% pilar di Rute 3 mengalami kerusakan As atau A, sedangkan tidak ada kerusakan seperti itu yang terjadi pada pilar di Rute 5. Meskipun kerusakan terkonsentrasi pada jembatan yang dirancang dengan Spesifikasi Desain yang lebih lama, dianggap bahwa revisi penting diperlukan bahkan pada Spesifikasi Desain terbaru untuk mencegah kerusakan akibat gempa bumi dahsyat seperti gempa Hyogo-ken Nanbu. Modifikasi utama adalah sebagai berikut:

1. Untuk meningkatkan kapasitas lateral dan daktilitas semua komponen struktural di mana gaya seismik dominan sehingga daktilitas sistem jembatan secara keseluruhan meningkat. Untuk tujuan tersebut, diperlukan peningkatan “Pemeriksaan Daktilitas Pilar Beton Bertulang,” yang telah digunakan sejak tahun 1990, menjadi “metode desain daktilitas” dan menerapkan metode desain daktilitas tersebut pada semua komponen struktural. Perlu dicatat di sini bahwa “pemeriksaan” dan “desain” berbeda; pemeriksaan hanya untuk memverifikasi keamanan elemen struktural yang dirancang dengan metode desain lain, dan hanya efektif untuk meningkatkan ukuran atau tulangan jika diperlukan, sedangkan desain merupakan prosedur penting untuk menentukan ukuran dan tulangan.
2. Untuk memasukkan gerakan tanah yang terjadi di Kobe dalam gempa bumi sebagai gaya desain dalam metode desain daktilitas.
3. Untuk menentukan gerakan tanah masukan dalam bentuk spektrum respons percepatan untuk analisis respons dinamis secara lebih aktif.
4. Untuk meningkatkan tulangan pengikat dan memperkenalkan pengikat perantara untuk meningkatkan daktilitas pilar. Pada prinsipnya, diputuskan untuk tidak menghentikan tulangan memanjang di tengah ketinggian untuk mencegah kegagalan geser prematur.
5. Mengadopsi jembatan kontinu multi-bentang untuk meningkatkan jumlah bentang tak tentu dari sistem jembatan total.
6. Mengadopsi bantalan karet untuk menyerap perpindahan lateral antara struktur atas dan struktur bawah dan mempertimbangkan mekanisme transfer gaya yang tepat dari struktur atas ke struktur bawah.
7. Memasukkan desain Menshin (isolasi seismik).

8. Meningkatkan kekuatan, daktilitas, dan kapasitas disipasi energi dari perangkat pencegahan lepasnya pondasi.
9. Mempertimbangkan efek penyebaran lateral yang terkait dengan likuifaksi tanah dalam desain pondasi di lokasi yang rentan terhadap penyebaran lateral.

Tabel 19.2 Tingkat Kinerja Seismik

Tipe Gerakan Tanah Desain		Kepentingan Jembatan:		Metode Desain:	
		Tipe-A (Jembatan Standar)	Tipe-B (Jembatan Penting)	Metode Gaya Lateral Statis Ekivalen	Analisis Dinamis
Gerakan tanah dengan probabilitas tinggi untuk terjadi -		Mencegah Kerusakan		Metode koefisien seismik	Analisis bertahap (*Step by step analysis*) atau Analisis spektrum respons
Gerakan tanah dengan probabilitas rendah untuk terjadi	Tipe I (gempa batas lempeng)	Mencegah kerusakan kritis	Kerusakan terbatas	Metode desain daktilitas	
	Tipe II (gempa daratan/inland)				

19.4 SPESIFIKASI DESAIN SEISMIK JEMBATAN JALAN RAYA

1. Prinsip Dasar Desain Seismik

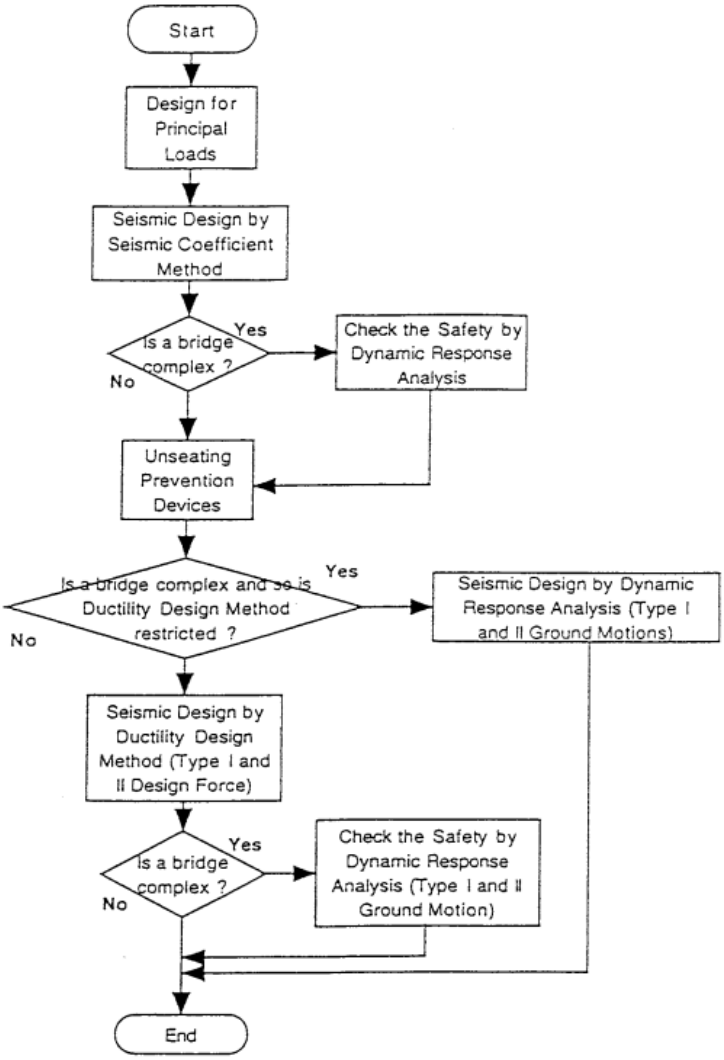
Gempa bumi Hyogo-ken Nanbu 1995, gempa bumi pertama yang dianggap bahwa kerusakan dahsyat seperti itu dapat dicegah karena kemajuan teknologi konstruksi dalam beberapa tahun terakhir, memberikan dampak besar pada langkah-langkah pencegahan bencana gempa bumi di berbagai bidang. Bagian V: Desain Seismik dari Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya (Asosiasi Jalan Jepang) direvisi total pada tahun 1996, dan prosedur desain beralih dari metode koefisien seismik tradisional ke metode desain daktilitas. Revisi tersebut sangat komprehensif sehingga revisi-revisi sebelumnya dalam 30 tahun terakhir tampak kecil.

Revisi utama dari Spesifikasi 1996 adalah pengenalan desain seismik dua tingkat eksplisit yang terdiri dari metode koefisien seismik dan metode desain daktilitas. Karena gerakan tanah Tipe I dan Tipe II dipertimbangkan dalam metode desain daktilitas, tiga gaya seismik desain digunakan dalam desain. Kinerja seismik untuk setiap gaya desain didefinisikan dengan jelas dalam Spesifikasi.

Tabel 19.2 menunjukkan tingkat kinerja seismik yang diberikan dalam Spesifikasi Desain 1996. Jembatan dikategorikan menjadi dua kelompok tergantung pada kepentingannya: jembatan standar (jembatan Tipe A) dan jembatan penting (jembatan Tipe B). Tingkat kinerja seismik bergantung pada kepentingan jembatan. Untuk gerakan tanah sedang yang disebabkan oleh gempa bumi dengan probabilitas kejadian yang tinggi, baik jembatan A maupun B harus berperilaku elastis tanpa kerusakan struktural yang signifikan. Untuk gerakan tanah ekstrem yang disebabkan oleh gempa bumi dengan probabilitas kejadian yang rendah, jembatan Tipe A harus mencegah kegagalan kritis, sedangkan jembatan Tipe B harus berkinerja dengan kerusakan terbatas.

Dalam metode desain daktilitas, dua jenis gerakan tanah harus dipertimbangkan. Yang pertama adalah gerakan tanah yang dapat disebabkan oleh gempa bumi tipe batas lempeng dengan magnitudo sekitar 8. Gerakan tanah di Tokyo pada gempa Kanto 1923 adalah target tipikal dari jenis gerakan tanah ini. Yang kedua adalah gerakan tanah yang berkembang dalam gempa bumi dengan magnitudo sekitar 7 hingga 7,2 pada jarak yang sangat dekat. Jelas, gerakan tanah di Kobe dalam gempa Hyogo-ken Nanbu adalah target tipikal dari jenis gerakan tanah ini. Gerakan tanah pertama dan kedua masing-masing disebut gerakan tanah Tipe I dan Tipe II. Waktu pengulangan gerakan tanah Tipe II mungkin lebih lama daripada gerakan tanah Tipe I, meskipun estimasinya sangat sulit.

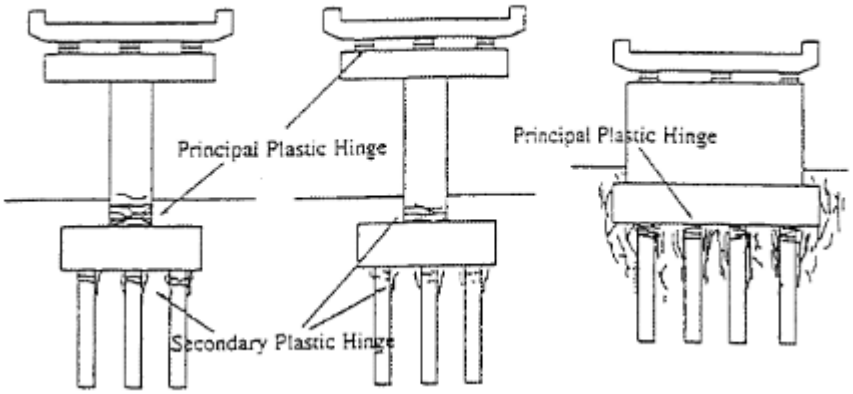
Fakta bahwa kurangnya catatan gerakan kuat di dekat pusat gempa mencegah evaluasi serius terhadap validitas kode desain seismik terbaru sangat penting. Gempa Hyogo-ken Nanbu mengungkapkan bahwa sejarah pencatatan gerakan kuat sangat singkat, dan belum ada catatan di dekat pusat gempa yang diukur oleh gempa bumi dengan magnitudo sekitar 8. Oleh karena itu, sangat penting untuk memiliki redundansi dan daktilitas yang cukup dalam sistem jembatan secara keseluruhan.



Gambar 19.3 Diagram Alir Desain Seismik.

2. Metode Desain

Jembatan dirancang dengan metode koefisien seismik dan metode desain daktilitas seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.3. Dalam metode koefisien seismik, koefisien gaya lateral berkisar antara 0,2 hingga 0,3 telah digunakan berdasarkan pendekatan desain tegangan yang diizinkan. Tidak ada perubahan yang dilakukan sejak Spesifikasi tahun 1990 dalam metode koefisien seismik.



Gambar 19.4 Lokasi Sendi Plastis Utama. (a) Desain Konvensional; (b) Desain Menshin; (c) Jembatan Yang Ditopang Oleh Pilar Tipe Dinding.

Dalam metode desain daktilitas, dengan asumsi sendi plastis utama terbentuk di bagian bawah pilar seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.4a dan prinsip energi yang sama berlaku, sebuah jembatan dirancang sedemikian rupa sehingga persyaratan berikut terpenuhi:

$$P_a > k_{hs} W \tag{19.1}$$

Di mana

$$k_{hs} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \tag{19.2}$$

$$W = W_U + c_p W_p \tag{19.3}$$

di mana P_a = kapasitas lateral pilar, k_{he} = koefisien gaya lateral ekivalen, W = berat ekivalen, k_{hc} = koefisien gaya lateral, μ_a = faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan dari pilar, W_U = berat bagian struktur atas yang ditopang oleh pilar, W_P = berat pilar, dan c_P = koefisien yang bergantung pada jenis mode kegagalan. c_P adalah 0,5 untuk pilar yang mengalami kegagalan lentur atau kegagalan geser setelah retakan lentur terbentuk, dan 1,0 untuk pilar yang mengalami kegagalan geser. Kapasitas lateral pilar P_a didefinisikan sebagai gaya lateral di pusat gravitasi struktur atas.

Pada jembatan Tipe B, perpindahan sisa yang terjadi pada pilar setelah gempa bumi harus diperiksa sebagai

$$\delta_R = c_R(\mu_R - 1)(1 - r)\delta_y \quad (19.5)$$
$$\mu_R = 1/2\{(k_{hc} \cdot W/P_a)^2 + 1\} \quad (19.6)$$

di mana δ_R = perpindahan sisa pilar setelah gempa bumi, δ_{Ra} = perpindahan sisa pilar yang diizinkan, r = faktor bilinear yang didefinisikan sebagai rasio antara kekakuan pertama (kekakuan leleh) dan kekakuan kedua (kekakuan pasca-leleh) pilar, c_R = faktor yang bergantung pada faktor bilinear r, μ_R = faktor daktilitas respons pilar, dan δ_y = perpindahan leleh pilar. δ_{Ra} harus 1/100 dari jarak antara bagian bawah pilar dan pusat gravitasi struktur atas.

Pada jembatan dengan respons dinamis yang kompleks, analisis respons dinamis diperlukan untuk memeriksa keamanan jembatan setelah dirancang dengan metode koefisien seismik dan metode desain daktilitas. Karena ini hanya untuk pemeriksaan desain, ukuran dan tulangan elemen struktural yang telah ditentukan dengan metode koefisien seismik dan metode desain daktilitas dapat ditingkatkan jika perlu. Namun, perlu dicatat bahwa dalam kondisi berikut di mana metode desain daktilitas tidak diterapkan secara langsung, ukuran dan tulangan dapat ditentukan berdasarkan hasil analisis respons dinamis seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.3. Situasi di mana metode desain daktilitas tidak boleh digunakan secara langsung meliputi:

1. Ketika bentuk mode utama yang berkontribusi pada respons jembatan berbeda dari yang diasumsikan dalam metode desain daktilitas
2. Ketika lebih dari dua mode secara signifikan berkontribusi pada respons jembatan
3. Ketika engsel plastis utama terbentuk di lebih dari dua lokasi, atau engsel plastis utama tidak diketahui di mana akan terbentuk
4. Ketika ada mode respons di mana prinsip energi yang sama tidak diterapkan

Dalam desain seismik pondasi, gaya lateral yang setara dengan kapasitas lateral ultimate pilar Pu diasumsikan sebagai gaya desain sebagai

$$k_{hp} = c_{df} P_u / W \quad (19.7)$$

di mana k_{hp} = koefisien gaya lateral untuk pondasi, c_{df} = koefisien modifikasi (= 1,1), dan W = berat ekivalen menurut Persamaan (19.3). Karena kapasitas lateral pilar tipe dinding sangat besar dalam arah transversal, gaya seismik lateral yang dievaluasi oleh Persamaan (19.7) dalam banyak kasus menjadi berlebihan. Oleh karena itu, jika pondasi memiliki kapasitas lateral yang cukup besar dibandingkan dengan gaya seismik lateral, pondasi dirancang dengan asumsi sendi plastis pada pondasi dan tanah di sekitarnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.4c.

3. Gaya Seismik Desain

Koefisien gaya lateral khc dalam Persamaan (19.2) diberikan sebagai

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0} \quad (19.8)$$

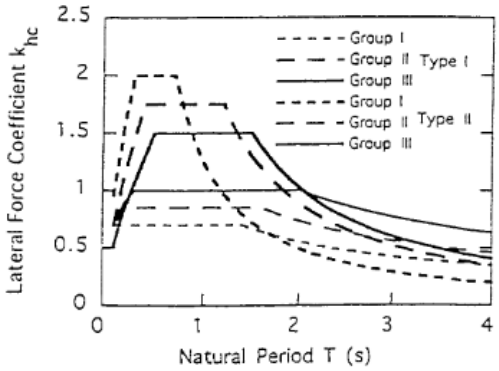
di mana c_Z = koefisien modifikasi untuk zona, dan nilainya adalah 0,7, 0,85, dan 1,0 tergantung pada zona, dan k_{hc0} = koefisien modifikasi standar. Tabel 19.3 dan Gambar 19.5 menunjukkan koefisien gaya lateral standar k_{hc0} untuk gerakan tanah Tipe I dan Tipe II. Gerakan tanah Tipe I telah digunakan sejak tahun 1990 (Spesifikasi 1990), sedangkan gerakan tanah Tipe II baru diperkenalkan dalam Spesifikasi 1996. Perlu dicatat di sini bahwa k_{hc0} pada lokasi tanah kaku (Grup I) diasumsikan lebih kecil daripada khc0 pada lokasi tanah sedang (Grup II) dan tanah lunak (Grup III) pada gerakan tanah Tipe I serta koefisien seismik yang digunakan untuk metode koefisien seismik.

Gerakan tanah Tipe I pada dasarnya diperkirakan dari persamaan atenuasi untuk spektrum respons yang diperoleh dari analisis statistik 394 komponen rekaman gerakan kuat. Meskipun percepatan spektral respons pada periode alami pendek lebih besar di lokasi tanah kaku daripada di lokasi tanah lunak, kecenderungan ini belum secara eksplisit dimasukkan di masa lalu. Hal ini karena kerusakan lebih berkembang di lokasi lunak daripada di lokasi kaku. Untuk mempertimbangkan fakta tersebut, gaya desain di lokasi kaku diasumsikan lebih kecil daripada di lokasi lunak bahkan pada periode alami pendek.

Tabel 19.3 Koefisien Gaya Lateral $k_{\{hc0\}}$ dalam Metode Desain Daktilitas

Kondisi Tanah	**Koefisien Gaya Lateral k_{hc0}**		
	Gerakan Tanah Tipe I		
Kelompok I (Kaku)	$k_{hc0} = 0.7$ For $T \leq 1.4$	$k_{hc0} = 0.876T^{2/3}$ For $T > 1.4$	
Kelompok II (Sedang)	$k_{hc0} = 1.51T^{1/3}(k_{hc0} \geq 0.7)$ For $T < 0.18$	$k_{hc0} = 0.85$ For $0.18 \leq T \leq 1.6$	$k_{hc0} = 1.16T^{2/3}$ For $T > 1.6$
Kelompok III (Lunak)	$k_{hc0} = 1.51T^{1/3}(k_{hc0} \geq 0.7)$ For $T < 0.29$	$k_{hc0} = 1.0$ For $0.29 \leq T \leq 2.0$	$k_{hc0} = 1.59T^{2/3}$ For $T > 2.0$
	Gerakan Tanah Tipe II		
Kelompok I (Kaku)	$k_{hc0} = 4.46T^{2/3}$ For $T \leq 0.3$	$k_{hc0} = 2.00$ For $0.3 \leq T \leq 0.7$	$k_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$ For $T > 0.7$
Kelompok II (Sedang)	$k_{hc0} = 3.22T^{2/3}$ For $T < 0.4$	$k_{hc0} = 1.75$ For $0.4 \leq T \leq 1.2$	$k_{hc0} = 2.23T^{-4/3}$ For $T > 1.2$
Kelompok III (Lunak)	$k_{hc0} = 2.38T^{2/3}$ For $T < 0.5$	$k_{hc0} = 1.50$ For $0.5 \leq T \leq 1.5$	$k_{hc0} = 2.57T^{-4/3}$ For $T > 1.5$

Namun, berbeda dari pertimbangan tradisional tersebut, gerakan tanah Tipe II ditentukan dengan hanya mengambil amplop percepatan respons dari gerakan kuat utama yang tercatat di Kobe dalam gempa Hyogo-ken Nanbu.Meskipun intensitas spektral respons percepatan pada periode alami pendek lebih tinggi pada gerakan tanah Tipe II daripada pada gerakan tanah Tipe I, durasi ekskursi percepatan ekstrem lebih lama pada gerakan tanah Tipe I daripada gerakan tanah Tipe II. Seperti yang akan dijelaskan kemudian, perbedaan durasi tersebut telah diperhitungkan untuk mengevaluasi faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan dari pilar.



Gambar 19.5 Gerakan Tanah Tipe I Dan Tipe II Dalam Metode Desain Daktilitas.

4. Desain Daktilitas Pilar Beton Bertulang

a) Evaluasi Mode Kegagalan

Dalam desain daktilitas pilar beton bertulang, mode kegagalan pilar dievaluasi sebagai langkah pertama. Mode kegagalan dikategorikan menjadi tiga jenis berdasarkan kapasitas lentur dan geser pilar sebagai berikut:

1. $P_u \leq P_s$ Kegagalan lentur
2. $P_s \leq P_u \leq P_{s0}$ Kegagalan lentur ke geser
3. $P_{s0} \leq P_u$ Kegagalan geser

di mana P_u = kapasitas lentur, P_s = kapasitas geser dengan mempertimbangkan efek beban siklik, dan P_{s0} = kapasitas geser tanpa mempertimbangkan efek beban siklik.

Faktor daktilitas dan kapasitas pilar beton bertulang ditentukan sesuai dengan mode kegagalan seperti yang dijelaskan kemudian.

b) Faktor Daktilitas Perpindahan

Faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan dari pilar μ_a pada Persamaan (19.2) dievaluasi sebagai

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \tag{19.9}$$

di mana α = faktor keamanan, δ_y = perpindahan leleh pilar, dan δ_u = perpindahan ultimate pilar. Serta kapasitas lateral pilar Pa dalam Persamaan (19.1), δ_y dan δ_u didefinisikan di pusat gravitasi struktur atas. Pada pilar tunggal beton bertulang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.4a, perpindahan ultimate δ_u dievaluasi sebagai

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \tag{19.10}$$

di mana ϕ_y = kelengkungan luluh pilar di bagian bawah,ϕ_u = kelengkungan ultimat pilar di bagian bawah, h = tinggi pilar, dan L_P = panjang sendi plastis pilar. Panjang sendi plastis diberikan sebagai

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \tag{19.11}$$

di mana D adalah lebar atau diameter pilar.

Kelengkungan leleh ϕ_y dan kelengkungan ultimate ϕ_u pada Persamaan (19.10) dievaluasi dengan asumsi hubungan tegangan-regangan tulangan dan beton seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.6. Hubungan tegangan δ_c – regangan ε_c beton dengan pengekangan lateral diasumsikan sebagai

$$\begin{cases} E_c\varepsilon_c\left(1-\frac{1}{n}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right) & (0 \leqq \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leqq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (19.12)$$

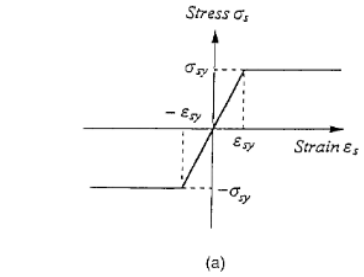
$$n = \frac{E_c\varepsilon_{cc}}{E_c\varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (19.13)$$

di mana $\sigma_{cc} =$ kekuatan beton terkekang, $E_c =$ modulus elastisitas beton, $\varepsilon_{cc} =$ regangan pada kekuatan maksimum, dan $E_{des} =$ gradien pada cabang menurun. Dalam Persamaan (19.12), σ_{cc}, ε_{cc}, dan E_{des} ditentukan sebagai

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy} \quad (19.14)$$

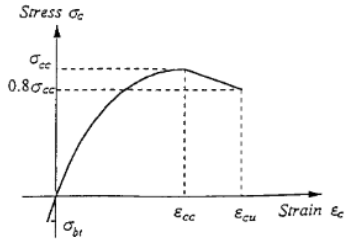
$$F = cV^k \quad (19.15)$$

$$E_{des} = 11.2\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s\sigma_{sy}} \quad (19.16)$$



(a)

(b) Concrete



(b)

Gambar 19.6 Hubungan Tegangan Dan Regangan Beton Terkekang Dan Tulangan. (a) Baja (b) Beton.

di mana $\sigma_{ck} =$ kekuatan desain beton, $\sigma_{sy} =$ kekuatan luluh tulangan, α dan $\beta =$ koefisien yang bergantung pada bentuk pilar ($\alpha = 1{,}0$ dan $\beta = 1{,}0$ untuk pilar melingkar,

dan $\alpha = 0{,}2$ dan $\beta = 0.4$ untuk pilar persegi panjang), dan $\rho_s =$ rasio tulangan pengikat yang didefinisikan sebagai

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leqq 0.018 \tag{19.17}$$

di mana A_h = luas tulangan pengikat, s = jarak tulangan pengikat, dan d = lebar efektif tulangan pengikat.

Kelengkungan maksimum ϕ_u didefinisikan sebagai kelengkungan ketika regangan beton pada batang tulangan memanjang dalam kompresi mencapai regangan maksimum ε_{cu} yang didefinisikan sebagai

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & \text{for Type I ground motions} \\ \varepsilon_{cc} + \dfrac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & \text{for Type II ground motions} \end{cases} \tag{19.18}$$

Penting untuk dicatat bahwa regangan ultimate ε_{cu} bergantung pada jenis gerakan tanah; ε_{cu} untuk gerakan tanah Tipe II lebih besar daripada untuk gerakan tanah Tipe I. Berdasarkan uji pembebanan, diketahui bahwa tingkat kegagalan tertentu pada pilar seperti penurunan kapasitas lateral secara tiba-tiba terjadi pada perpindahan lateral yang lebih kecil pada pilar yang mengalami histeresis pembebanan dengan jumlah pembalikan beban yang lebih besar.

Untuk mencerminkan fakta tersebut, diputuskan bahwa regangan ultimate □$_{cu}$ harus dievaluasi dengan Persamaan (19.18), bergantung pada jenis gerakan tanah. Oleh karena itu, faktor daktilitas yang diizinkan μa bergantung pada jenis gerakan tanah; μa lebih besar pada pilar yang mengalami gerakan tanah Tipe II daripada pilar yang mengalami gerakan tanah Tipe I.

Perlu dicatat bahwa faktor keamanan □ dalam Persamaan (19.18) (19.9) bergantung pada jenis jembatan serta jenis gerakan tanah seperti yang ditunjukkan pada Tabel 19.4. Hal ini untuk menjaga keamanan seismik yang lebih tinggi pada jembatan-jembatan penting, dan untuk memperhitungkan perbedaan waktu pengulangan antara gerakan tanah Tipe I dan Tipe II.

Tabel 19.4 Faktor Keamanan α pada Persamaan 19.9

Tipe Jembatan	Gerakan Tanah Tipe I	Gerakan Tanah Tipe II
Jembatan Tipe B	3,0	1,5
Jembatan Tipe A	2,4	1,2

Tabel 19.5 Faktor Modifikasi pada Efek Skala untuk Kapasitas Geser yang Ditanggung oleh Beton

Lebar Efektif Penampang $d(\mathrm{m})$	Koefisien c_c
$d \leq 1$	1,0

$d = 3$	0,7
$d = 5$	0,6
$d \geq 10$	0,5

c) Kapasitas Geser

Kapasitas geser pilar beton bertulang dievaluasi dengan metode konvensional sebagai berikut:

$$P_s = S_c + S_s \tag{19.19}$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \tag{19.20}$$

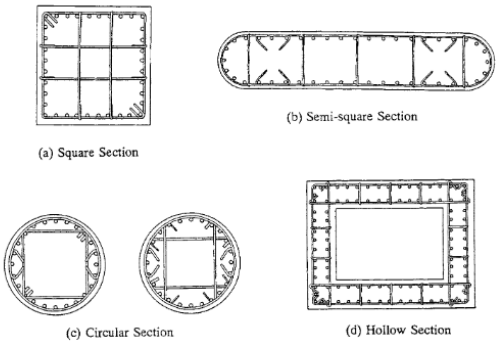
$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d(\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \tag{19.21}$$

di mana P_s = kapasitas geser; S_c = kapasitas geser yang ditanggung oleh beton; S_s = kapasitas geser yang ditanggung oleh tulangan pengikat, τ_c = kapasitas tegangan geser yang ditanggung oleh beton; c_c = faktor modifikasi untuk pembebanan siklik (0,6 untuk gerakan tanah Tipe I; 0,8 untuk gerakan tanah Tipe II); c_e = faktor modifikasi untuk efek skala lebar efektif; c_{pt} = faktor modifikasi untuk rasio tulangan longitudinal; b dan d = lebar dan tinggi penampang, A_w = luas penampang tulangan pengikat; σ_{sy} = kekuatan leleh tulangan pengikat, θ = sudut antara sumbu vertikal dan tulangan pengikat, dan a = jarak tulangan pengikat.

Faktor modifikasi pada efek skala lebar efektif, c_e, didasarkan pada studi eksperimental uji pembebanan balok dengan berbagai tinggi efektif dan baru diperkenalkan dalam Spesifikasi 1996. Tabel 19.5 menunjukkan faktor modifikasi pada efek skala.

d) Susunan Tulangan

Gambar 19.7 menunjukkan susunan tulangan pengikat yang disarankan. Tulangan pengikat harus berupa batang deformasi dengan diameter sama atau lebih besar dari 13 mm, dan harus ditempatkan di sebagian besar jembatan dengan jarak tidak lebih dari 150 mm. Dalam kasus khusus, seperti jembatan dengan tinggi pilar lebih dari 30 m, jarak tulangan pengikat dapat ditingkatkan pada ketinggian sehingga kekuatan pilar tidak akan menurun tajam pada penampang tersebut. Tulangan pengikat perantara juga harus disediakan dengan jarak yang sama dengan tulangan pengikat untuk menahan beton. Jarak antar tulangan pengikat perantara harus kurang dari 1 m.



Gambar 19.7 Penahanan Beton Inti Oleh Tulangan Pengikat. (a) Penampang Persegi; (b) Penampang Setengah Persegi; (c) Penampang Lingkaran; (d) Penampang Berongga.

e) Rangka Dua Kolom

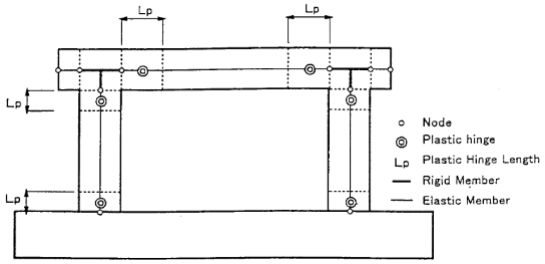
Untuk menentukan kekuatan ultimate dan faktor daktilitas untuk rangka dua kolom, rangka tersebut dimodelkan sebagai model rangka dengan engsel plastis di kedua ujung balok penutup lateral dan kolom seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.8. Setiap anggota rangka elastis memiliki kekakuan leleh yang diperoleh berdasarkan beban aksial oleh beban mati struktur atas dan kolom. Engsel plastis diasumsikan ditempatkan di bagian ujung balok penutup dan bagian atas dan bawah setiap kolom. Engsel plastis dimodelkan sebagai elemen pegas dengan hubungan momen-kelengkungan bilinear. Lokasi engsel plastis adalah setengah jarak panjang engsel plastis dari tepi ujung setiap anggota, di mana panjang engsel plastis L_P diasumsikan sebagai Persamaan (19.11).

Ketika rangka dua kolom dikenai gaya lateral dalam arah transversal, gaya aksial yang berkembang di balok dan kolom dipengaruhi oleh gaya lateral yang diterapkan. Oleh karena itu, hubungan gaya-perpindahan horizontal diperoleh melalui analisis dorong statis dengan mempertimbangkan hubungan interaksi gaya aksial N/momen M. Keadaan akhir setiap sendi plastis diperoleh dengan sudut plastis akhir θ_{pu} sebagai

$$\theta_{pu} = \left(\phi_u/\phi_y - 1\right)L_p\phi_y \qquad (19.22)$$

di mana ϕ_u = kelengkungan maksimum dan ϕ_y = kelengkungan luluh.

Keadaan maksimum dari seluruh kolom dua-tekuk ditentukan sedemikian rupa sehingga keempat engsel plastis yang terbentuk mencapai sudut plastis maksimum.

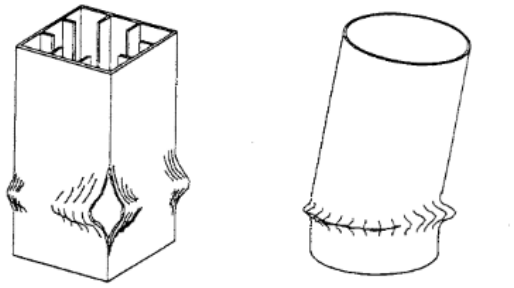


Gambar 19.8 Idealisasi analitis dari struktur dua kolom.

5. Desain Daktilitas Pilar Baja

a) Konsep Dasar

Untuk meningkatkan kinerja seismik pilar baja, penting untuk menghindari mode kegagalan getas tertentu. Gambar 19.9 menunjukkan mode kegagalan getas tipikal untuk pilar baja persegi panjang dan melingkar.



Gambar 19.9 Mode Kegagalan Getas Yang Umum Terjadi Pada Pilar Baja. (a) Patahnya Sudut; (b) Tekuk Lutut Gajah.

Berikut adalah tindakan penanggulangan untuk menghindari mode kegagalan getas tersebut dan untuk meningkatkan kinerja seismik pilar baja:

1. Isi kolom baja dengan beton.
2. Tingkatkan parameter struktural yang berkaitan dengan kekuatan tekuk.
   - Kurangi rasio lebar-ketebalan pelat penguat pilar persegi panjang atau rasio diameter-ketebalan pipa baja;
   - Tingkatkan kekakuan penguat;
   - Kurangi jarak diafragma;
   - Perkuat sudut menggunakan pelat sudut;
3. Tingkatkan bagian pengelasan di sudut penampang persegi panjang
4. Hilangkan bagian pengelasan di sudut dengan menggunakan sudut bulat.

b) Pilar Baja Berisi Beton

Pada pilar baja berisi beton, kapasitas lateral P_a dan faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan μ_a pada Persamaan (19.1) dan (19.2) dievaluasi sebagai

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \tag{19.23}$$

$$\mu_a = \left(1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}\right)\frac{P_u}{P_a} \tag{19.24}$$

di mana P_y dan P_u = kekuatan luluh dan kapasitas lateral ultimate pilar; δ_y dan δ_u = kekuatan luluh dan perpindahan ultimate pilar; dan α = faktor keamanan (lihat Tabel 19.4). $P_a$dan μ_a dievaluasi dengan mengidealkan bahwa pilar baja yang diisi beton menahan momen lentur dan gaya geser seperti pilar beton bertulang. Diasumsikan dalam evaluasi ini bahwa penampang baja diidealkan sebagai batang tulangan dan hanya penampang baja yang

menahan gaya aksial. Hubungan tegangan vs. regangan baja dan beton seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.10 diasumsikan. Tinggi beton pengisi harus ditentukan agar tidak terjadi tekuk di atas beton pengisi.

c) Pilar Baja Tanpa Beton Pengisi

Pilar baja tanpa beton pengisi harus dirancang dengan analisis respons dinamis. Sifat-sifat pilar perlu ditentukan berdasarkan uji pembebanan siklik. Pengaturan kekakuan dan pengelasan di sudut harus dievaluasi secara tepat agar kegagalan getas dapat dihindari.

6. Analisis Respons Dinamis

Analisis respons dinamis diperlukan pada jembatan dengan respons dinamis yang kompleks untuk memeriksa faktor keamanan desain statis. Analisis respons dinamis juga diperlukan sebagai alat "desain" pada jembatan yang metode desain daktilitasnya tidak diterapkan secara langsung. Dalam analisis respons dinamis, gerakan tanah yang disesuaikan secara spektral dengan spektrum respons berikut digunakan;

$$S_I = c_Z \cdot c_D \cdot S_{I0} \tag{19.25}$$

$$S_{II} = c_Z \cdot c_D \cdot S_{II0} \tag{19.26}$$

di mana S_I dan S_{II} = spektrum respons percepatan untuk gerakan tanah Tipe I dan Tipe II; S_{I0} dan S_{II0} = spektrum respons percepatan standar untuk gerakan tanah Tipe I dan Tipe II, masing-masing; c_Z = koefisien modifikasi untuk zona, lihat Persamaan (19.8); dan c_D = koefisien modifikasi untuk rasio redaman yang diberikan sebagai

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \tag{19.27}$$

Tabel 19.6 dan Gambar 19.11 menunjukkan spektrum respons percepatan standar (rasio redaman h = 0,05) untuk gerakan tanah Tipe I dan Tipe II. Disarankan untuk menggunakan setidaknya tiga gerakan tanah per analisis dan mengambil rata-rata untuk mengevaluasi respons.

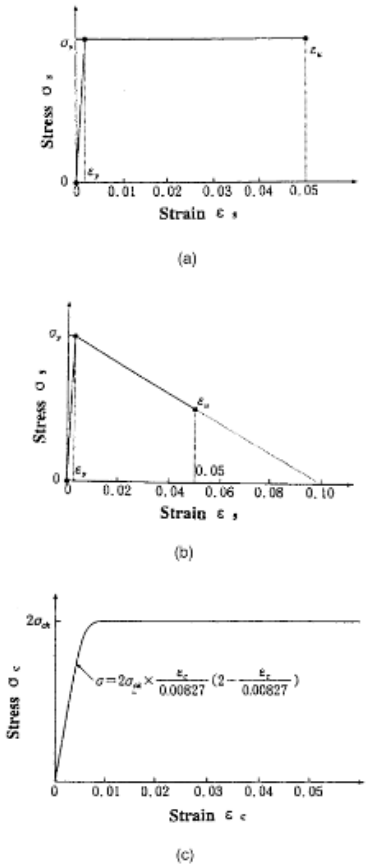
Dalam analisis dinamis, rasio redaman modal harus dievaluasi dengan cermat. Untuk menentukan rasio redaman modal, sebuah jembatan dapat dibagi menjadi beberapa substruktur di mana mekanisme disipasi energi pada dasarnya sama. Jika seseorang dapat menentukan rasio redaman dari setiap substruktur untuk bentuk mode tertentu, rasio redaman modal untuk mode ke-i, h_i, dapat dievaluasi sebagai

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}^T \cdot h_{ij} \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\Phi_i^T \cdot K \cdot \Phi_i} \tag{19.28}$$

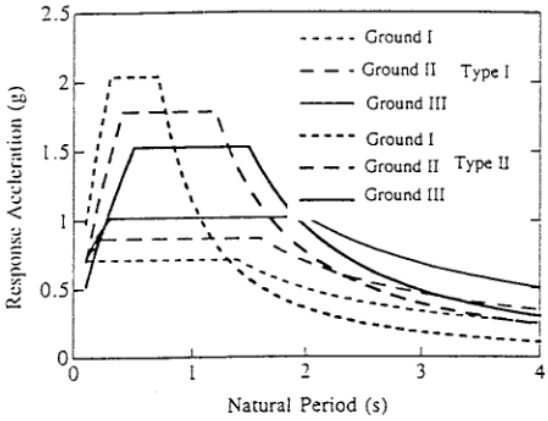
Tabel 19.6 Spektrum Respons Percepatan Standar

Kondisi Tanah	**Respons Akseleras** S_{10} $(\mathrm{gal} = \mathrm{cm/s^{2)}}$	
	Spektra Respons Tipe I S_{10}	
Kelompok I	$S_{10} = 700$ for $T_i \leqq 1.4$	$S_{10} = 980$ for $T_i \leqq 1.4$

Kelompok II	$S_{10} = 1505T_i^{1/3}$ $(S_{10} \geqq 700)$ for $T_i < 0.18$	$S_{10} = 850$ for $0.18 \leqq T_i \leqq 1.6$	$S_{10} = 1360/T_i$ for $T_i > 1.6$
Kelompok III	$S_{10} = 1511T_i^{1/3}$ $(S_{10} \geqq 700)$ for $T_i < 0.29$	$S_{10} = 1000$ for $0.29 \leqq T_i \leqq 2.0$	$S_{10} = 2000/T_i$ for $T_i > 2.0$
Spektra Respons Tipe II S_{110}			
Kelompok I	$S_{110} = 4463T_i^{2/3}$ for $T_i \leqq 0.3$	$S_{110} = 2000$ for $0.3 \leqq T_i \leqq 0.7$	$S_{110} = 1104/T_i^{5/3}$ for $T_i > 0.7$
Kelompok II	$S_{110} = 3224T_i^{2/3}$ for $T_i < 0.4$	$S_{110} = 1750$ for $0.4 \leqq T_i \leqq 1.2$	$S_{110} = 2371/T_i^{5/3}$ for $T_i > 1.2$
Kelompok III	$S_{110} = 2381T_i^{2/3}$ for $T_i < 0.5$	$S_{110} = 1500$ for $0.5 \leqq T_i \leqq 1.5$	$S_{110} = 2948T_i^{5/3}$ for $T_i > 1.5$



Gambar 19.10 Hubungan Tegangan-Regangan Baja Dan Beton. (a) Baja (tarik); (b) Baja (tekan); (c) beton.



Gambar 19.11 Spektrum respons percepatan standar Tipe I dan Tipe II.

Tabel 19.7 Rasio Redaman yang Direkomendasikan untuk Komponen Struktur Utama

Komponen Struktural	Respons Elastis		Respons Non-linier	
	(Baja)	(Beton)	(Baja)	(Beton)
Struktur Atas	0,02 ~ 0,03	0,03 ~ 0,05	0,02 ~ 0,03	0,03 ~ 0,05
Bantalan Karet	0,02		0,02	
Bantalan Menshin	Rasio redaman ekivalen berdasarkan Pers. 19.26		Rasio redaman ekivalen berdasarkan Pers. 19.46	
Struktur Bawah	0,03 ~ 0,05	0,05 ~ 0,1	0,1 ~ 0,2	0,12 ~ 0,2
Pondasi	0,1 ~ 0,3		0,2 ~ 0,4	

di mana h_{ij} = rasio redaman substruktur ke-j pada mode ke-i, ϕ_{ij} = vektor mode substruktur ke-j pada mode ke-i, k_j = matriks kekakuan substruktur ke-j, K = matriks kekakuan jembatan, dan Φ_{i} =vektor mode jembatan pada mode ke-i, yang diberikan sebagai

$$\Phi_i^T = \{\phi_{i1}^T, \phi_{i2}^T, \dots, \phi_{in}^T\} \tag{19.29}$$

Tabel 19.7 menunjukkan rasio redaman yang direkomendasikan untuk komponen struktural utama.

Tabel 19.8 Koefisien Modifikasi untuk Kemampuan Disipasi Energi

Rasio Redaman Mode Pertama h	Koefisien c_s
$h < 0{,}1$	1,0
$0{,}1 \leq h < 0{,}12$	0,9
$0{,}12 \leq h < 0{,}15$	0,8
$h \geq 0{,}15$	0,7

7. Desain Menshin (Isolasi Seismik)

a) **Prinsip Dasar**

Implementasi jembatan Menshin harus dipilih dengan cermat dari sudut pandang tidak hanya kinerja seismik tetapi juga fungsi untuk lalu lintas dan pemeliharaan, berdasarkan keuntungan dan kerugian dari peningkatan periode alami. Desain Menshin tidak boleh diadopsi dalam situasi berikut:

1. Lokasi yang rentan terhadap kehilangan daya dukung akibat likuifaksi tanah dan penyebaran lateral;
2. Jembatan yang ditopang oleh kolom fleksibel;
3. Lokasi tanah lunak di mana potensi resonansi dengan tanah di sekitarnya dapat berkembang dengan meningkatkan periode alami fundamental; dan
4. Jembatan dengan gaya angkat pada bantalan.

Disarankan agar desain dibuat dengan penekanan pada peningkatan kemampuan peredaman energi dan distribusi gaya lateral ke sebanyak mungkin substruktur. Untuk memusatkan deformasi histeresis bukan pada pilar, tetapi pada bantalan, periode alami fundamental jembatan Menshin harus sekitar dua kali atau lebih lama daripada periode alami

fundamental jembatan yang sama yang ditopang oleh bantalan konvensional. Perlu dicatat bahwa perpanjangan periode alami yang bertujuan untuk mengurangi gaya lateral tidak boleh dilakukan

b) Prosedur Desain

Jembatan Menshin dirancang dengan metode koefisien seismik dan metode desain daktilitas. Dalam metode koefisien seismik, tidak ada pengurangan gaya lateral dari desain konvensional yang dilakukan. Dalam metode desain daktilitas, koefisien gaya lateral ekivalen k_{hem} dalam desain Menshin dievaluasi sebagai

$$k_{hem} = \frac{k_{hcm}}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \tag{19.30}$$

$$k_{hcm} = c_E \cdot k_{hc} \tag{19.31}$$

di mana k_{hcm} = koefisien gaya lateral pada desain Menshin, μ_m = faktor daktilitas yang diizinkan untuk pilar, c_E = koefisien modifikasi untuk kemampuan disipasi energi (lihat Tabel 19.8), dan $k_{hc} =$ koefisien gaya lateral berdasarkan Persamaan (19.8). Karena k_{hc} adalah koefisien gaya lateral untuk jembatan yang ditopang oleh bantalan konvensional, Persamaan (19.31) berarti bahwa gaya lateral pada desain Menshin dapat dikurangi, hingga 30%, oleh koefisien modifikasi c_E tergantung pada rasio redaman modal jembatan.

Rasio redaman modal jembatan menshin h untuk mode fundamental dihitung sebagai Persamaan (19.32). Dalam Persamaan (19.32), $h_{Bi} =$ rasio redaman peredam ke-i, $h_{Pi} =$ rasio redaman pilar atau abutmen ke-i, $h_{Fui} =$ rasio redaman pondasi ke-i yang terkait dengan perpindahan translasi, $h_{Fui} =$ rasio redaman pondasi ke-i yang terkait dengan perpindahan rotasi, $K_{Pi} =$ kekakuan ekivalen pilar atau abutmen ke-i, $K_{Fui} =$ kekakuan translasi pondasi ke-i, $h_{F\phi i} =$ kekakuan rotasi pondasi ke-i, $u_{Bi} =$ perpindahan desain perangkat Menshin ke-i, dan $H =$ jarak dari dasar pilar ke pusat gravitasi dek.

Dalam desain Menshin, faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan dari pilar μm pada Persamaan (19.30) dievaluasi dengan

$$h = \frac{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{Pi} \cdot K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{h_{Fui} \cdot K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta i} \cdot K_{Bi} \cdot H^2}{K_{Fei}} \right)}{\sum K_{Bi} \cdot u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} \cdot H^2}{K_{F\theta i}} \right)} \tag{19.32}$$

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha_m \delta_y} \tag{19.33}$$

di mana α_m adalah faktor keamanan yang digunakan dalam desain Menshin dan diberikan sebagai

$$\alpha_m = 2 \tag{19.34}$$

di mana α adalah faktor keamanan dalam desain konvensional (lihat Tabel 19.4). Persamaan (19.34) berarti bahwa faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan dalam desain Menshin μ_m

harus lebih kecil daripada faktor daktilitas perpindahan yang diizinkan μ_a berdasarkan Persamaan (19.2) dalam desain konvensional. Alasan faktor daktilitas yang diizinkan lebih kecil dalam desain Menshin adalah untuk membatasi perpindahan histeresis pilar di zona engsel plastis sehingga perilaku histeresis utama terjadi pada perangkat Menshin, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.4b.

c) Desain Perangkat Menshin

Perangkat sederhana yang dapat menahan gempa bumi ekstrem harus digunakan. Bantalan harus ditambatkan ke dek dan substruktur dengan baut, dan harus dapat diganti. Jarak bebas harus disediakan antara dek dan abutmen atau antara dek yang berdekatan.

Isolator dan peredam harus dirancang untuk perpindahan desain u_B yang diinginkan. Perpindahan desain u_B dievaluasi sebagai

$$u_B = \frac{k_{hem} W_U}{K_B} \tag{19.35}$$

di mana k_{hem} = koefisien gaya lateral ekivalen menurut Persamaan (19.31), K_B = kekakuan ekivalen, dan W_U = berat mati struktur atas. Perlu dicatat bahwa, karena koefisien gaya lateral ekivalen k_{hem} bergantung pada jenis gerakan tanah, perpindahan desain u_B juga bergantung pada hal yang sama.

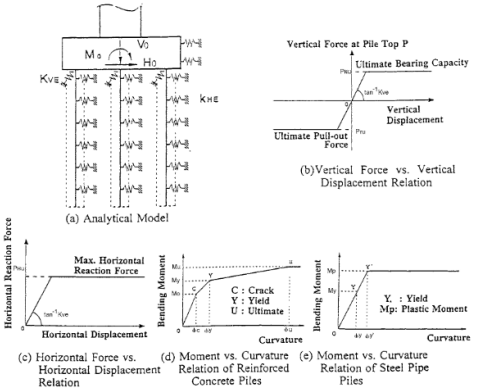
Kekakuan ekivalen K_B dan rasio redaman ekivalen h_B dari perangkat Menshin dievaluasi sebagai

$$K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2u_{Be}} \tag{19.36}$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \tag{19.37}$$

$$u_{Be} = c_B \cdot u_B \tag{19.38}$$

di mana $F_{(u)} =$ gaya pemulihan suatu perangkat pada perpindahan u, $u_{Be} =$ perpindahan desain efektif, $\Delta W =$ energi yang hilang per siklus, $W =$ energi regangan elastis, dan $c_B =$ koefisien untuk mengevaluasi perpindahan efektif (= 0,7).



Gambar 19.12 Model Nonlinier Idealisasi Pondasi Tiang Pancang. (a) Model Analitis; (b) Hubungan Gaya Vertikal VS Perpindahan Vertikal; (c) Hubungan Gaya Horizontal VS Perpindahan Horizontal; (d) Hubungan Momen VS Kelengkungan Tiang Pancang Beton Bertulang; (e) Hubungan Momen VS Kelengkungan Tiang Pancang Pipa Baja.

8. Desain Pondasi

Metode evaluasi daktilitas dan kekuatan pondasi seperti pondasi tiang pancang dan pondasi caisson baru diperkenalkan dalam Spesifikasi 1996. Untuk pondasi tiang pancang, pondasi harus diidealkan sedemikian rupa sehingga pondasi kaku ditopang oleh tiang pancang yang ditopang oleh tanah. Kekuatan lentur pilar didefinisikan oleh Persamaan. (19.7) akan diterapkan sebagai gaya seismik pada fondasi di bagian bawah pondasi bersama dengan struktur atas beban mati, pilar, dan tanah di atas pondasi. Gambar 19.12 menunjukkan model nonlinier ideal dari fondasi tiang pancang. Nonlinieritas tanah dan tiang pancang dipertimbangkan dalam analisis.

Keamanan fondasi harus diperiksa sehingga (1) fondasi tidak mencapai titik lelehnya; (2) jika nonlinieritas primer berkembang di fondasi, perpindahan respons kurang dari batas daktilitas perpindahan; dan (3) perpindahan yang berkembang di fondasi kurang dari batas yang diizinkan. Daktilitas yang diizinkan dan batas perpindahan yang diizinkan dicatat sebagai 4 dalam daktilitas perpindahan, 40 cm dalam perpindahan horizontal, dan 0,025 rad dalam sudut rotasi.

Untuk fondasi tipe caisson, fondasi harus dimodelkan sebagai kolom beton bertulang yang ditopang oleh model pegas tanah; keamanannya diperiksa dengan cara yang sama seperti fondasi tiang pancang.

9. Desain untuk Mencegah Pencairan Tanah dan Pergeseran Lateral Akibat Pencairan

a) Estimasi Potensi Pencairan

Sejak gempa Hyogo-ken Nanbu tahun 1995 menyebabkan pencairan bahkan pada lapisan pasir kasar atau kerikil yang sebelumnya dianggap kebal terhadap pencairan, lapisan kerikil dimasukkan dalam lapisan tanah yang memerlukan estimasi potensi pencairan. Lapisan tanah yang memenuhi kondisi berikut diperkirakan sebagai lapisan yang berpotensi mengalami pencairan:

1. Lapisan tanah jenuh yang terletak dalam jarak 20 m di bawah permukaan tanah dan di mana muka air tanah kurang dari 10 m;

2. Lapisan tanah di mana rasio kandungan partikel halus FC sama dengan atau kurang dari 35% atau indeks plastisitas I_P sama dengan atau kurang dari 15;
3. Lapisan tanah di mana ukuran butir rata-rata D_{50} sama dengan atau kurang dari 10 mm dan ukuran butir 10% D_{10} sama dengan atau kurang dari 1 mm.

Potensi likuifaksi diperkirakan dengan faktor keamanan terhadap likuifaksi F_L sebagai berikut:

$$F_L = R/L \tag{19.39}$$

di mana, $F_L =$ rasio tahan likuifaksi, $R =$ rasio kekuatan geser dinamis, dan $L =$ rasio tegangan geser selama gempa bumi. Rasio kekuatan geser dinamis R dapat dinyatakan sebagai

$$R = c_W R_L \tag{19.40}$$

di mana $c_W =$ koefisien koreksi untuk karakteristik gerakan tanah (1,0 untuk gerakan tanah Tipe I, 1,0 hingga 2,0 untuk gerakan tanah Tipe II), dan $R_L =$ rasio kekuatan triaksial siklik. Rasio kekuatan triaksial siklik diperkirakan melalui uji laboratorium dengan sampel yang tidak terganggu dengan metode pembekuan di tempat. Rasio tegangan geser selama gempa bumi dapat dinyatakan sebagai

$$L = r_d k_{hc} \sigma_v / \sigma'_v \tag{19.41}$$

di mana $r_d =$ faktor modifikasi rasio tegangan geser dengan kedalaman, $k_{hc} =$ koefisien seismik desain untuk evaluasi potensi likuifaksi,$\sigma_v =$ tekanan beban total, $\sigma'_v =$ tekanan beban efektif.

Perlu dicatat di sini bahwa koefisien seismik desain untuk evaluasi potensi likuifaksi khc berkisar dari 0,3 hingga 0,4 untuk gerakan tanah Tipe I, dan dari 0,6 hingga 0,8 untuk gerakan tanah Tipe II.

b) Perlakuan Desain Likuifaksi untuk Pondasi Jembatan

Ketika likuifaksi terjadi, kekuatan dan daya dukung tanah menurun. Dalam desain seismik jembatan jalan raya, konstanta tanah lapisan tanah berpasir yang dinilai rentan terhadap likuifaksi dikurangi sesuai dengan nilai F_L. Konstanta tanah yang dikurangi dihitung dengan mengalikan koefisien D_E pada Tabel 19.9 dengan konstanta tanah yang diperkirakan dengan asumsi bahwa lapisan tanah tidak mengalami likuifaksi.

c) Perlakuan Desain Aliran Tanah Akibat Likuefaksi untuk Pondasi Jembatan

Pengaruh aliran tanah akibat likuefaksi dimasukkan dalam Spesifikasi Desain yang direvisi pada tahun 1996. Kasus di mana aliran tanah yang dapat memengaruhi seismisitas jembatan cenderung terjadi umumnya adalah ketika tanah dinilai dapat mengalami likuefaksi dan terpapar tekanan tanah yang bias, misalnya, tanah di belakang dinding pelindung pantai.

Efek aliran tanah akibat likuefaksi dianggap sebagai gaya statis yang bekerja pada struktur. Metode ini mengasumsikan bahwa tanah permukaan terdiri dari lapisan yang tidak

dapat mengalami likuefaksi dan lapisan yang dapat mengalami likuefaksi, dan gaya yang setara dengan tekanan tanah pasif dan 30% dari tekanan beban berlebih diterapkan pada struktur di lapisan yang tidak dapat mengalami likuefaksi dan lapisan yang dapat mengalami likuefaksi, masing-masing.

Keamanan seismik pondasi diperiksa dengan memastikan bahwa perpindahan di bagian atas pondasi yang disebabkan oleh aliran tanah tidak melebihi nilai yang diizinkan, di mana pondasi dan tanah diidealkan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.12. Perpindahan yang diizinkan pada pondasi dapat dianggap dua kali perpindahan leleh pondasi. Dalam proses ini, gaya inersia struktur tidak perlu dipertimbangkan secara bersamaan, karena aliran tanah akibat likuifaksi dapat terjadi setelah gerakan tanah utama.

Tabel 19.9 Koefisien Reduksi Konstanta Tanah Akibat Likuifaksi Tanah

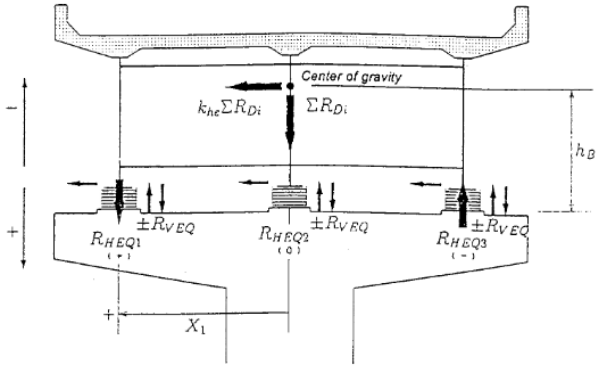
Rentang F_L	Kedalaman dari Permukaan Tanah Saat Ini x (m)	Rasio Kekuatan Geser Dinamis	
		$R \leq 0,3$	$0,3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

10. Penopang Bantalan

Bantalan diklasifikasikan menjadi dua kelompok: Bantalan Tipe A yang menahan gaya seismik yang dipertimbangkan dalam metode koefisien seismik, dan Bantalan Tipe B yang menahan gaya seismik Persamaan (19.2). Kinerja seismik bantalan Tipe B tentu saja jauh lebih tinggi daripada bantalan Tipe A. Pada bantalan Tipe A, perangkat pembatas perpindahan, yang akan dijelaskan kemudian, harus dipasang baik dalam arah longitudinal maupun transversal, sedangkan pada bantalan Tipe B tidak diperlukan. Karena pentingnya bantalan sebagai salah satu komponen struktural utama, bantalan Tipe B harus digunakan pada jembatan Menshin. Gaya angkat yang diterapkan pada penyangga bantalan ditentukan sebagai

$$R_U = R_D - \sqrt{R_{heq}^2 + R_{veq}^2} \tag{19.42}$$

di mana R_U = gaya angkat desain yang diterapkan pada penyangga bantalan, R_D = beban mati struktur atas, R_{heq} dan R_{veq} adalah reaksi vertikal yang disebabkan oleh gaya seismik horizontal dan gaya vertikal, masing-masing. Gambar 19.13 menunjukkan gaya desain untuk penyangga bantalan.



Gambar 19.13 Gaya Desain Untuk Penyangga Bantalan.

11. Sistem Pencegahan Lepasnya Jembatan

Langkah-langkah pencegahan lepasnya jembatan diperlukan untuk jembatan jalan raya. Sistem pencegahan lepasnya jembatan terdiri dari panjang dudukan yang cukup, alat pencegah jatuh, alat pembatas perpindahan, dan alat pencegah penurunan. Persyaratan dasarnya adalah sebagai berikut:

1. Sistem pencegahan lepasnya jembatan harus dirancang sedemikian rupa sehingga lepasnya struktur atas dari penyangganya dapat dicegah bahkan jika terjadi kegagalan yang tidak terduga pada elemen struktural;
2. Panjang dudukan yang cukup harus disediakan dan alat pencegah jatuh harus dipasang di ujung struktur atas untuk menahan respons longitudinal. Jika bantalan Tipe A digunakan, perangkat pembatas perpindahan harus dipasang lebih lanjut tidak hanya di ujung struktur atas tetapi juga di setiap penyangga perantara pada jembatan kontinu; dan
3. Jika bantalan Tipe A digunakan, perangkat pembatas perpindahan diperlukan di setiap penyangga terhadap respons transversal. Perangkat pembatas perpindahan umumnya tidak diperlukan jika bantalan Tipe B digunakan. Namun, meskipun bantalan Tipe B diadopsi, perangkat tersebut diperlukan pada jembatan miring, jembatan lengkung, jembatan yang ditopang oleh kolom dengan puncak sempit, jembatan yang ditopang oleh sedikit bantalan per pilar, dan jembatan yang dibangun di lokasi yang rentan terhadap penyebaran lateral yang terkait dengan likuifaksi tanah.

Panjang dudukan S_E dievaluasi sebagai

$$S_E = u_R + u_G \geqq S_{EM} \tag{19.43}$$

$$S_{EM} = 70 + 0.5l \tag{19.44}$$

$$u_G = 100 \cdot \varepsilon_G \cdot L \tag{19.45}$$

di mana $u_R =$ perpindahan relatif (cm) yang terjadi antara struktur atas dan struktur bawah yang dikenai gaya seismik yang setara dengan koefisien gaya lateral setara k_{hc} menurut Persamaan (19.2); $u_G =$ perpindahan relatif tanah sepanjang sumbu jembatan; $S_{EM} =$ panjang dudukan minimum (cm); $\varepsilon_G =$ regangan tanah yang diinduksi selama gempa bumi sepanjang

sumbu jembatan, yaitu 0,0025, 0,00375, dan 0,005 untuk lokasi Grup I, II, dan III, masing-masing; L = jarak yang berkontribusi pada perpindahan relatif tanah (m); dan l = panjang bentang (m). Jika dua dek yang berdekatan ditopang oleh pilar, panjang bentang yang lebih besar harus menjadi l dalam mengevaluasi panjang dudukan.

Dalam desain Menshin, selain persyaratan di atas, pertimbangan berikut harus dilakukan.

1. Untuk mencegah benturan antara dek dan abutmen atau antara dua dek yang berdekatan, harus disediakan jarak bebas yang cukup. Jarak bebas antara komponen struktural SB tersebut harus dievaluasi sebagai

$$S_B = \begin{cases} u_B + L_A & \text{between a deck and an abutment} \\ c_B \cdot u_B + L_A & \text{between two adjacent decks} \end{cases} \quad (19.46)$$

Tabel 19.10 Koefisien Modifikasi untuk Jarak Bebas c_B

Rentang ΔT/T1	Koefisien cB
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0{,}1$	1
$0{,}1 \leq \Delta T/T_1 < 0{,}8$	$\sqrt{2}$
$0{,}8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1{,}0$	1

di mana uB = perpindahan desain perangkat Menshin (cm) menurut Persamaan (19.39), L_A = redundansi celah (umumnya ±1,5 cm), dan cB = koefisien modifikasi untuk celah (lihat Tabel 19.10). Koefisien modifikasi c_B ditentukan berdasarkan analisis spektrum respons perpindahan relatif. Ini bergantung pada perbedaan periode alami $\Delta T = T_1 - T_2 (T_1 > T_2)$, di mana T_1 dan T_2 mewakili periode alami dari dua sistem jembatan yang berdekatan.

2. Celah pada sambungan ekspansi L_E dievaluasi sebagai

$$L_E = u_B + L_A \quad (47.47)$$

di mana u_B = perpindahan desain perangkat Menshin (cm) menurut Persamaan (19.39), dan L_A = redundansi jarak bebas (umumnya ±1,5 cm).

19.5 PRAKTIK PERBAIKAN SEISMIK UNTUK JEMBATAN JALAN RAYA

1. Praktik Perbaikan Seismik Masa Lalu

Kementerian Konstruksi telah melakukan evaluasi seismik jembatan jalan raya di seluruh negeri sebanyak lima kali sejak tahun 1971 sebagai bagian dari langkah-langkah pencegahan bencana gempa bumi yang komprehensif untuk fasilitas jalan raya. Perbaikan seismik untuk jembatan jalan raya yang rentan telah dilakukan secara berturut-turut berdasarkan evaluasi seismik. Tabel 19.11 menunjukkan sejarah evaluasi seismik masa lalu.

Evaluasi seismik pertama dilakukan pada tahun 1971 untuk mempromosikan langkah-langkah pencegahan bencana gempa bumi untuk fasilitas jalan raya. Kerusakan signifikan pada jembatan jalan raya yang disebabkan oleh gempa San Fernando tahun 1971 di Amerika Serikat

memicu evaluasi seismik tersebut. Jembatan jalan raya dengan bentang lebih panjang atau sama dengan 5 m pada semua sistem jalan tol dan jalan raya nasional dievaluasi. Perhatian diberikan untuk mendeteksi kerusakan seperti retakan pada struktur beton bertulang, kemiringan, pergeseran, penurunan, dan pengikisan fondasi. Sekitar 18.000 jembatan jalan raya dievaluasi secara total dan sekitar 3200 jembatan ditemukan membutuhkan perbaikan.

Setelah evaluasi pertama, evaluasi seismik selanjutnya dilakukan pada tahun 1976, 1979, 1986, dan 1991 dengan perluasan jalan raya dan item evaluasi secara bertahap. Evaluasi seismik pada tahun 1986 dilakukan dengan meningkatnya kebutuhan sosial untuk memastikan keselamatan seismik lalu lintas jalan raya setelah kerusakan yang disebabkan oleh gempa Urakawa-oki pada tahun 1982 dan gempa Nihon-kai-chubu pada tahun 1983. Jembatan jalan raya dengan bentang lebih panjang atau sama dengan 15 m pada semua sistem jalan tol nasional, jalan raya nasional dan jalan raya lokal utama, serta jalan layang dievaluasi. Item evaluasi meliputi kerusakan, perangkat pencegahan terlepasnya jembatan, kekuatan struktur bawah, dan stabilitas fondasi. Sekitar 15.000 jembatan dievaluasi secara total dan sekitar 11.800 jembatan ditemukan memerlukan perbaikan. Evaluasi seismik terbaru dilakukan pada tahun 1991. Jumlah jalan raya yang dievaluasi telah meningkat dibandingkan jumlah yang dievaluasi pada tahun 1986. Sekitar 60.000 jembatan dievaluasi secara total dan sekitar 18.000 jembatan ditemukan memerlukan perbaikan. Melalui serangkaian pekerjaan perbaikan seismik, sekitar 32.000 jembatan telah diperbaiki pada akhir tahun 1994.

Tabel 19.11 Evaluasi Seismik Jembatan Jalan Raya di Masa Lalu

Tahun	Ruas Jalan yang Diinspeksi	Item Inspeksi	Jumlah Jembatan		
			Diinspeksi	Memerlukan Perkuatan	Telah Diperkuat
1971	Seluruh ruas jalan bebas hambatan nasional dan jalan nasional, serta sebagian ruas lainnya (panjang jembatan ≥ 5 m)	1. Kerusakan 2. Panjang dudukan perletakan (bearing seat length) S untuk jembatan dengan tiang kelompok (bent piles)	18.000	3.200	1.500
1976	Seluruh ruas jalan bebas hambatan nasional dan jalan nasional, serta sebagian ruas lainnya (panjang jembatan ≥ 15 m atau jembatan simpang susun)	1. Kerusakan bangunan bawah, perletakan, dan girder/pelat 2. Panjang dudukan perletakan S dan perangkat pencegah terlepasnya bangunan atas	25.000	7.000	2.500
1979	Seluruh ruas jalan bebas hambatan nasional, jalan nasional, jalan utama, serta sebagian ruas lainnya (panjang jembatan ≥ 15 m atau jembatan simpang susun)	1. Kerusakan bangunan bawah dan perletakan 2. Perangkat pencegah terlepasnya bangunan atas 3. Pengaruh likuifaksi tanah 4. Daya dukung tanah dan tiang 5. Kuat lentur pilar beton bertulang (RC) 6. Pondasi yang rentan	35.000	16.000	13.000
1986	Seluruh ruas jalan bebas hambatan nasional, jalan nasional, jalan utama, serta sebagian ruas lainnya	1. Kerusakan bangunan bawah, perletakan, dan girder beton 2. Perangkat pencegah terlepasnya	15.000	11.800	8.000

	(panjang jembatan ≥ 15 m atau jembatan simpang susun)	bangunan atas 3. Pengaruh likuifaksi tanah 4. Kuat lentur pilar beton bertulang 5. Daya dukung tiang 6. Pondasi yang rentan			
1991	Seluruh ruas jalan bebas hambatan nasional, jalan nasional, jalan utama, serta sebagian ruas lainnya (panjang jembatan ≥ 15 m atau jembatan simpang susun)	1. Kerusakan bangunan bawah, perletakan, dan girder beton 2. Perangkat pencegah terlepasnya bangunan atas 3. Pengaruh likuifaksi tanah 4. Kuat lentur pilar beton bertulang 5. Pondasi yang rentan	60.000	18.000	7.000 (hingga akhir 1994)

Catatan: Jumlah jembatan yang diperiksa, jumlah jembatan yang memerlukan penguatan, dan jumlah jembatan yang diperkuat adalah angka perkiraan.

Tabel 19.12 Penerapan Spesifikasi Panduan

Tipe Jalan dan Jembatan	Jembatan Bertingkat, Sangat Penting (Pencegahan Bencana)	Lainnya
Jalan Tol, Jalan Nasional Utama	Terapkan semua item, pada prinsipnya	Terapkan semua item, pada prinsipnya
Jalan Nasional Biasa, Jalan Provinsi/Kota	Terapkan semua item, pada prinsipnya	Terapkan sebagian, pada prinsipnya

Evaluasi seismik pada tahun 1986 dan 1991 dilakukan berdasarkan analisis statistik jembatan yang rusak dan tidak rusak akibat gempa bumi di masa lalu. Karena keruntuhan jembatan cenderung terjadi karena pergerakan relatif yang berlebihan antara struktur atas dan struktur bawah serta kegagalan struktur bawah yang terkait dengan kekuatan yang tidak memadai, evaluasi dilakukan berdasarkan pergerakan relatif dan kekuatan struktur bawah.

Penekanan telah diberikan pada pemasangan alat pencegah lepasnya jembatan dalam perbaikan seismik di masa lalu. Karena pemasangan alat pencegah lepasnya jembatan telah selesai, maka menjadi penting untuk mendorong penguatan struktur bawah yang memiliki kekuatan dan kekakuan lateral yang tidak memadai.

2. Perbaikan Struktur Tahan Gempa setelah Gempa Hyogo-ken Nanbu

a) Referensi untuk Menerapkan Spesifikasi Panduan pada Jembatan Jalan Raya Baru dan Perbaikan Struktur Tahan Gempa pada Jembatan Jalan Raya yang Sudah Ada

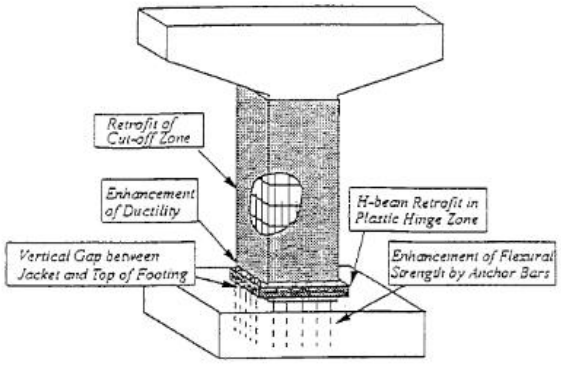
Setelah gempa Hyogo-ken Nanbu tahun 1995, “Bagian V: Desain Tahan Gempa” dari “Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya” (Asosiasi Jalan Jepang) direvisi sepenuhnya pada tahun 1996 seperti yang dibahas di bagian sebelumnya.

Karena sebagian besar struktur bawah yang dirancang dan dibangun sebelum tahun 1971 tidak memenuhi persyaratan tahan gempa saat ini, sangat dibutuhkan untuk mempelajari tingkat kerentanan tahan gempa yang memerlukan perbaikan. Meningkatkan keandalan prediksi kemungkinan mode kegagalan pada gempa bumi di masa mendatang juga sangat penting. Karena perbaikan struktur bawah tahan gempa membutuhkan biaya lebih,

perlu untuk mengembangkan dan menerapkan langkah-langkah perbaikan yang efektif dan murah serta merancang metode untuk mengantisipasi kejadian selanjutnya.

Untuk meningkatkan keselamatan seismik jembatan jalan raya yang mengalami kerusakan akibat gempa Hyogo-ken Nanbu, berbagai perubahan drastis baru secara tentatif diperkenalkan dalam "Spesifikasi Panduan untuk Rekonstruksi dan Perbaikan Jembatan Jalan Raya yang Mengalami Kerusakan Akibat Gempa Hyogo-ken Nanbu." Meskipun peninjauan desain yang intensif dapat dilakukan ketika diterapkan hanya pada jembatan di wilayah Hanshin, mungkin tidak mudah bagi insinyur desain lapangan untuk mengikuti Spesifikasi Panduan baru ketika Spesifikasi Panduan digunakan untuk desain seismik semua jembatan jalan raya baru dan penguatan seismik jembatan jalan raya yang ada. Berdasarkan permintaan tersebut, "Referensi untuk Menerapkan Spesifikasi Panduan pada Jembatan Baru dan Penguatan Seismik Jembatan yang Ada" diterbitkan pada tanggal 30 Juni 1995 oleh Sub-Komite untuk Penanggulangan Seismik untuk Jembatan Jalan Raya, Asosiasi Jalan Jepang.

Referensi tersebut mengklasifikasikan penerapan Spesifikasi Panduan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 19.12 berdasarkan tingkat kepentingan jalan. Semua item Spesifikasi Panduan diterapkan untuk jembatan di jalan yang sangat penting, sementara beberapa item yang mencegah kegagalan getas komponen struktural diterapkan untuk jembatan di jalan yang penting. Misalnya, untuk jembatan di jalan yang penting, item untuk desain Menshin, tulangan pengikat, pengakhiran tulangan memanjang, jenis bantalan, alat pencegah lepasnya bantalan, dan tindakan penanggulangan likuifaksi tanah diterapkan, sedangkan item lainnya seperti gaya desain, jembatan baja berisi beton, dan pemeriksaan daktilitas untuk fondasi, tidak diterapkan.



Gambar 19.14 Perbaikan Seismik Pilar Beton Bertulang Dengan Jaket Baja Dengan Peningkatan Kekuatan Lentur Yang Terkontrol.

Karena kerusakan terkonsentrasi pada pilar/kolom beton bertulang tunggal dengan penampang beton kecil, program perbaikan seismik telah dimulai untuk kolom-kolom yang dirancang sesuai dengan Spesifikasi Desain pra-1980, pada jembatan-jembatan yang sangat penting seperti jembatan di jalan tol, jalan tol perkotaan, dan jembatan jalan raya yang ditunjuk, serta jembatan bertingkat ganda dan jembatan layang, dan lainnya. yang secara signifikan memengaruhi fungsi jalan raya setelah rusak. Dalam program 3 tahun, sekitar 30.000

pilar akan dievaluasi dan diperbaiki. Perangkat pelepasan juga harus dipasang untuk jembatan-jembatan yang sangat penting ini.

Tujuan utama perbaikan seismik kolom beton bertulang adalah untuk meningkatkan kekuatan gesernya, khususnya pada pilar dengan penghentian tulangan memanjang tanpa panjang jangkar yang cukup. Hal ini meningkatkan daktilitas kolom, karena kegagalan geser prematur dapat dihindari.

Namun, jika hanya daktilitas pilar yang ditingkatkan, perpindahan residual yang terjadi pada pilar setelah gempa bumi dapat meningkat. Oleh karena itu, kekuatan lentur juga harus ditingkatkan. Namun, peningkatan kekuatan lentur pilar cenderung meningkatkan gaya seismik yang ditransfer dari pilar ke fondasi. Dari analisis berbagai jenis fondasi, ditemukan bahwa kegagalan fondasi akibat peningkatan gaya seismik mungkin tidak signifikan jika laju peningkatan kekuatan lentur pilar kurang dari dua. Oleh karena itu, disarankan untuk meningkatkan kekuatan lentur pilar dalam batas ini agar tidak menyebabkan kerusakan serius pada fondasi.

Untuk persyaratan tersebut, penguatan seismik dengan jaket baja dengan peningkatan kekuatan lentur yang terkontrol disarankan. Ini menggunakan jaket baja yang mengelilingi kolom yang ada seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.14. Resin epoksi atau mortar beton non-susut disuntikkan di antara permukaan beton dan jaket baja. Celah kecil disediakan di bagian bawah pilar antara jaket baja dan bagian atas pondasi. Hal ini mencegah peningkatan kekuatan lentur yang berlebihan.

Untuk meningkatkan kekuatan lentur kolom secara terkontrol, baut jangkar dipasang di bagian bawah selubung baja. Baut tersebut dibor ke dalam pondasi. Dengan memilih jumlah dan ukuran baut jangkar yang sesuai, tingkat peningkatan kekuatan lentur pilar dapat dikendalikan. Celah diperlukan untuk memicu kegagalan lentur di bagian bawah kolom.

Tabel 19.13 Metode Retrofit Sementara dengan Pelapisan Baja

Kolom/Pilar	**Jaket Baja (Steel Jackets)**	**Baut Angkur (Anchor Bolts)**
$a/b \leq 2$	$\mathrm{SM}\ 400, \mathrm{t} = 9\ \mathrm{mm}$	
$2 < a/b \leq 3$		$\mathrm{SD295}, \mathrm{D35\ ctc}\ 250\ \mathrm{mm}$
Kolom penahan gaya lateral gelagar kontinu $a/b \leq 3$	$\mathrm{SM}\ 400, \mathrm{t} = 12\ \mathrm{mm}$	

Serangkaian uji beban sedang dilakukan di Institut Penelitian Pekerjaan Umum untuk memeriksa celah dan jumlah baut jangkar yang sesuai. Tabel 19.13 menunjukkan ketebalan selubung baja dan ukuran serta jumlah baut jangkar yang disarankan sementara. Ini untuk kolom beton bertulang dengan a/b kurang dari 3, di mana a dan b masing-masing mewakili lebar kolom dalam arah melintang dan memanjang. Ukuran dan jumlah baut jangkar dievaluasi sehingga tingkat peningkatan kekuatan lentur kolom kurang dari sekitar 2.

Metode pelapisan beton bertulang konvensional juga diterapkan untuk perbaikan pilar beton bertulang, terutama untuk pilar yang membutuhkan peningkatan kekuatan. Perlu dicatat di sini bahwa peningkatan kekuatan pilar harus dirancang dengan cermat dengan mempertimbangkan kekuatan fondasi dan pondasi.

b) Penelitian dan Pengembangan Evaluasi Seismik dan Perbaikan Jembatan Jalan Raya

Konsep Prioritas untuk Evaluasi Seismik

Program perbaikan selama 3 tahun selesai pada tahun fiskal 1997. Dalam program tersebut, pilar/kolom beton bertulang tunggal dengan penampang beton kecil yang dirancang berdasarkan Spesifikasi Desain pra-1980 pada jalan raya penting telah dievaluasi dan diperbaiki, dan jembatan lain dengan pilar tipe dinding, pilar baja, dan pilar rangka, dan sebagainya, serta jembatan di jalan raya lainnya, harus dievaluasi dan diperbaiki jika diperlukan dalam program perbaikan berikutnya. Karena terdapat sekitar 200.000 pilar, maka diperlukan pengembangan metode prioritas dan metode untuk mengevaluasi kerentanan untuk program perbaikan yang disengaja.

Gambar 19.15 menunjukkan bagan alir sederhana untuk memprioritaskan pekerjaan perbaikan jembatan. Pentingnya jalan raya, faktor struktural, kerentanan elemen (pilar beton bertulang, pilar baja, alat pencegah lepasnya pilar, fondasi) adalah faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan untuk prioritas. Prioritas R dari setiap jembatan dapat dievaluasi dengan Persamaan (19.48).

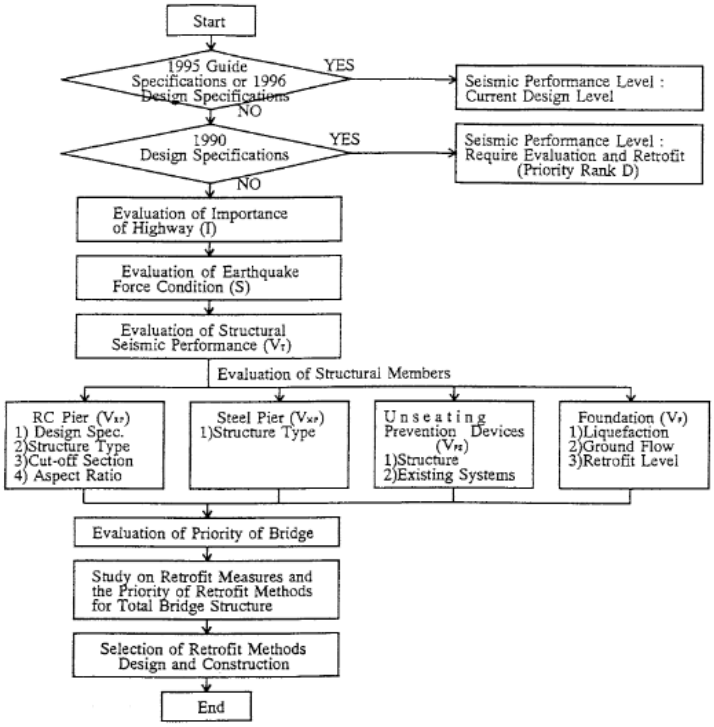
$$R = I \cdot S \cdot V_T \cdot w_v \cdot [f(V_{RP1}, V_{RP2}, V_{RP3}), V_{MP}, V_{FS}, V_F] \times 100 \quad (19.48)$$

$$f(V_{RP1}, V_{RP2}, V_{RP3}) = V_{RP1} \cdot V_{RP2} \cdot V_{RP3} \quad (19.9)$$

di mana R = prioritas, I = faktor kepentingan, S = gaya gempa, V_T = faktor struktural, w_v = faktor pembobotan pada elemen struktural, V_{RP1} = spesifikasi desain, V_{RP2} = faktor struktural pilar, V_{RP3} = rasio aspek, V_{MP} = faktor pilar baja, V_{FS} = faktor alat pelepasan, dan V_F = faktor pondasi. Setiap item dan kategori dengan angka pembobotan ditunjukkan sementara pada Tabel 19.14. Jika metode prioritisasi ini diterapkan pada jembatan yang rusak selama gempa Hyogo-ken Nanbu, nomor kategorisasi diberikan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 19.14.

Perbaikan Seismik Pilar Tipe Dinding

Metode pelapisan baja seperti yang dijelaskan di atas diterapkan untuk beton bertulang dengan penampang melingkar atau penampang persegi panjang dengan $a/b < 3$. Diperlukan pengembangan metode perbaikan seismik untuk pilar tipe dinding. Pengurungan beton disediakan oleh balok pengurungan seperti balok baja berbentuk H untuk pilar persegi panjang. Namun, karena ukuran balok penahan menjadi sangat besar, penahan dapat diberikan dengan tindakan lain, seperti jangkar perantara untuk pilar tipe dinding.



Gambar 19.15 Konsep Prioritas Perbaikan Struktur Tahan Gempa Pada Jembatan Jalan Raya.

Konsep perbaikan seismik untuk pilar tipe dinding sama dengan pilar persegi panjang. Penting untuk meningkatkan kekuatan lentur dan kapasitas daktilitas dengan keseimbangan yang tepat. Umumnya, rasio tulangan longitudinal lebih kecil daripada pilar persegi panjang; oleh karena itu, kekuatan lenturnya lebih kecil. Dengan demikian, penting untuk meningkatkan kekuatan lentur secara tepat. Karena tulangan longitudinal umumnya dihentikan di tengah ketinggian tanpa panjang jangkar yang sesuai, penting juga untuk memperkuat kekuatan lentur dan geser pada bagian tengah ketinggian.

Gambar 19.16 menunjukkan metode perbaikan seismik yang mungkin untuk pilar tipe dinding. Untuk meningkatkan kekuatan lentur, tulangan tambahan dengan tulangan baja atau batang jangkar dipasang pada pondasi. Jumlah tulangan dirancang untuk memberikan kekuatan lentur yang diperlukan. Perlu dicatat di sini bahwa penjangkaran tulangan memanjang tambahan dikendalikan untuk mengembangkan sendi plastis ke bagian bawah pilar, bukan ke bagian tengah dengan penghentian tulangan memanjang. Dan peningkatan kekuatan harus dirancang dengan hati-hati dengan mempertimbangkan pengaruhnya terhadap fondasi dan pondasi tiang. Kekekangan di zona sendi plastis disediakan oleh batang baja untuk beton prategang atau tulangan yang dipasang di dalam penampang kolom.

Perbaikan Struktur Jembatan Dua Kolom untuk Ketahanan Gempa

Selama gempa Hyogo-ken Nanbu, beberapa struktur jembatan dua kolom mengalami kerusakan pada arah memanjang dan melintang. Karakteristik kekuatan dan daktilitas struktur jembatan dua kolom telah dipelajari dan metode analisis dan desainnya diperkenalkan dalam Spesifikasi Desain tahun 1996.

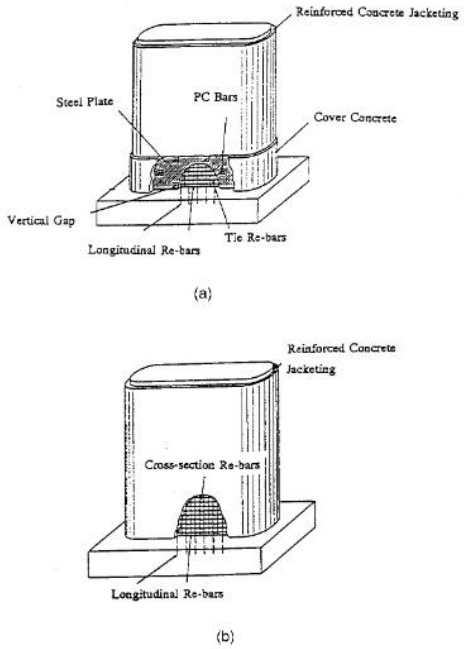
Tabel 19.14 Contoh Faktor Prioritas untuk Perbaikan Struktur Jembatan Jalan Raya untuk Ketahanan Gempa

Item	Kategori	Nilai Evaluasi
Kepentingan jalan (I)	1. Jalur darurat 2. Persilangan dengan jalur darurat 3. Lainnya	1,0 0,9 0,6
Gaya gempa (S)	1. Kondisi tanah Tipe I 2. Kondisi tanah Tipe II 3. Kondisi tanah Tipe III	1,0 0,9 0,8
Faktor struktur (V_τ)	1. Jembatan layang (viaduk) 2. Ditumpu abutmen di kedua ujung	1,0 0,5
Faktor pembobot elemen struktur (V_τ)	1. Pilar beton bertulang 2. Pilar baja 3. Perangkat pencegah unseating 4. Pondasi	1,0 0,95 0,9 0,8
Pilar beton bertulang – 1. Spesifikasi desain (V_{RP1})	1. Spesifikasi desain pra-1980 2. Spesifikasi desain pasca-1980	1,0 0,7
2. Struktur pilar (V_{RP2})	1. Kolom tunggal 2. Kolom tipe dinding 3. Pilar dua kolom	1,0 0,8 0,7
3. Rasio kelangsingan (V_{RP3})	1. $\mathrm{h/D} \leq 3$ 2. $3 < \mathrm{h/D} < 4$ dengan penampang cutoff 3. $\mathrm{H/D} \geq 4$ dengan penampang cutoff 4. $3 < h/D < 4$ tanpa penampang cutoff 5. $H/D \geq 4$ tanpa penampang cutoff	1,0 0,9 0,9 0,7 0,7
Pilar baja (V_{MP})	1. Kolom tunggal 2. Struktur rangka	1,0 0,8
Perangkat pencegah unseating (V_{FS})	1. Tanpa perangkat pencegah unseating 2. Dengan satu perangkat 3. Dengan dua perangkat	1,0 0,9 0,8
Pondasi (V_F)	1. Rentan terhadap aliran tanah (tanpa perangkat unseating)	1,0 0,9

	2. Rentan terhadap aliran tanah 3. Rentan terhadap likuifaksi (tanpa perangkat unseating) 4. Rentan terhadap likuifaksi	0,7 0,6
Evaluasi prioritas R	1. $R \geq 0{,}8$ 2. $0{,}7 \leq R < 0{,}8$ 3. $R < 0{,}7$	Peringkat Prioritas A Peringkat Prioritas B Peringkat Prioritas C

Kekuatan dan daktilitas struktur dua kolom yang ada dipelajari baik dalam arah memanjang maupun melintang. Dalam arah memanjang, sama seperti kolom tunggal, diperlukan peningkatan kekuatan lentur dan daktilitas dengan keseimbangan yang tepat. Dalam arah melintang, kekuatan geser kolom atau balok penutup umumnya tidak cukup dibandingkan dengan kekuatan lentur.

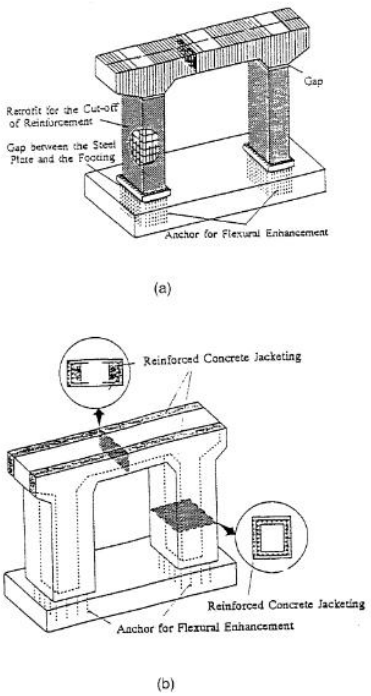
Gambar 19.17 menunjukkan metode perbaikan seismik yang mungkin untuk struktur dua kolom. Konsep perbaikan adalah untuk meningkatkan kekuatan lentur dan daktilitas serta kapasitas geser untuk kolom dan balok penutup. Karena gaya aksial pada balok penutup jauh lebih kecil daripada pada kolom, peningkatan kapasitas geser sangat penting untuk perbaikan balok penutup. Perlu dicatat bahwa karena pelapisan balok penutup sulit dilakukan karena adanya penyangga bantalan dan ruang konstruksi, maka diperlukan pengembangan langkah-langkah perbaikan yang lebih efektif untuk balok penutup seperti penerapan pelapisan dengan material baru dengan modulus elastisitas tinggi dan kekuatan tinggi serta prategangan kabel luar, dan lainnya.



Gambar 19.16 Perbaikan Seismik Pilar Tipe Dinding. (A) Metode Perbaikan Seismik Terintegrasi Dengan Beton Bertulang Dan Pelapis Baja; (B) Pelapis Beton Bertulang.

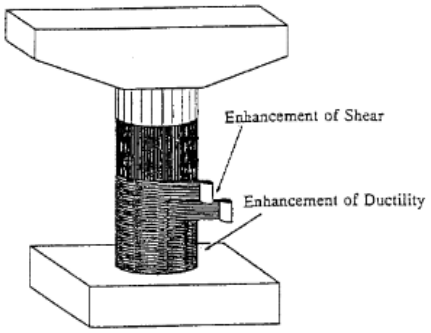
Perbaikan Gempa Menggunakan Material Baru

Pekerjaan perbaikan seringkali dibatasi karena ruang konstruksi terbatas untuk membuka struktur bagi lalu lintas umum, khususnya untuk perbaikan gempa jembatan jalan raya di daerah perkotaan. Oleh karena itu, ada lokasi di mana metode pelapisan baja konvensional dan pelapisan beton bertulang sulit diterapkan. Material baru seperti lembaran serat karbon dan lembaran serat aramid menarik untuk diterapkan dalam perbaikan gempa jembatan dengan keterbatasan konstruksi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 19.18. Material baru seperti lembaran serat sangat ringan, tidak memerlukan mesin untuk digunakan, dan mudah dibangun menggunakan ikatan lem seperti resin epoksi.

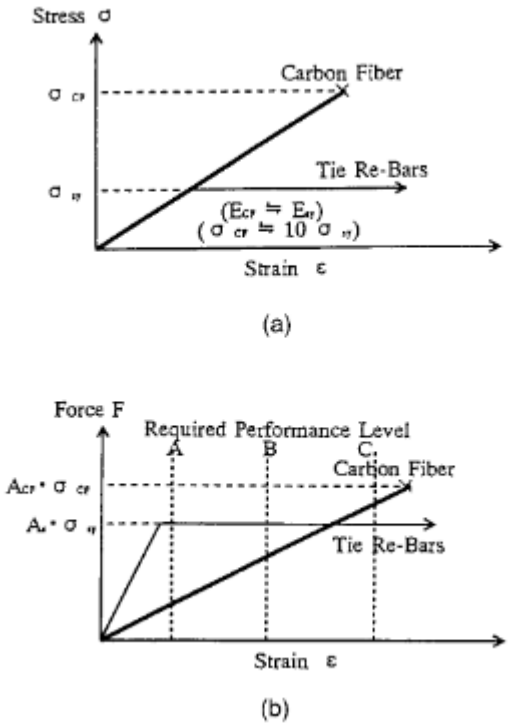


Gambar 19.17 Perbaikan Struktur Tahan Gempa Pada Jembatan Dua Kolom. (a) Pelapisan Baja; (b) Pelapisan Beton Bertulang.

Terdapat berbagai penelitian tentang metode perbaikan gempa menggunakan lembaran serat. Gambar 19.19 menunjukkan efek kerja sama antara lembaran serat dan tulangan untuk penguatan geser pada kolom beton bertulang tunggal. Ketika lembaran serat karbon, yang memiliki elastisitas hampir sama dan kekuatan putus 10 kali lipat dari batang tulangan, diasumsikan digunakan, penting untuk merancang efek lembaran serat karbon untuk mencapai kinerja perbaikan seismik yang dibutuhkan.



Gambar 19.18 Aplikasi Material Baru Untuk Perbaikan Tahan Gempa Pada Kolom Bertulang.



Gambar 19.19 Efek Kooperatif Antara Tulangan Pengikat Dan Lembaran Serat Karbon. (a) Hubungan Tegangan-Regangan; (b) Hubungan Gaya-Regangan.

Secara khusus, penguatan kapasitas lentur, geser, dan daktilitas untuk kolom beton bertulang harus dievaluasi dengan cermat. Berdasarkan studi eksperimental, penting untuk mengevaluasi secara tepat efek material pada penguatan, dengan mempertimbangkan secara cermat sifat-sifat material seperti modulus elastisitas dan kekuatan.

Ucapan Terima Kasih

Penyusunan versi revisi dari “Bagian V: Desain Tahan Gempa” dari “Spesifikasi Desain Jembatan Jalan Raya” dilakukan oleh Sub-Komite Khusus untuk Penanggulangan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya dan disetujui oleh Komite Jembatan, Asosiasi Jalan Jepang. Ucapan terima kasih disampaikan kepada Dr. Kazuhiko Kawashima, Profesor dari Institut Teknologi Tokyo, ketua Sub-Komite Khusus dan semua anggota Sub-Komite Khusus dan Komite Jembatan lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

Abrahams, M. J. (2019). Movable bridges. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 1-26). CRC Press.

Akkari, M., & Duan, L. (2023). Nonlinear analysis of bridge structures. *Bridge Engineering Handbook: Volume 2*.

Barth, K. E. (2012). *Steel bridge design handbook design example 2a: Two-span continuous straight composite steel I-girder bridge* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Billington, D. P., & Gottemoeller, F. (2019). Bridge aesthetics—Structural art. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 1-20). CRC Press.

Blank, S. A., & Seliverstov, V. A. (2013). -Bridge Engineering in Russia. In *Handbook of International Bridge Engineering* (pp. 635-686). CRC Press.

Branco, F. A., & Brito, J. D. (2004, October). Handbook of concrete bridge management. American Society of Civil Engineers.

Bridges, S. (2014). Seismic Design. *Bridge Engineering Handbook: Seismic Design*, *4*, 301.

Bunner, M. (2015). *Steel Bridge Design Handbook: Splice Design* (No. FHWA-HIF-16-002-Vol. 14). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Cai, S. C., Zhang, W., & Montens, S. (2014). Wind effects on long-span bridges. In *Bridge engineering handbook* (pp. 551-573). CRC Press.

Calgaro, J. A. (2013). -Bridge Engineering in France. *Chen, Wai-Fah (2013): Handbook of International Bridge Engineering. CRC Press, Boca Raton (États-Unis)*, 409-479.

Chavel, B. W., & Rivera, J. (2012). *Steel Bridge Design Handbook Design Example 5: Three-Span Continuous Horizontally Curved Composite Steel Tub-Girder Bridge* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Chen, A., Frangopol, D. M., & Ruan, X. (Eds.). (2017). *Bridge design, assessment and monitoring*. Routledge.

Coletti, D., & Puckett, J. A. (2015). *Steel Bridge Design Handbook: Structural Analysis* (No. FHWA-HIF-16-002–Vol. 8). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Dornsife, R. J. (2019). Expansion joints. In *Bridge engineering handbook* (pp. 25-1). CRC Press.

Eaton, R. A., & Boring, C. (2012). *Steel Bridge Design Handbook: Design for Constructability* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Gatti, W. (2012). *Steel Bridge Design Handbook: Structural Steel Bridge Shop Drawings* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Helwig, T., & Yura, J. A. (2012). *Steel bridge design handbook: Bracing system design* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Kaczinski, M. R. (2016). *Steel bridge design handbook: Bearing design* (No. FHWA-HIF-16-002-Vol. 15). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Knott, M., & Prucz, Z. (2014). Vessel collision design of bridges. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 105-128). CRC Press.

Kogler, R. (2015). *Steel bridge design handbook: Corrosion protection of steel bridges* (No. FHWA-HIF-16-002-Vol. 19). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Kulicki, J. M. (2019). Design Philosophies for Highway Bridges. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 5-1). CRC Press.

Limsuwan, E., & Pimanmas, A. (2013). -Bridge Engineering in Thailand. In *Handbook of International Bridge Engineering* (pp. 1144-1179). CRC Press.

Lin, W., & Yoda, T. (2017). Chapter one—Introduction of bridge engineering. *Bridge Engineering*, 1-30.

Lwin, M. M. (2019). Floating bridges. In *Bridge engineering handbook* (pp. 22-1). CRC Press.

Lyang, J., Lee, D., & Kung, J. (2019). Reinforced Concrete Bridges. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 9-1). CRC Press.

Mangus, A. R., & Sun, S. (2019). Orthotopic Deck Bridges. In *Bridge engineering handbook* (pp. 14-1). CRC Press.

Mertz, D. R. (2015). *Steel bridge design handbook: Loads and load combinations* (No. FHWA-HIF-16-002-Vol. 7). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Modeer, V., & Bharil, R. K. (2022). Bridge foundations. In *Innovative Bridge Design Handbook* (pp. 729-750). Butterworth-Heinemann.

Nagai, M., Okui, Y., Kawai, Y., Yamamoto, M., & Saito, K. (2013). Bridge engineering in Japan. *Handbook of International Bridge Engineering*, 1037-1086.

Okukawa, A., Suzuki, S., & Harazaki, I. (2019). Suspension bridges. In *Bridge engineering handbook* (pp. 18-1). CRC press.

Pipinato, A. (Ed.). (2021). *Innovative bridge design handbook: Construction, rehabilitation and maintenance*. Elsevier.

Sauvageot, G. (2019). Segmental concrete bridges. In *Bridge engineering handbook* (pp. 11-1). CRC Press.

Shen, J. D., Yen, W., & O'fallon, J. (2004, August). Handbook for seismic performance testing of bridge piers. In *Vancouver, BC, Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper* (No. 1682).

Siwowski, T. (2015). *Bridge Engineering: Selected Issues*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Tang, B. (2013). Accelerated Bridge Construction. *WF Chen, & L. Duan, Bridge Engineering Handbook*, 175-206.

Tang, M. C. (2019). Cable-stayed bridges. In *Bridge Engineering Handbook* (pp. 19-1). CRC Press.

Troitsky, M. S. (2019). Conceptual bridge design. In *Bridge engineering handbook* (pp. 1-1). CRC Press.

Vassie, P. R., & Arya, C. (2008). Bridge management. In *ICE Manual of Bridge Engineering: Second Edition* (pp. 591-613). ICE Publishing.

White, D. W. (2015). *Steel bridge design handbook: Structural behavior of steel* (No. FHWA-HIF-16-002–Vol. 4). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridges and Structures.

Wright, W. J. (2012). *Steel bridge design handbook: Bridge steels and their mechanical properties* (No. FHWA-IF-12-052). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.

Yilmaz, S., Yardim, Y., & Haddad, A. (2024). Bridge Engineering: Recent advances and applications.

RANCANG BANGUN TEKNIK JEMBATAN

JILID 2

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 978-634-7227-86-7 (jil.2 PDF)
9 786347 227867