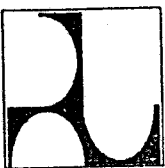


PEDOMAN

Pd T-04-2004-B

Konstruksi dan Bangunan

Perencanaan beban gempa untuk jembatan



DEPARTEMEN PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH

Daftar isi

Daftar isi	i
Daftar gambar	iii
Daftar tabel	iv
Prakata	vi
Pendahuluan	vii
1 Ruang lingkup	1
2 Acuan normatif	1
3 Istilah dan definisi	1
3.1 Cara analisis dinamis	1
3.2 Cara koefisien gempa	1
3.3 Cara perencanaan daktail	1
3.4 Cara perencanaan isolasi gempa	1
3.5 Faktor daktilitas respon	2
3.6 Faktor daktilitas ijin	2
3.7 Jenis tanah untuk perencanaan gempa	2
3.8 Kekuatan horisontal ultimit	2
3.9 Koefisien gempa horisontal rencana	2
3.10 Koefisien gempa horisontal ekuivalen	2
3.11 Likuefaksi	2
3.12 Panjang tumpuan	2
3.13 Pengaruh gempa	2
3.14 Periode alami	3
3.15 Perlengkapan pencegah kehilangan tumpuan	3
3.16 Perlengkapan pembatas simpangan berlebih	3
3.17 Perlengkapan pencegah penurunan bangunan atas	3
3.18 Perletakan isolasi	3
3.19 Perlengkapan distribusi gaya horisontal	3
3.20 Permukaan tanah untuk perencanaan gempa	3
3.21 Permukaan tanah dasar	3
3.22 Pengaman sambungan dilatasi	3
3.23 Penyebaran lateral	4
3.24 Sendi plastis	4

3.25	Spektra respon akselerasi	4
3.26	Sistem pencegah kehilangan tumpuan	4
3.27	Unit getar rencana	4
4	Peraturan gempa yang dimodifikasi	4
4.1	Cara analisis tahan gempa	4
4.2	Koefisien geser dasar (<i>Base Shear</i>)	7
4.3	Prinsip analisis riwayat waktu	14
4.3.1	Umum	14
4.3.2	Cara analisis dinamis	14
4.4	Pengaruh gaya inersia	14
4.5	Perumusan periode alami jembatan	15
4.5.1	Cara spektral moda tunggal	15
4.5.2	Cara spektral moda majemuk	16
4.5.3	Analisis ' <i>eigen value</i> '	19
4.6	Perumusan deformasi jembatan	19
4.6.1	Perhitungan deformasi struktur moda tunggal	19
4.6.2	Interaksi tanah pada pondasi	20
4.6.2.1	Simpangan permukaan tanah	20
4.6.2.2	Tipe tanah	21
4.6.2.3	Kecepatan respon	21
4.6.2.4	Perioda alami	22
4.6.2.5	Frekuensi alami	22
4.6.2.6	Fungsi distribusi tanah	22
4.6.2.7	Pondasi tiang	23
4.6.2.8	Pondasi sumuran	24
4.6.3	Perhitungan deformasi struktur moda majemuk	25
4.6.4	Potensi likuifaksi (F_L)	27
4.7	Perumusan gaya inersia	28
4.7.1	Gaya inersia jembatan gelagar sederhana	28
4.7.2	Gaya inersia jembatan gelagar menerus	29
4.7.3	Gaya inersia jembatan bersudut	30
4.7.4	Permukaan tanah anggapan	32
4.8	Perencanaan isolasi dasar	32
4.9	Perlengkapan penahan perletakan	34
4.9.1	Perlengkapan penahan bangunan atas	34
4.9.2	Perlengkapan penahan gerakan berlebih	35

5 Bibliografi	37
Lampiran A Contoh perhitungan spektral moda majemuk	39
Lampiran B Perhitungan isolasi dasar	57
Lampiran C Daftar nama dan lembaga.....	63

Daftar gambar

Gambar 1	Prosedur analisis tahan gempa	5
Gambar 2	Dimensi panjang perletakan minimum	6
Gambar 3	Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (Z)	7
Gambar 4	Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis	9
Gambar 5	Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis	12
Gambar 6	Wilayah gempa Indonesia untuk perioda ulang 500 tahun	13
Gambar 7	Arah gerakan gaya inersia	15
Gambar 8	Model perhitungan periode alami (moda tunggal)	16
Gambar 9	Model perhitungan periode alami (moda majemuk)	17
Gambar 10	Bagan alir perhitungan periode alami (moda majemuk)	18
Gambar 11	Beban dan simpangan pada permukaan tanah anggapan	20
Gambar 12	Tipe tanah menurut stratigrafi	21
Gambar 13	Distribusi simpangan tanah dalam arah kedalaman	21
Gambar 14	Grafik kecepatan respon	22
Gambar 15	Deformasi tanah dan tiang	23
Gambar 16	Deformasi tanah dan sumuran	25
Gambar 17	Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar sederhana	28
Gambar 18	Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar menerus	29
Gambar 19	Gaya inersia jembatan bersudut/skew	31
Gambar 20	Permukaan tanah anggapan di pilar dan pangkal jembatan	32
Gambar 21	Model perhitungan periode alami, kedudukan gaya inersia bangunan atas	33
Gambar 22	Sela pada ujung gelagar	33
Gambar 23a	Perlengkapan penghubung bangunan atas dan bawah, perlengkapan penahan bangunan atas dan bawah (stopper)	35
Gambar 23b	Perlengkapan penghubung gelagar bangunan atas	35
Gambar 24	Perlengkapan penahan gerakan berlebih (jangkar)	36
Gambar 25	Dimensi contoh kasus jembatan	39
Gambar 26	Idealisasi struktur dan penerapan beban merata anggapan untuk moda getaran memanjang	42

Gambar 27	Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan memanjang	44
Gambar 28	Denah jembatan tiga bentang menerus akibat beban melintang anggapan	45
Gambar 29	Denah jembatan tiga bentang akibat beban statis ekuivalen gempa	46
Gambar 30	Diagram interaksi kolom	51
Gambar 31	Model jembatan dengan empat bentang	61
Gambar 32	Persentase perubahan periode untuk gempa El Centro dan Parkfield	61
Gambar 33	Redaman tambahan normalisasi dihitung secara pendekatan dan kurva saran	61
Gambar 34	Beban geser tipikal vs lendutan untuk perletakan karet berinti timah	62
Gambar 35	Cara saran untuk perkiraan gaya geser maksimum pilar dan momen ..	62

Daftar tabel

Tabel 1	Kategori kinerja seismik	5
Tabel 2	Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D)	5
Tabel 3	Faktor modifikasi respon (R) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah	5
Tabel 4	Kriteria panjang perletakan minimum (N)	6
Tabel 5	Koefisien tanah (S)	8
Tabel 6	Akselerasi PGA di batuan dasar	8
Tabel 7	Pemodelan perletakan	26
Tabel 8	Koefisien reduksi daya dukung tanah	28
Tabel 9	Akselerasi puncak di batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun	40
Tabel 10	Kategori perilaku seismik (SPC, <i>Seismic Performance Category</i>)	40
Tabel 11	Koefisien profil tanah (S)	40
Tabel 12	Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D)	41
Tabel 13	Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah	41
Tabel 14	Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa memanjang	44
Tabel 15	Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan melintang ...	47
Tabel 16	Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa melintang	48
Tabel 17	Gaya dan momen seismik maksimum untuk kombinasi beban 1 dan 2	49
Tabel 18	Gaya berat mati	49
Tabel 19	Perhitungan gaya akibat sendi plastis kolom	52
Tabel 20	Besaran perletakan isolasi dasar tipe karet dengan inti timah	58
Tabel 21	Gaya geser dan perpindahan/simpangan gempa untuk perencanaan dibanding nilai riwayat waktu	59

Prakata

Pedoman perencanaan beban gempa untuk jembatan, dipersiapkan oleh Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan, melalui Gugus Kerja Bidang Konstruksi Jembatan dan Bangunan Jalan pada Sub Panitia Teknik Standarisasi Bidang Prasarana Transportasi. Pedoman ini diprakarsai oleh Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Perhubungan dan Prasarana Wilayah.

Aturan penulisan dari pedoman ini mengikuti Pedoman BSN No. 8 Tahun 2000 tentang *Penulisan Standar Nasional Indonesia*.

Konsensus untuk pedoman ini diselenggarakan di Pusat Penelitian dan Pengembangan Prasarana Transportasi, Bandung, yang dihadiri oleh instansi pemerintah, direktorat jenderal, konsultan dan para akademisi.

Pedoman ini dimaksudkan sebagai suplemen terhadap manual dan peraturan BMS 1992 yang masih berlaku yaitu *"Bridge Design Manual"*, *Bagian 4, Perencanaan Struktur Jembatan Tahan Gempa* dan *"Bridge Design Code"*, *Bagian 2, Beban Jembatan* dan menjelaskan dinamika struktur agar setiap perencana akan menguasai segi kekuatan, keamanan dan kinerja ketahanan gempa jembatan dalam suatu proses perencanaan utuh.

Pendahuluan

Pedoman ini merupakan modifikasi peraturan gempa sesuai perkembangan teknologi sehingga menjadi setaraf dengan peraturan luar negeri serta mengikuti perkembangan spesifikasi Jepang dan California.

Karena tuntutan perkembangan teknologi maka pedoman ini disusun untuk dapat melakukan analisis interaksi tanah pada pondasi, gejala likuefaksi, perletakan sistem isolasi dasar dan prinsip analisis riwayat waktu.

Sasaran utama dari modifikasi adalah menghindari analisis rumit sehingga pedoman ini dapat digunakan untuk perhitungan secara manual.

Pedoman perencanaan beban gempa untuk jembatan

1 Ruang lingkup

Pedoman ini digunakan untuk merencanakan struktur jembatan tahan gempa sehingga kerusakan terjadi setempat dan mudah diperbaiki, struktur tidak runtuh dan dapat dimanfaatkan kembali.

Pedoman ini mencakup pengkajian ulang peraturan tahan gempa untuk jembatan dalam lingkup aspek sebagai berikut:

- Struktur daktail dan tidak daktail
- Perencanaan dan penelitian seismik terkait
- Analisis seismik untuk jembatan bentang tunggal sederhana dan majemuk
- Analisis interaksi pondasi dan tanah sekitarnya
- Analisis perlengkapan perletakan dalam menahan gerakan gempa
- Analisis perletakan dengan sistem isolasi dasar sebagai peredam gempa
- Prinsip analisis riwayat waktu
- Contoh perhitungan spektral moda tunggal untuk jembatan
- Contoh perhitungan isolasi dasar untuk perletakan

2 Acuan normatif

SNI 03 – 1726 – 2001, *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung*

SNI 03 – 2833 – 1992, *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan jalan raya*

3 Istilah dan definisi

3.1

cara analisis dinamis

cara perencanaan gempa melalui analisis perilaku dinamis struktur selama terjadi gempa

3.2

cara koefisien gempa

cara perencanaan gempa dimana beban gempa dikerjakan secara statis pada struktur, mempertimbangkan karakteristik getaran dari keadaan batas elastis dan plastis struktur

3.3

cara perencanaan daktail

cara perencanaan gempa dimana beban gempa dikerjakan secara statis pada struktur, mempertimbangkan daktilitas dan kekuatan dinamis dari keadaan batas plastis struktur

3.4

cara perencanaan isolasi gempa

cara perencanaan gempa dimana gaya inersia dikurangi oleh perletakan dengan isolasi gempa, untuk memperpanjang waktu alami jembatan secukupnya, dan untuk meningkatkan perilaku redaman

3.5

faktor daktilitas respon

rasio dari simpangan respon terhadap simpangan leleh pada lokasi dimana gaya inersia bangunan atas bekerja dalam elemen struktural.

3.6

faktor daktilitas ijin

faktor daktilitas yang diijinkan dalam elemen struktural untuk membatasi simpangan respon dari elemen struktural.

3.7

jenis tanah untuk perencanaan gempa

klasifikasi jenis tanah secara teknis sehubungan karakteristik getaran tanah akibat gempa.

3.8

kekuatan horisontal ultimit

kekuatan horisontal dari elemen struktural akibat gaya gempa

3.9

koefisien gempa horisontal rencana

koefisien yang digunakan untuk mengalikan berat jembatan agar diperoleh gaya inersia dalam arah horizontal untuk perencanaan gempa

3.10

koefisien gempa horisontal ekuivalen

koefisien gempa horizontal yang diperoleh dengan mempertimbangkan faktor daktilitas ijin

3.11

likuefaksi

fenomena kerusakan struktur tanah bila lapisan tanah pasir jenuh kehilangan kekuatan geser karena melonjaknya tekanan air pori akibat gerakan gempa

3.12

panjang tumpuan

panjang yang dibentuk pada ujung gelagar dalam sistem pencegah kehilangan tumpuan, antara ujung gelagar dan tepi atas bangunan bawah, untuk mencegah gelagar berpindah dari tepi atas bangunan bawah walaupun terjadi simpangan relatif besar yang tidak terduga antara bangunan atas dan bangunan bawah

3.13

pengaruh gempa

evaluasi teknis dari pengaruh gerakan gempa pada jembatan seperti gaya inersia, tekanan tanah, tekanan air, dan likuefaksi dan penyebaran lateral yang digunakan dalam perencanaan gempa

3.14

periode alami

waktu getar dari jembatan yang bergetar bebas

3.15

perlengkapan pencegah kehilangan tumpuan

perlengkapan yang dipasang pada ujung gelagar dalam sistem pencegah kehilangan tumpuan, untuk mencegah ujung gelagar berpindah melewati panjang tumpuan walaupun terjadi simpangan besar tidak terduga antara bangunan atas dan bangunan bawah

3.16

perlengkapan pembatas simpangan berlebih

perlengkapan yang dipasang untuk menahan gaya inersia selama terjadi gempa dalam kombinasi dengan perletakan untuk mencegah terjadinya simpangan relatif besar antara bangunan atas dan bangunan bawah walaupun perletakan mengalami kerusakan

3.17

perlengkapan pencegah penurunan bangunan atas

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah penurunan yang akan mempengaruhi gerakan kendaraan bila perletakan dan sebagainya mengalami kerusakan

3.18

perletakan isolasi

tumpuan perletakan yang digunakan untuk jembatan yang direncanakan dengan isolasi gempa, yang berfungsi untuk memperpanjang waktu alami jembatan secukupnya serta meningkatkan perilaku redaman

3.19

perlengkapan distribusi gaya horisontal

perlengkapan untuk mendukung gaya inersia bangunan atas oleh sejumlah bangunan bawah selama terjadi gempa. Perlengkapan digunakan untuk jembatan dengan perletakan karet, perletakan isolasi atau perletakan tetap

3.20

permukaan tanah untuk perencanaan gempa

permukaan tanah anggapan untuk perencanaan gempa

3.21

permukaan tanah dasar

permukaan atas dari tanah cukup keras dengan luas mencakup lokasi yang ditinjau dan berada dibawah tanah yang dianggap bergetar dalam perencanaan gempa

3.22

pengaman sambungan dilatasi

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah kerusakan sambungan dilatasi oleh gempa yang kemungkinan besar terjadi selama umur pelayanan jembatan

3.23

penyebaran lateral

fenomena tipikal dimana tanah bergerak horisontal akibat likuefaksi

3.24

sendi plastis

struktur sendi yang mengijinkan deformasi plastis agar mempertahankan kekuatan secara stabil bila elemen struktural mengalami pembebanan berulang. Bagian dimana terjadi sendi plastis disebut daerah sendi plastis, dan panjang daerah sendi plastis dalam arah aksial dari elemen disebut panjang sendi plastis

3.25

spektra respon akselerasi

nilai maksimum dari respon akselerasi untuk sistem derajat kebebasan tunggal dengan waktu alami dan konstanta redaman tertentu akibat gerakan gempa spesifik

3.26

sistem pencegah kehilangan tumpuan

perlengkapan yang dipasang untuk mencegah bangunan atas terhadap kehilangan tumpuan akibat gempa, dan terdiri dari panjang tumpuan, perlengkapan pencegah kehilangan tumpuan, perlengkapan pembatas simpangan berlebih dan perlengkapan pencegah penurunan bangunan atas

3.27

unit getar rencana

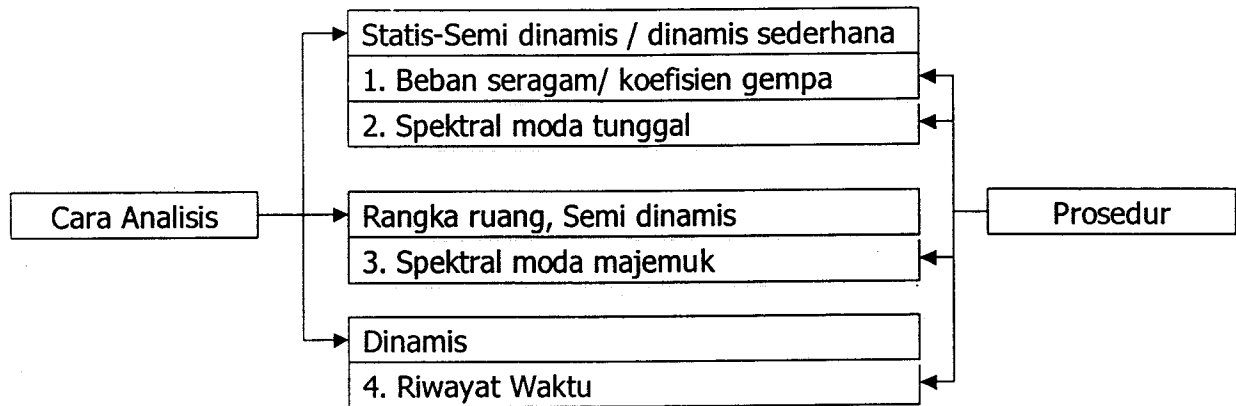
sistem struktural yang dapat dianggap bergetar sebagai unit tunggal selama terjadi gempa

4 Peraturan gempa yang dimodifikasi

4.1 Cara analisis tahan gempa

Analisis seismik rinci tidak harus dilakukan untuk jembatan dengan bentang tunggal sederhana. Bagaimanapun disyaratkan panjang perletakan minimum – Tabel 4 dan Gambar 2 - serta hubungan antara bangunan atas dan bawah direncanakan menahan gaya inersia yaitu perkalian antara reaksi beban mati dan koefisien gempa.

Pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkat kecermatan. Terdapat empat prosedur analisis (Gambar 1), dimana prosedur 1 dan 2 sesuai untuk perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis (Tabel 1 dan 2). Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometrik yang rumit dan atau berdekatan dengan patahan gempa aktif.



Gambar 1 Prosedur analisis tahan gempa

Tabel 1 Kategori kinerja seismik

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$	D	C
0,20-0,29	C	B
0,11-0,19	B	B
$\leq 0,10$	A	A

Tabel 2 Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal Sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih Menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur Rumit	4	3	2	1

Tabel 3 Faktor modifikasi respon (R) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah

	Kolom atau pilar	Hubungan perlengkapan pada		
		Pangkal jembatan (b)	Kolom (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (a)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3-4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5-6			
Balok pile cap beton	2-3			

Catatan :

- Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar
- Untuk jembatan bentang tunggal sederhana digunakan faktor $R = 2,5$ untuk hubungan perlengkapan ke pangkal jembatan
- Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom
- Untuk perencanaan pondasi digunakan setengah faktor R tetapi untuk tipe *pile cap* digunakan faktor R

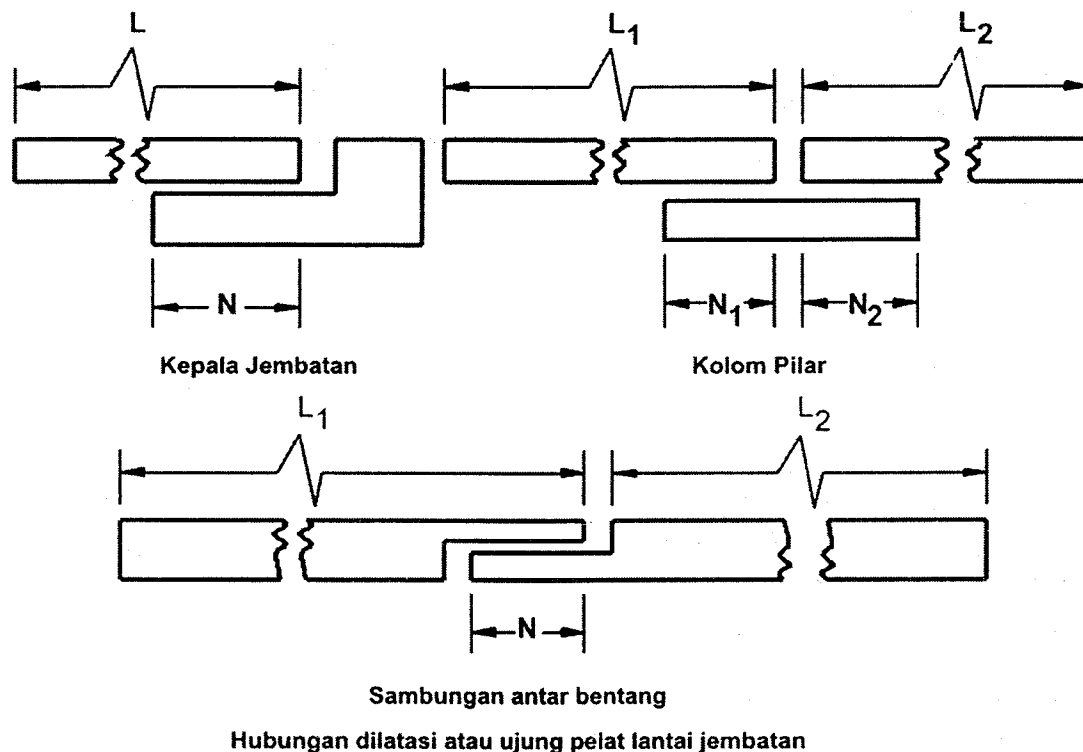
Faktor modifikasi respon untuk tingkatan daktilitas ditentukan dengan Tabel 3. Untuk pilar kolom majemuk $R = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada pangkal jembatan, $R = 1,0$ untuk hubungan kolom pada *cap* dan kolom pada pondasi. Tetapi untuk klasifikasi D yaitu analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R tidak digunakan dalam hal ini.

Tabel 4 Kriteria panjang perletakan minimum (N)

Panjang perletakan minimum, N (mm)	Kategori perilaku seismik
$N = (203 + 1,67 L + 6,66 H) (1 + 0,00125 S^2)$	A dan B
$N = (305 + 2,5 L + 10H) (1 + 0,00125 S^2)$	C dan D

Catatan:

- L = panjang lantai jembatan (m)
- H = tinggi rata-rata dari kolom (m), sama dengan nol untuk bentang tunggal sederhana
- S = sudut kemiringan / skew perletakan (derajat)



Gambar 2 Dimensi panjang perletakan minimum

4.2 Koefisien geser dasar (*Base Shear*)

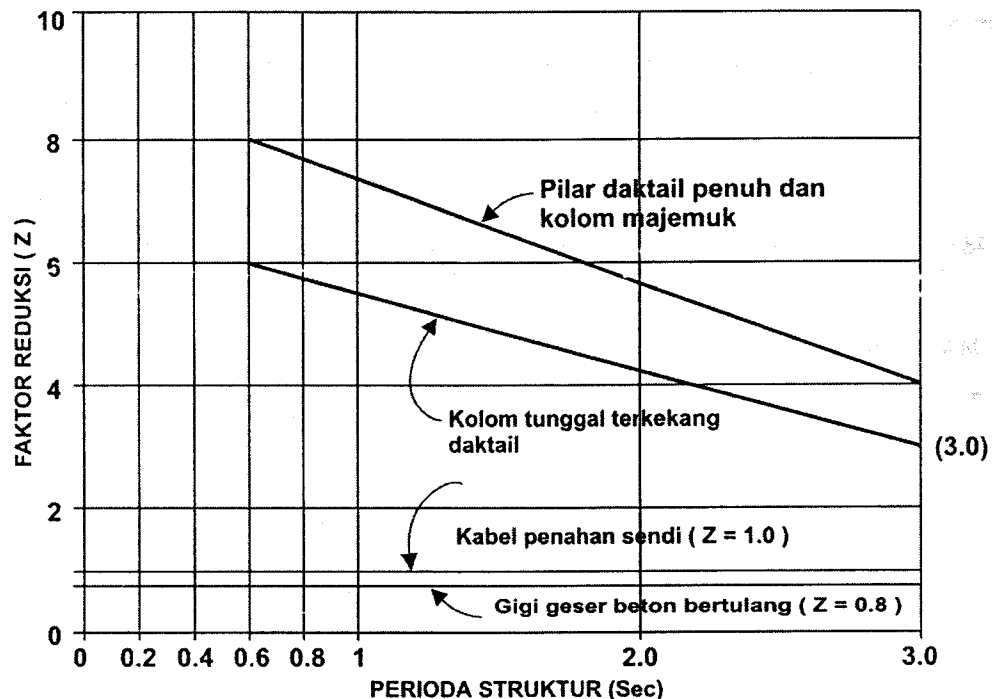
Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasarkan program 'Shake' dari California Transportation Code ditentukan dengan rumus (1.a, 1.b) dan Gambar 3 sebagai berikut:

$$C_{elastis} = A.R.S \quad (\text{Rumus 1.a})$$

$$C_{plastis} = \frac{A.R.S}{Z} \quad (\text{Rumus 1.b})$$

dengan pengertian:

- $C_{elastis}$ = koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z), Gambar 4
- $C_{plastis}$ = koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko (Z), Gambar 5
- A = percepatan / akselerasi puncak *PGA* di batuan dasar (gal), Tabel 6
- R = respon batuan dasar
- S = amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah
- Z = faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko (Gambar 3)
- T = periode alami struktur (sekon, detik)



Gambar 3 Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (Z)

Dengan menghilangkan faktor Z dari spektra respon, diperoleh koefisien geser dasar elastis yang memberikan kebebasan untuk menentukan tingkat daktilitas serta tingkat plastis. Spektra tanpa faktor Z digunakan dalam analisis dinamis, karena versi spektra yang telah direduksi akan membingungkan. Analisis dinamis menggunakan faktor reduksi R (Tabel 3) sebagai pengganti faktor Z.

Koefisien geser dasar elastis (A.R.S) diturunkan untuk percepatan/akselerasi puncak (*PGA*) zone gempa Indonesia dari respon spektra "Shake" sesuai konfigurasi tanah (Gambar 4). Perkalian tiga faktor A, R dan S menghasilkan spektra elastis dengan 5% redaman.

Konfigurasi tanah terbagi dalam tiga jenis: tanah teguh dengan kedalaman batuan 0-3m, tanah sedang dengan kedalaman batuan 3-25m, tanah lembek dengan kedalaman batuan melebihi 25m. Pondasi pada tanah lembek harus direncanakan lebih aman dari pondasi pada tanah baik –Tabel 5.

Koefisien geser dasar Elastis juga dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$C_{elastis} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \text{ dengan syarat } C_{elastis} \leq 2,5 \cdot A \quad (\text{rumus 2})$$

dengan pengertian :

A = akselerasi puncak di batuan dasar (s), Tabel 6

T = perioda alami struktur (detik)

S = koefisien tanah, Tabel 5

Tabel 5 Koefisien tanah (S)

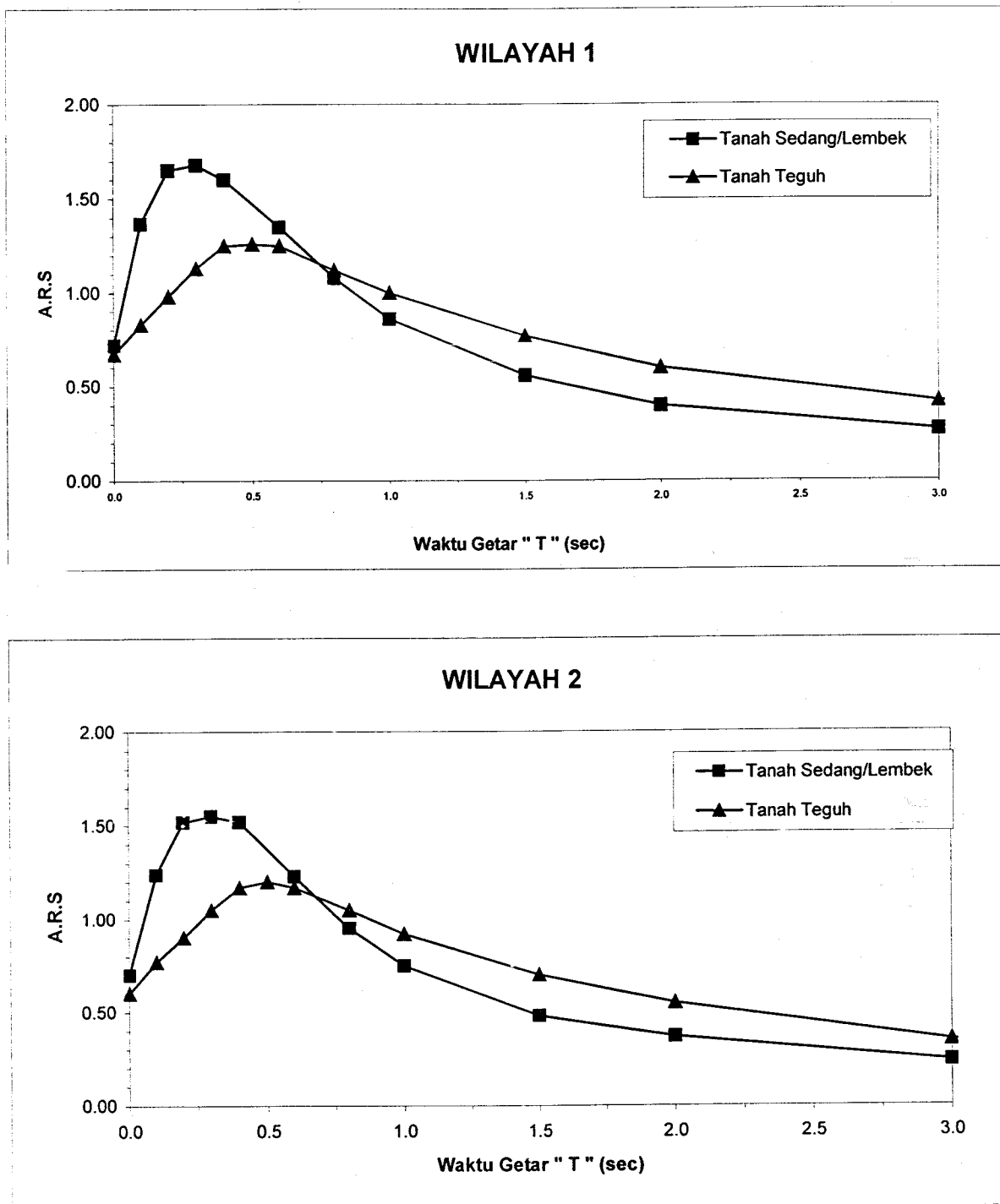
S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1=1,0$	$S_2=1,2$	$S_3=1,5$

Peraturan gempa yang selama ini berlaku SNI 03-2833-1992 dan BMS 1992 menggunakan koefisien geser dasar plastis (A.R.S/Z) dimana termasuk faktor daktilitas rata-rata sebesar 4 dan faktor risiko 1 serta redaman 5%, sehingga langsung dapat digunakan oleh perencana sebagai koefisien gempa dalam analisis statis (Gambar 5).

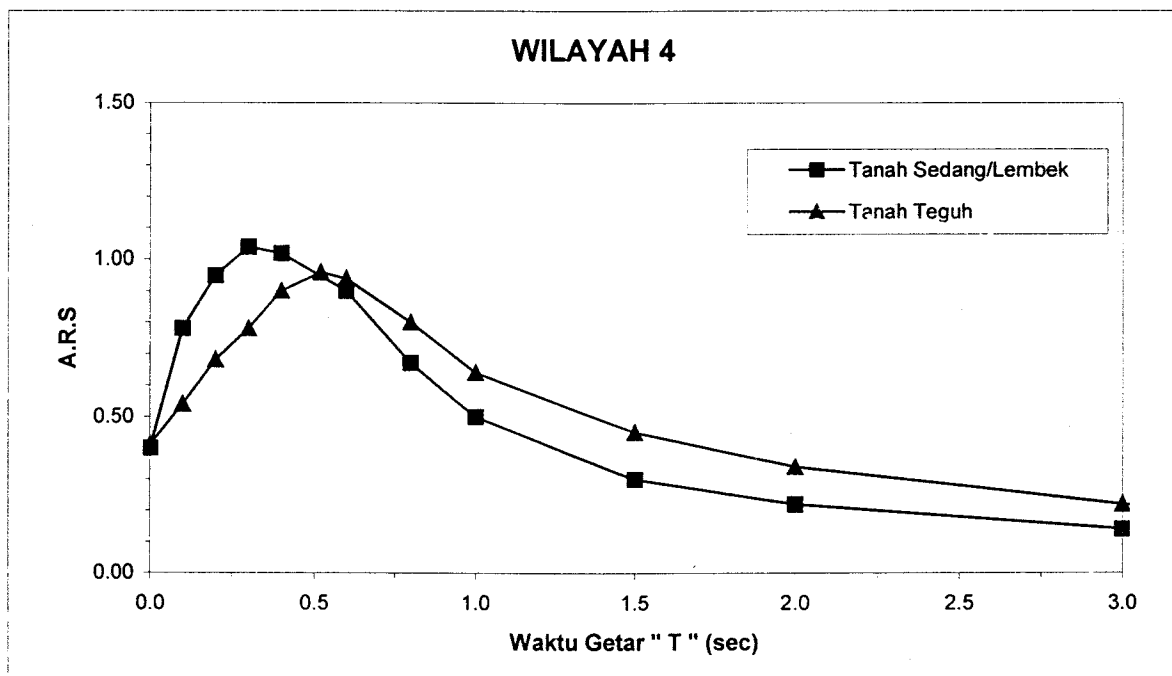
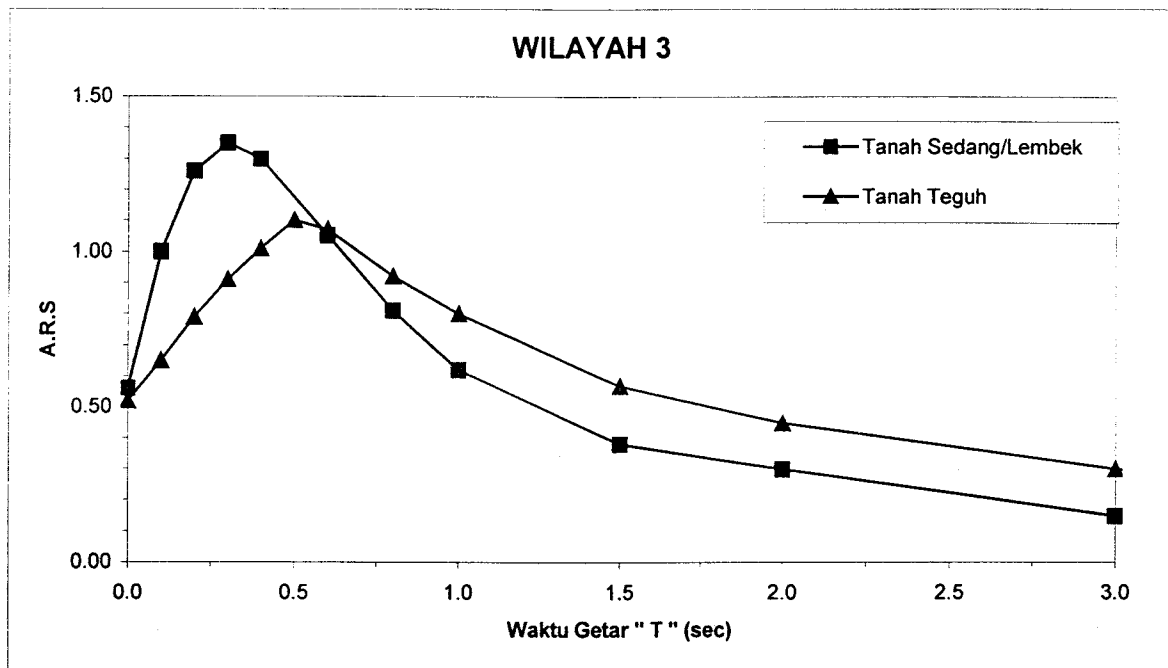
Peta gempa untuk periode ulang 500 tahun, Gambar 6, menunjukkan akselerasi di batuan dasar sebagai berikut:

Tabel 6 Akselerasi PGA di batuan dasar

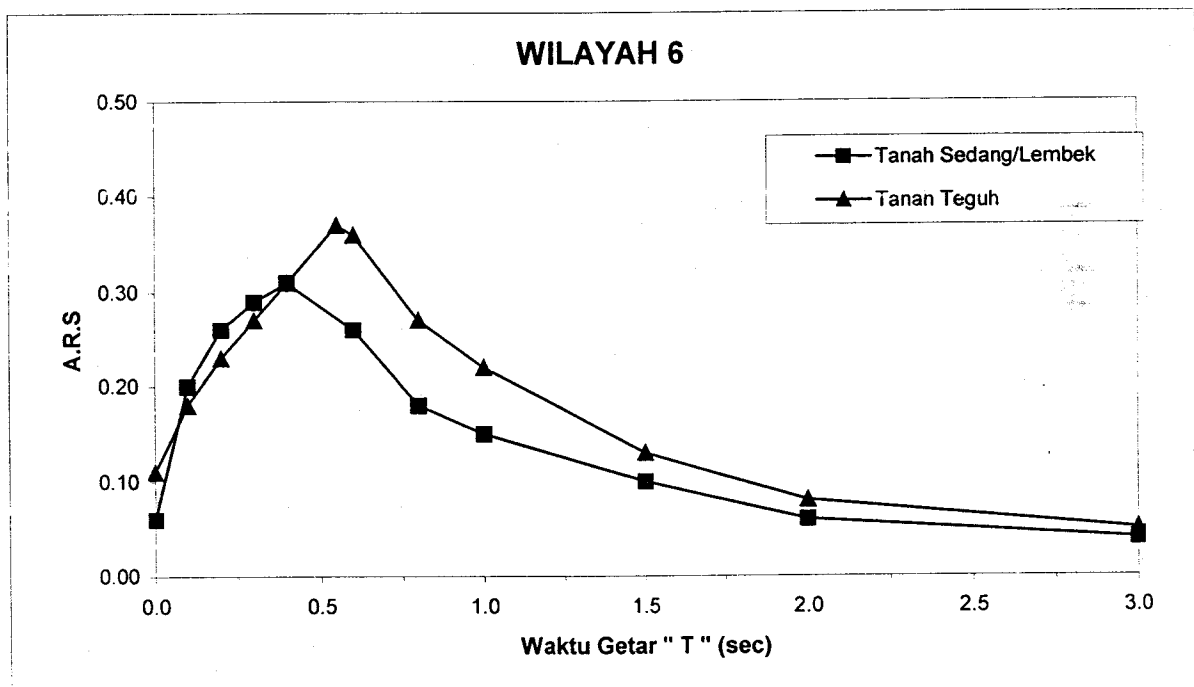
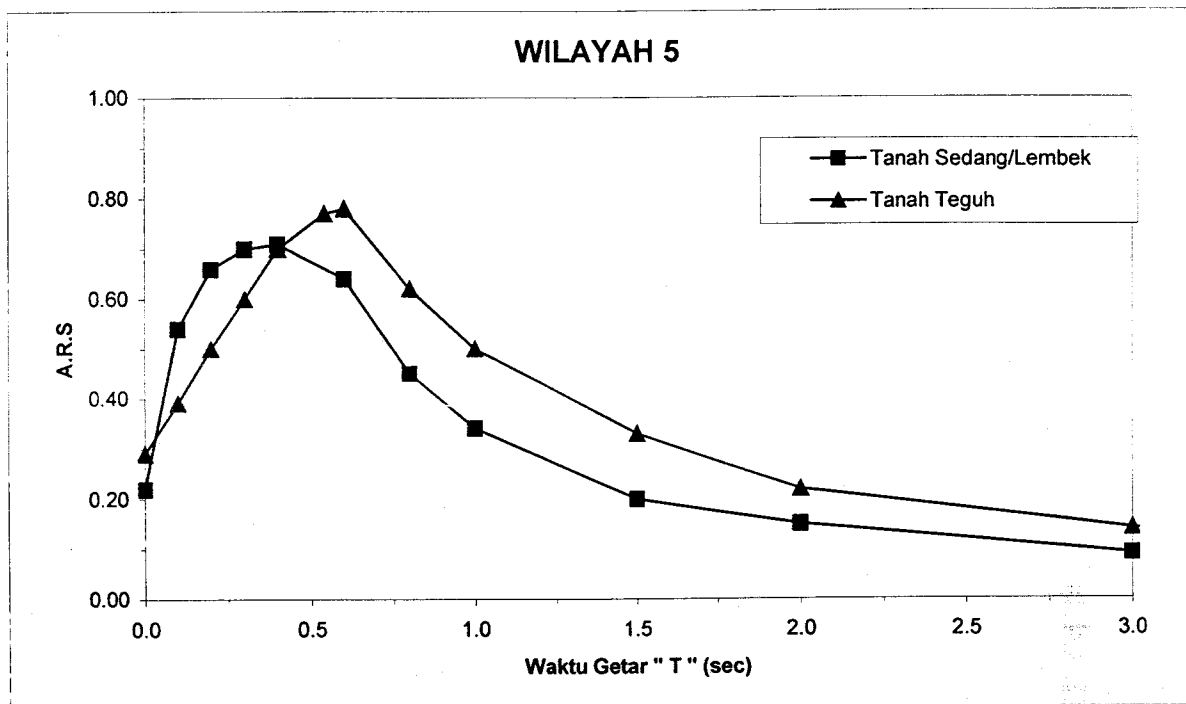
	Akselerasi puncak PGA
Wilayah 1	0,53 – 0,60
Wilayah 2	0,46 – 0,50
Wilayah 3	0,36 – 0,40
Wilayah 4	0,26 – 0,30
Wilayah 5	0,15 – 0,20
Wilayah 6	0,05 – 0,10



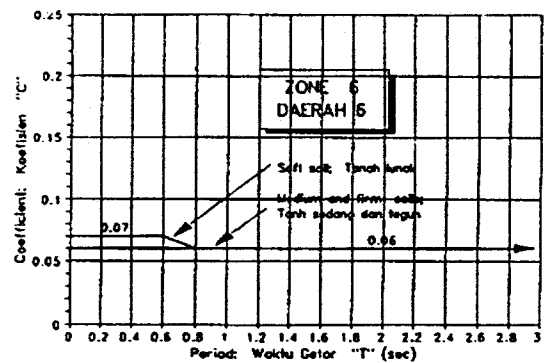
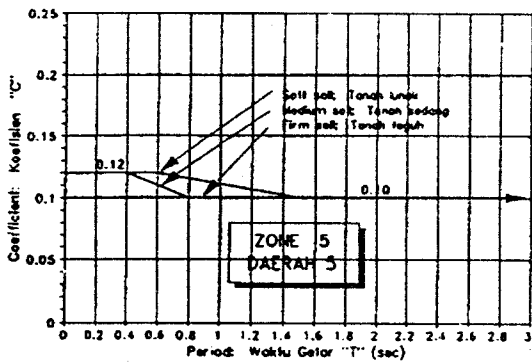
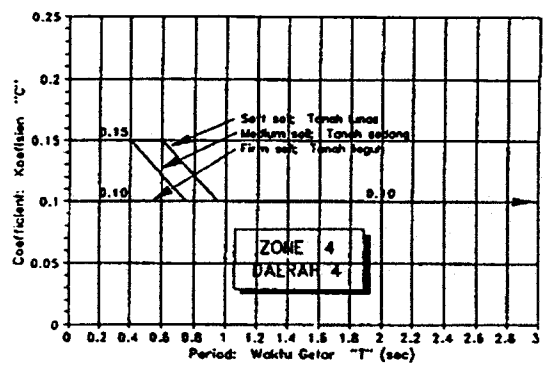
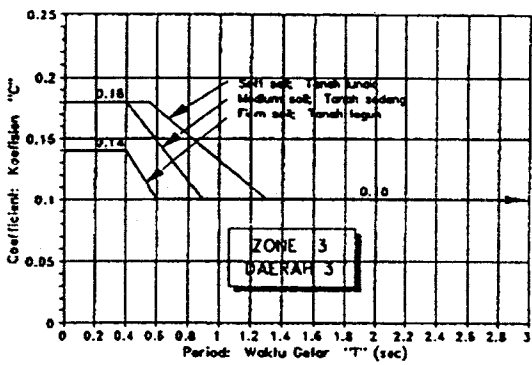
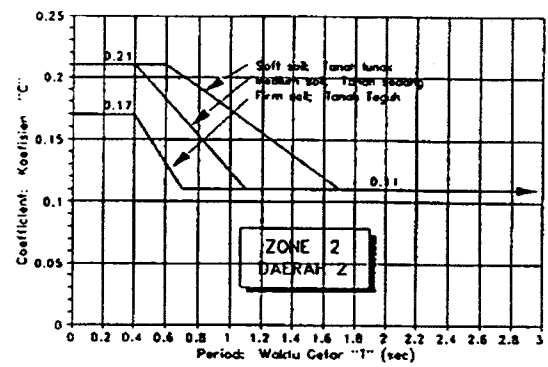
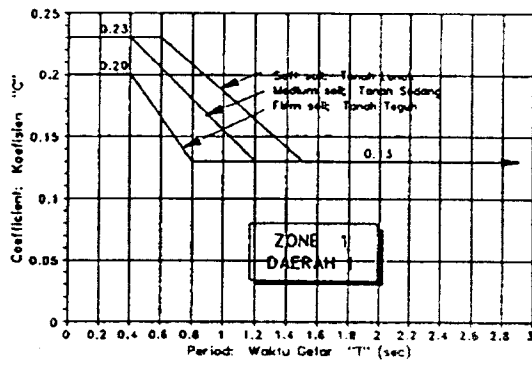
Gambar 4 Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis



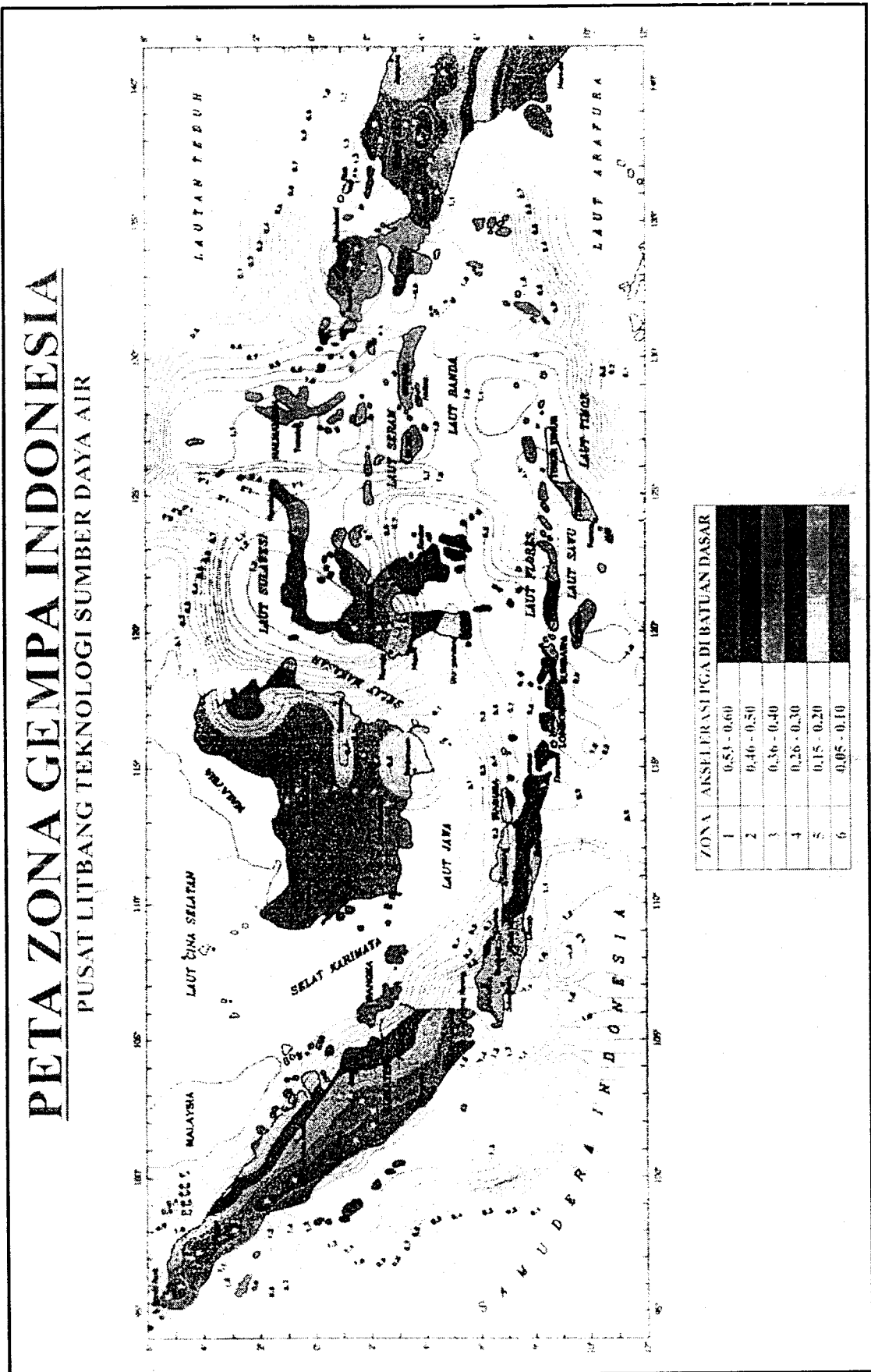
Gambar 4 (lanjutan) Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis



Gambar 4 (lanjutan) Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis



Gambar 5 Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis
(Peraturan BMS 1992)



Gambar 6 Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun

4.3 Prinsip analisis riwayat waktu

4.3.1 Umum

Analisis dinamis diperlukan sebagai verifikasi, bila perilaku struktur terhadap gempa tidak diwakili sepenuhnya oleh prosedur perhitungan statis dan semi dinamis (Tabel 2).

Analisis dinamis perlu dipertimbangkan untuk tipe jembatan dengan perilaku rumit sebagai berikut :

- Bentang utama melebihi 200m
- Jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1,5 detik
- Jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30m
- Jembatan pelengkung dengan rantai di atas, struktur kabel *cable-stayed*, jembatan gantung , jembatan yang menggunakan isolasi dasar

4.3.2 Cara analisis dinamis

Cara yang digunakan untuk analisis dinamis adalah cara respon spektra berdasarkan analisis riwayat waktu dan analisis moda, serta cara integral langsung yang menggunakan rumus pergerakan *equation of motion*.

Untuk analisis riwayat waktu diperlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Gerakan gempa masukan berupa gelombang akselerasi dengan amplitude yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi *frequency zone* sehingga sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus dipilih berdasarkan kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitude.

Gerakan gempa masukan di permukaan tanah anggapan dimodifikasi dengan rumus berikut:

$$S = c_z c_D S_o \quad (\text{Rumus 3})$$

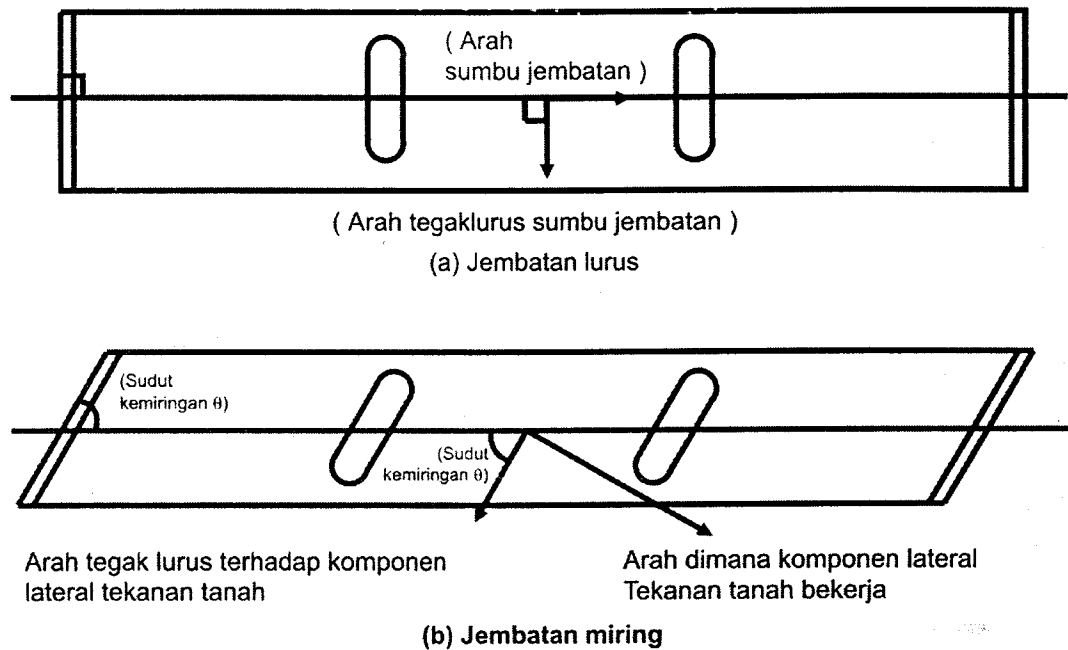
dengan pengertian :

- S = Akselerasi gerakan gempa masukan
- c_z = Faktor modifikasi wilayah gempa
- c_D = Faktor modifikasi nilai redaman
- S_o = Akselerasi standar respon spektra

4.4 Pengaruh gaya inersia

Gaya inersia diperhitungkan pada setiap unit getar rencana (*vibration unit*) yang sesuai dengan anggapan struktur untuk periode alami (T) yang dibahas lebih lanjut dalam subbab 4.5.

Perencanaan tahan gempa secara plastis (dengan koefisien gempa horisontal rencana) dan secara elasto-plastis (dengan tingkat daktilitas pilihan) menggunakan gaya inersia dalam dua arah horisontal yang saling tegak lurus. Untuk perencanaan tumpuan juga ditinjau gaya inersia dalam arah vertikal. Gaya inersia dalam dua arah horisontal bekerja umumnya dalam arah sumbu jembatan dan arah tegak lurus sumbu jembatan. Tetapi bila arah komponen horisontal tekanan tanah berlainan dengan arah sumbu jembatan dalam perencanaan bangunan bawah, gaya inersia harus mengikuti arah komponen horisontal tekanan tanah dan arah yang tegak lurus padanya (Gambar 7).



Gambar 7 Arah gerakan gaya inersia

Gaya gempa dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut:

Kombinasi beban 1: 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang.

Kombinasi beban 2: 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

4.5 Perumusan periode alami jembatan

4.5.1 Cara spektral moda tunggal

Bila unit getar rencana terdiri dari satu bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang didukungnya, periode alami dihitung dengan rumus empiris berikut:

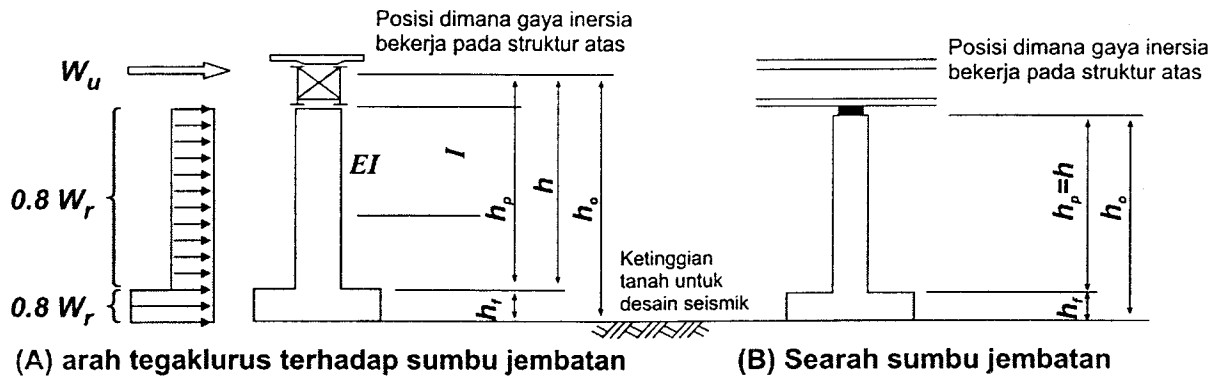
$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (\text{Rumus 4})$$

dengan pengertian:

T = periode alami dari unit getar rencana (detik)

δ = simpangan pada kedudukan gaya inersia bangunan atas, bila gaya sesuai 80 % berat bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tahan gempa dan berat bagian bangunan atas yang dipikul olehnya dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m)

Dalam perhitungan periode alami digunakan teori getaran moda tunggal (Gambar 8).



Model perhitungan periode alami (pada saat satuan vibrasi desain terdiri dari sebuah bangunan bawah yang menyangga struktur bagian atas)

Gambar 8 Model perhitungan periode alami (moda tunggal)

4.5.2 Cara spektral moda majemuk

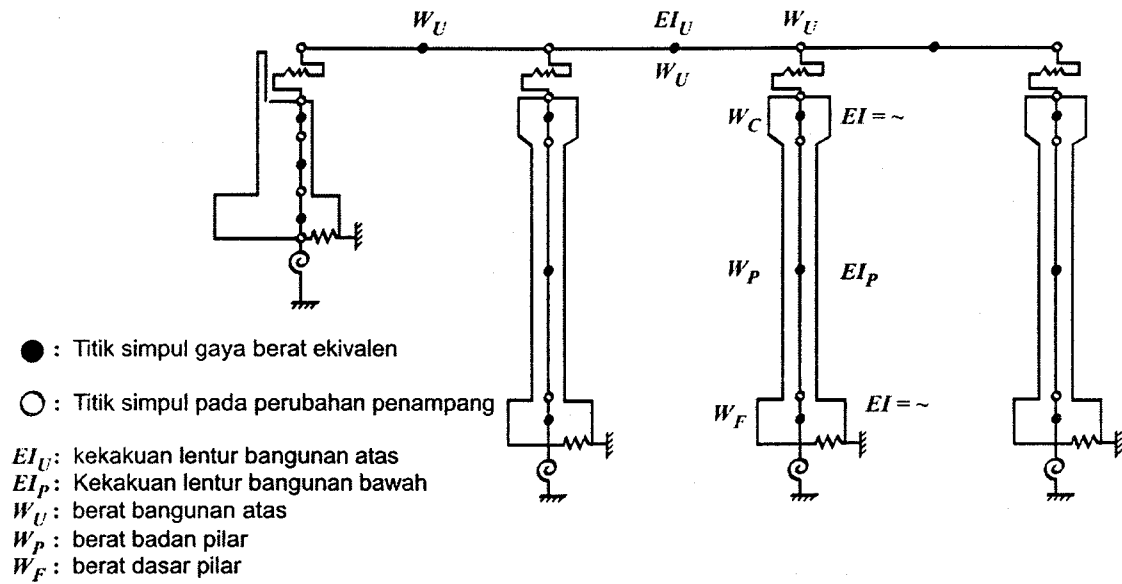
Bila unit getar rencana terdiri dari beberapa bangunan bawah dan bangunan atas yang didukung olehnya, periode alami dihitung dengan rumus (5 dan 6) berikut:

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (\text{Rumus 5})$$

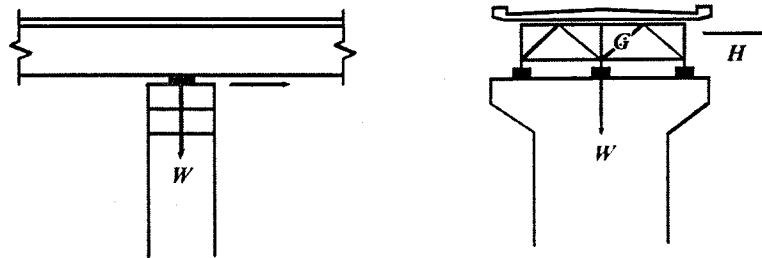
$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad (\text{Rumus 6})$$

dengan pengertian :

- T = periode alami dari unit getar rencana (detik)
- $w(s)$ = berat bangunan atas dan bangunan bawah pada kedudukan s (tf/m atau kN/m)
- $u(s)$ = simpangan pada kedudukan s dalam arah kerja gaya inersia bila gaya lateral sesuai berat bangunan atas dan bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tahan gempa dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m)
- I = berarti integrasi dari seluruh unit getar rencana



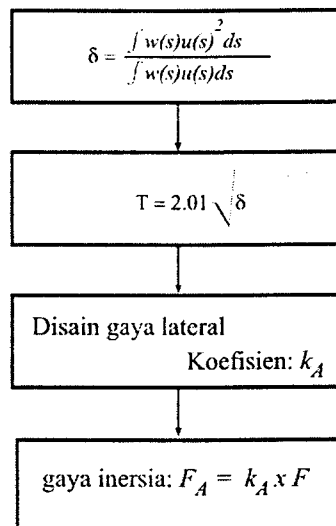
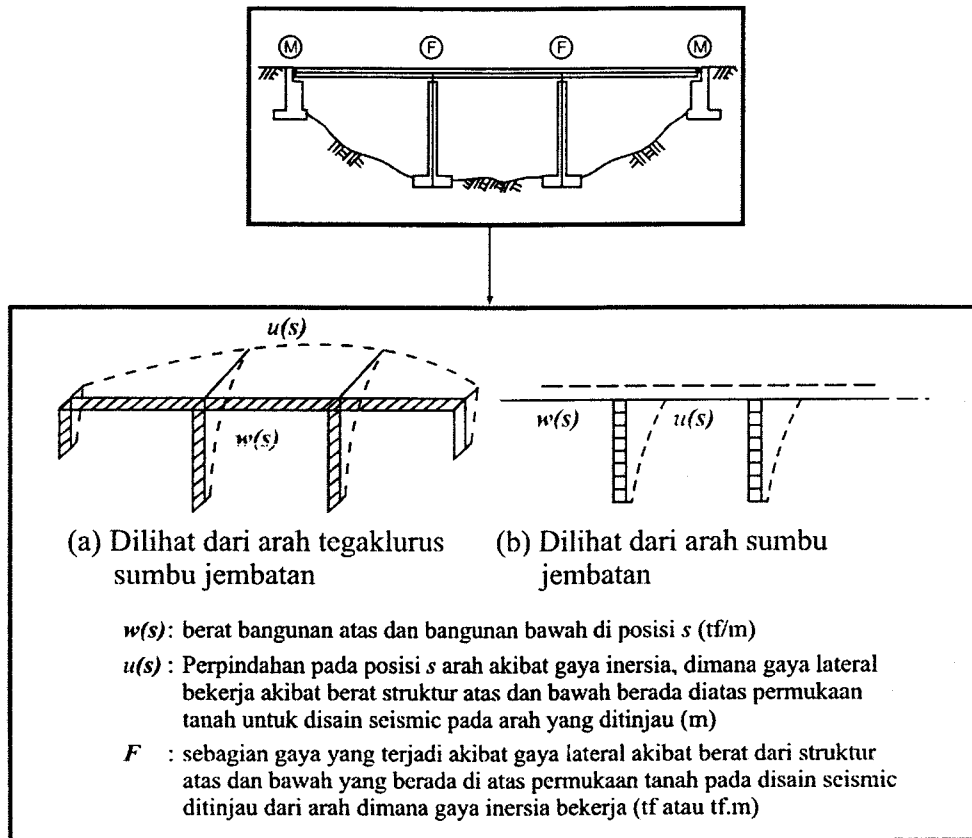
Model untuk perhitungan perioda alami



(a) Arah memanjang sumbu jembatan

(b) Arah melintang sumbu jembatan

Gambar 9 Model perhitungan periode alami (moda majemuk)



Gambar 10 Bagan alir perhitungan periode alami (moda majemuk)

4.5.3 Analisis 'eigen value'

Periode alami dan deformasi dapat diperoleh dengan analisis 'eigen value' yang tidak jauh menyimpang terhadap nilai T dengan toleransi perbedaan maksimum 20 % (berdasarkan Rumus 5 dan 6).

4.6 Perumusan deformasi jembatan

4.6.1 Perhitungan deformasi struktur moda tunggal

Dalam perhitungan periode alami, digunakan kekakuan yang menyebabkan deformasi dalam struktur dan pengaruh deformasi tanah pondasi ikut diperhitungkan.

Deformasi δ (dalam rumus 5) ditentukan sebagai berikut:

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 \quad (\text{Rumus 7})$$

dengan pengertian:

δ_p = deformasi lentur dari badan bangunan bawah (m)

δ_0 = simpangan lateral dari pondasi (m), dalam perhitungan sederhana dianggap nol

θ_0 = sudut rotasi dari pondasi (radial), dalam perhitungan sederhana dianggap nol

h_0 = tinggi terhadap permukaan tanah untuk gaya inersia bangunan atas (m)

Bila badan bangunan bawah mempunyai penampang seragam, deformasi lentur δ_p ditentukan sebagai berikut:

$$\delta_p = \frac{W_U h^3}{3EI} + \frac{0,8W_p h_p^3}{8EI} \quad (\text{Rumus 8})$$

dengan pengertian:

W_U = berat bagian bangunan atas yang dipikul oleh bangunan bawah, yang ditinjau (tf, kN)

W_p = berat badan bangunan bawah (tf, kN)

EI = kekakuan lentur badan bangunan bawah (tf.m² atau kN.m²)

h = tinggi dari ujung bawah badan bangunan bawah terhadap kedudukan gaya inersia bangunan atas (m)

h_p = tinggi badan bangunan bawah (m)

Bila badan bangunan bawah mempunyai penampang tidak seragam atau berupa portal kaku, deformasi lentur δ_p ditentukan dengan memasukkan berat bagian bangunan atas dan berat badan bangunan bawah dalam rumus berikut:

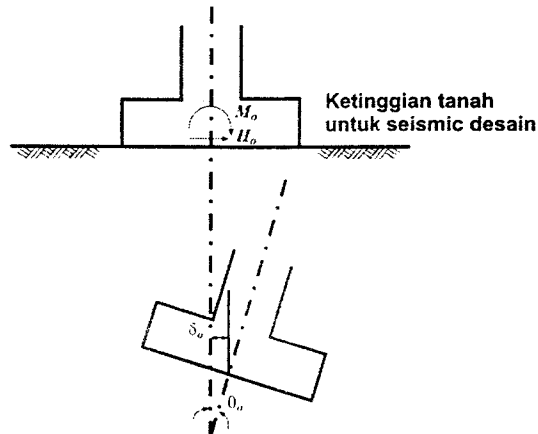
$$\delta_p = \frac{Wh^3}{3EI} \quad (\text{Rumus 9})$$

W merupakan berat ekuivalen (tf, kN) yang ditentukan sebagai berikut:

$$W = W_U + 0,3 W_p \quad (\text{Rumus 10})$$

Simpangan lateral δ_0 dan sudut rotasi θ_0 dari pondasi – Gambar 11 - ditentukan berdasarkan:

- Interaksi tanah pada tipe pondasi (langsung, tiang dan sumuran)
- Keseimbangan gaya luar dan dalam secara iterasi (lihat subbab 4.6.2)



Beban dan perpindahan pada ketinggian tanah untuk seismic desain

Gambar 11 Beban dan simpangan pada permukaan tanah anggapan

Bila bangunan bawah mempunyai penampang seragam, gaya (H_0) dan momen luar (M_0) ditentukan sebagai berikut:

$$H_0 = W_U + 0,8(W_p + W_F)$$

$$M_0 = W_U h_0 + 0,8W_p \left(\frac{h_p}{2} + h_f \right) + 0,8W_F \frac{h_F}{2} \quad (\text{Rumus 11})$$

dengan pengertian:

H_0 = gaya lateral pada permukaan tanah anggapan (tf, kN)

M_0 = momen gaya luar pada permukaan tanah anggapan (tf.m, kN.m)

W_F = berat balok pur atau sumuran diatas permukaan tanah untuk perencanaan isolasi gempa (tf, kN)

h_F = tinggi pur atau sumuran diatas permukaan tanah anggapan (m)

4.6.2 Interaksi tanah pada pondasi

4.6.2.1 Simpangan permukaan tanah

Simpangan permukaan tanah A_h ditentukan berdasarkan tipe tanah sesuai bentuk kurva SPT (nilai N) sebagai berikut :

Tanah tipe A	:	$A_h = 0,20 T.S_v.K_h$	(Rumus 12)
Tanah tipe B	:	$A_h = 0,25 T.S_v.K_h$	
Tanah tipe C	:	$A_h = 0,16 \phi. T.S_v.K_h$	

Dengan pengertian:

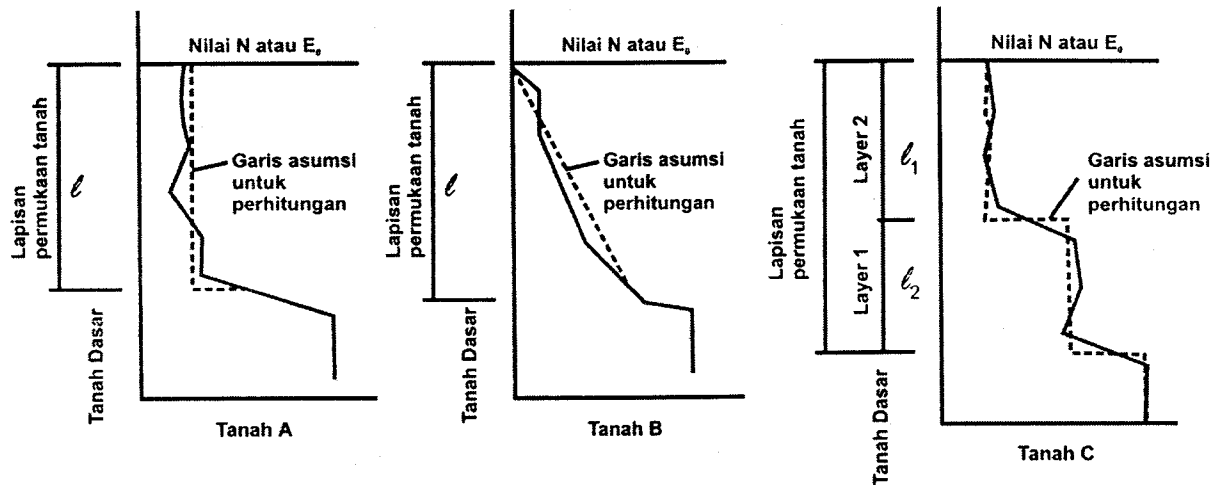
K_h = Koefisien gempa horisontal ($C_{plastis}$)

ϕ = Faktor partisipasi modal (=1)

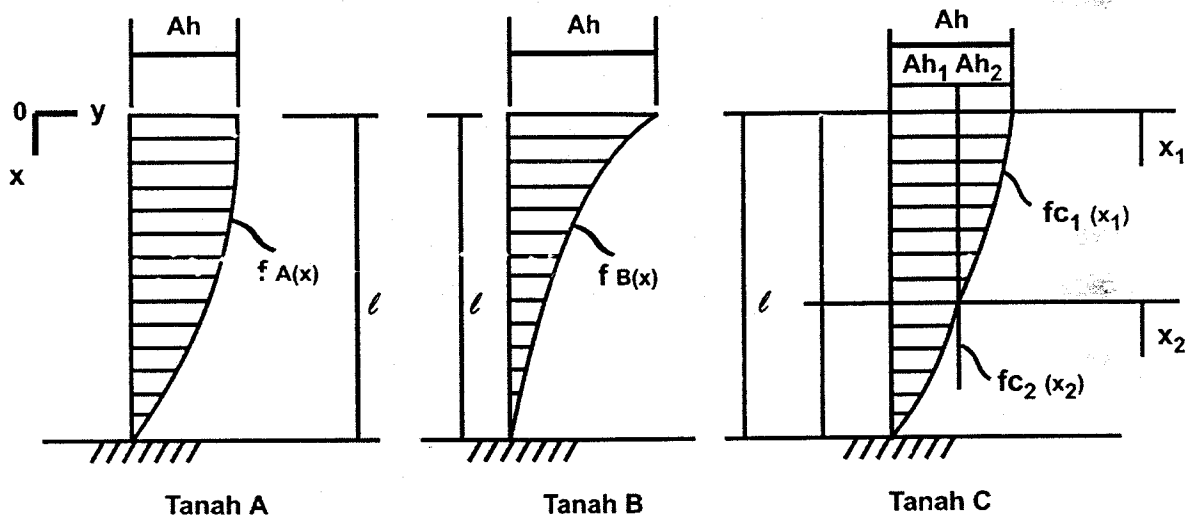
A_h = simpangan permukaan tanah ($=\delta_0$ untuk pondasi langsung)

4.6.2.2 Tipe tanah

Tipe tanah dan simpangan tanah sesuai stratigrafi dan arah kedalaman dijelaskan dalam Gambar 12 dan Gambar 13.



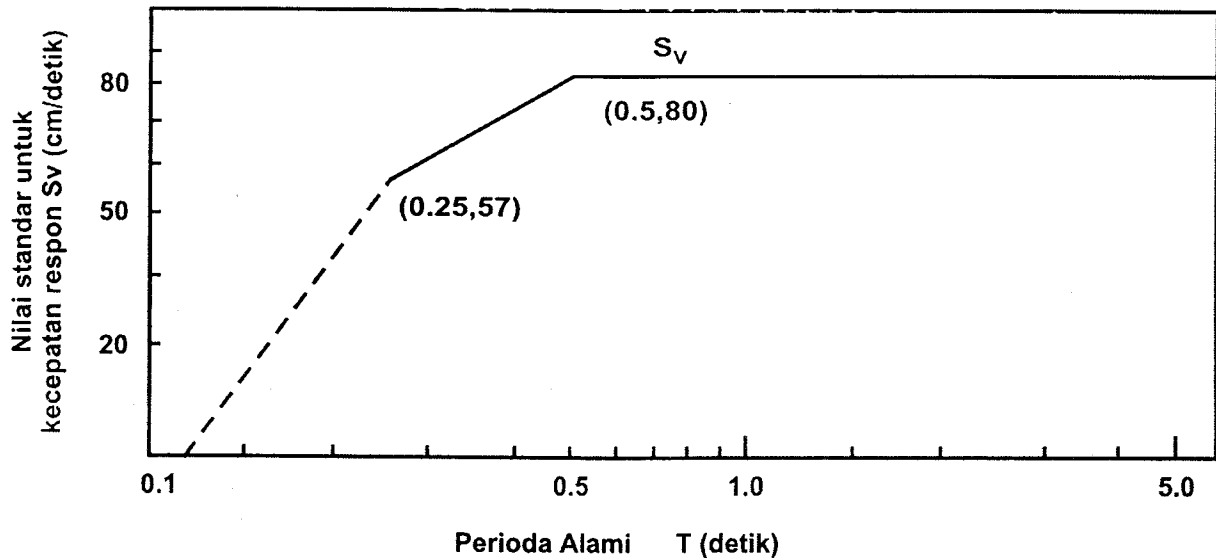
Gambar 12 Tipe tanah menurut stratigrafi



Gambar 13 Distribusi simpangan tanah dalam arah kedalaman

4.6.2.3 Kecepatan respon

- S_v = nilai standar kecepatan respon (cm/detik)
 = 80 cm/detik bila T (periode alami) $\geq 0,5$ detik
 = 57 cm/detik bila $T = 0,25$ detik



Gambar 14 Grafik kecepatan respon

4.6.2.4 Periode alami

Periode alami fundamental lapis permukaan diperoleh dari ketebalan lapis permukaan (l m), kecepatan gelombang geser (V_s m/detik) dan frekuensi alami fundamental lapis permukaan (ω_0) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Tanah tipe A} &: T = 4(l/V_s) \\ \text{Tanah tipe B} &: T = 5,2(l/V_s) \\ \text{Tanah tipe C} &: T = 6,3/\omega_0 \end{aligned} \quad (\text{Rumus 13})$$

4.6.2.5 Frekuensi alami

Frekuensi alami fundamental (ω_0) lapis permukaan tanah tipe C diperoleh dari :

$$\tan \frac{l_1}{V_{s1}} \omega_0 \cdot \tan \frac{l_2}{V_{s2}} \omega_0 = \frac{\gamma_2 \cdot V_{s2}}{\gamma_1 \cdot V_{s1}} \quad (\text{Rumus 14})$$

dengan pengertian:

V_{si} = kecepatan gelombang geser (m/detik) dari lapis ke $i=1$ dan $i=2$

γ_i = berat isi dari tanah jenuh dalam lapis ke $i=1$ dan $i=2$ (t/m^3)

4.6.2.6 Fungsi distribusi tanah

Seperti terlihat pada Gambar 13 maka fungsi distribusi simpangan tanah $f(x)$ dijelaskan pada rumus 15a, 15b dan 15c sebagai berikut:

$$\text{Tanah tipe A : } f_A(x) = A_h \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{2l} \quad (\text{Rumus 15a})$$

$$\text{Tanah tipe B : } f_B(x) = A_h \left\{ 1 - 1,446\left(\frac{x}{l}\right) + 0,517\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 0,071\left(\frac{x}{l}\right)^3 \right\} \quad (\text{Rumus 15b})$$

Tanah tipe C :

$$f_{c1}(x_1) = A_h \cdot \cos \frac{\omega_o}{V_{s1}} x_1$$

$$f_{c2}(x_2) = A_h \cdot \cos \frac{\omega_o l_1}{V_{s1}} \cdot \left(\cos \frac{\omega_o \cdot x_2}{V_{s2}} - \cot \frac{\omega_o l_2}{V_{s2}} \sin \frac{\omega_o \cdot x_2}{V_{s2}} \right)$$

(Rumus 15c)

4.6.2.7 Pondasi tiang

Deformasi arah horisontal pondasi tiang (y) dengan interaksi tanah dihitung berdasarkan rumus keseimbangan berikut :

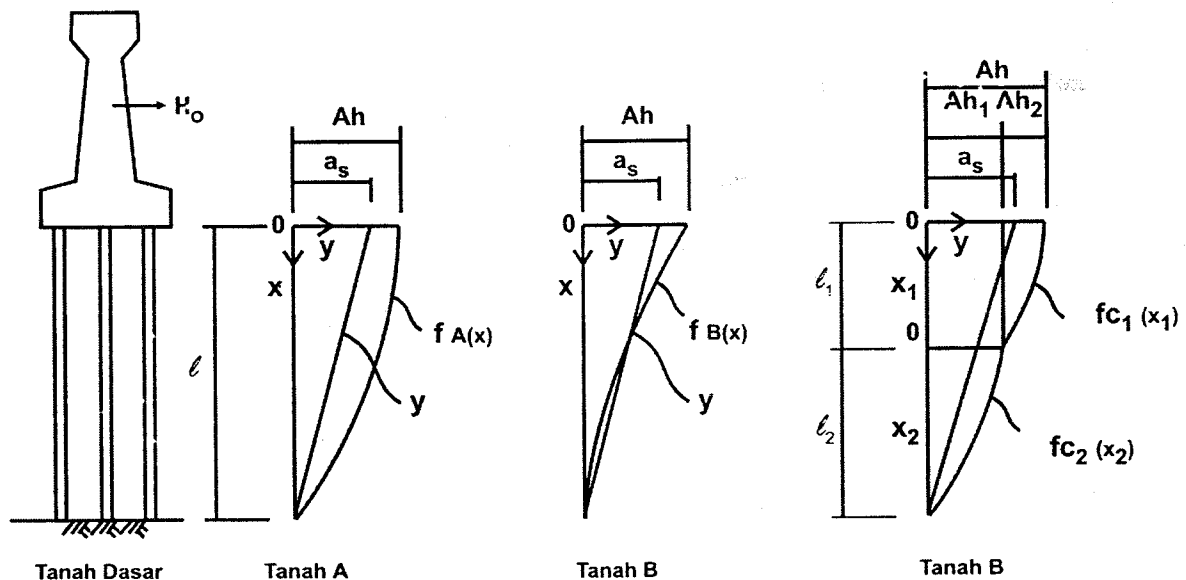
Tanah A : $E.I \frac{d^4 y}{dx^4} = k_h \cdot D \{ f_A(x) - y \}$ (Rumus 16a)

Tanah B : $E.I \frac{d^4 y}{dx^4} = k_h \cdot \frac{x}{l} \cdot D \{ f_B(x) - y \}$ (Rumus 16b)

Tanah C : $E.I \frac{d^4 y_1}{dx_1^4} = k_1 \cdot D \{ f_{c1}(x_1) - y_1 \}$

$$E.I \frac{d^4 y_2}{dx_2^4} = k_2 \cdot D \{ f_{c2}(x_2) - y_2 \}$$

(Rumus 16c)



Gambar 15 Deformasi tanah dan tiang

Dengan pengertian :

- E = modulus Young tiang (kg/cm^3)
 I = momen inersia tiang (cm^4)
 k = koefisien reaksi subgrade horisontal (kg/cm^3), rumus 20
 Tanah tipe A : nilai k_h rata-rata dari lapis permukaan (ℓ)
 Tanah tipe B : nilai k_h pada batuan dasar (kedalaman ℓ)
 Tanah tipe C : nilai k rata-rata (k_1 dan k_2) untuk tiap lapisan (ℓ_1 dan ℓ_2)
 D = diameter tiang (cm)
 y = deformasi (cm) tiang

4.6.2.8 Pondasi sumuran

Deformasi pondasi sumuran, simpangan horisontal δ_0 dan sudut rotasi θ_0 (radial) dengan tanah dihitung berdasarkan rumus (17 dan 18) keseimbangan gaya horisontal (H_0) dan momen lentur (M_0) sebagai berikut :

(Rumus 17):

$$\text{Tanah tipe A : } k_h \cdot D \int_0^l \{f_A(x) - (\delta_0 - x\theta_0)\} dx - k'_s(\delta_0 - l\theta_0) + H_0 = 0$$

$$\text{Tanah tipe B : } k_h \cdot D \int_0^l \frac{x}{l} D \{f_B(x) - (\delta_0 - x\theta_0)\} dx - k'_s(\delta_0 - l\theta_0) + H_0 = 0$$

Tanah tipe C :

$$k_1 D \int_0^{\ell_1} \{f_{C1}(x_1) - (\delta_0 - x_1\theta_0)\} dx_1 + k_2 D \int_0^{\ell_2} \{f_{C2}(x_2) - (\delta_0 - (l_1 + x_2)\theta_0)\} dx_2 - k'_s(\delta_0 - l\theta_0) + H_0 = 0$$

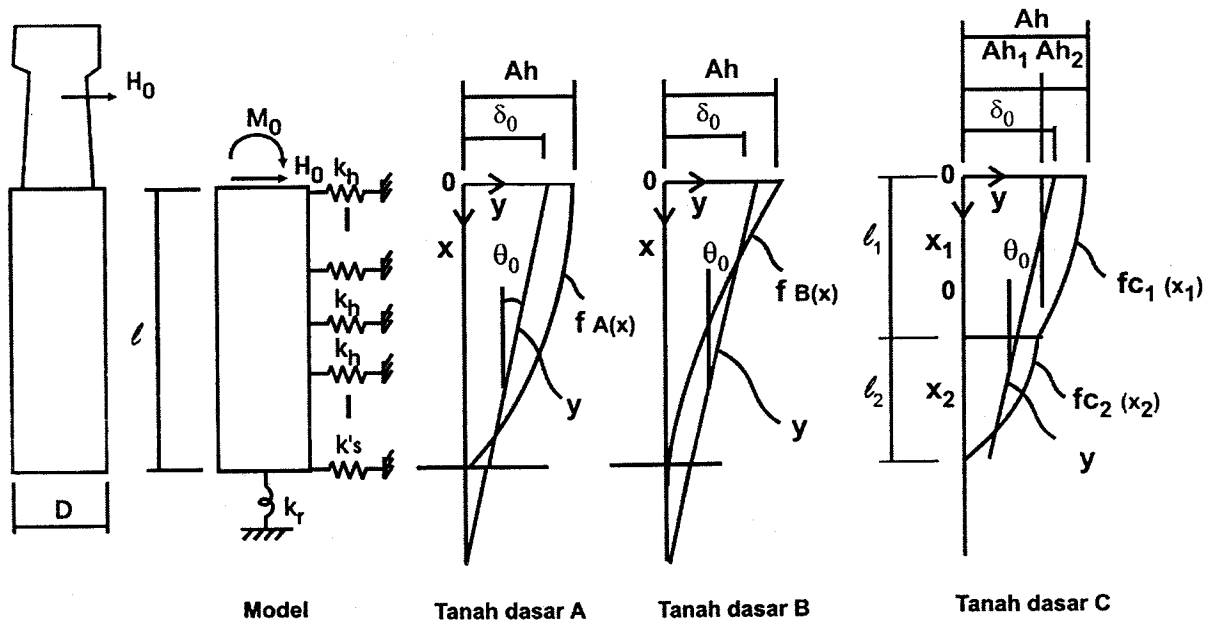
(Rumus 18):

$$\text{Tanah tipe A : } k_h \cdot D \int_0^l \{f_A(x) - (\delta_0 - x\theta_0)\} (l-x) dx - k_r\theta_0 + H_0 l + M_0 = 0$$

$$\text{Tanah tipe B : } k_h \cdot D \int_0^l \frac{x}{l} D \{f_B(x) - (\delta_0 - x\theta_0)\} (l-x) dx - k_r\theta_0 + H_0 l + M_0 = 0$$

Tanah tipe C :

$$k_h D \int_0^{\ell_1} \{f_{C1}(x_1) - (\delta_0 - x_1\theta_0)\} (\ell_1 - x_1) dx_1 - k_2 D \int_0^{\ell_2} \{f_{C2}(x_2) - (\delta_0 - (l_1 + x_2)\theta_0)\} (\ell_2 - x_2) dx_2 - k_r\theta_0 + H_0 l + M_0 = 0$$



Gambar 16 Deformasi tanah dan sumuran

- D : Diameter sumuran (cm)
 l : kedalaman tertanam sumuran (cm)
 k : Koefisien subgrade (Rumus 20)
 Koefisien reaksi subgrade vertikal k_v (kg/cm^3) pada dasar umuran
 Konstanta pegas rotasi k_r (kg-cm/rad)
 Konstanta pegas geser k_s (kg/cm) pengaruh tanah dan dasar sumuran

4.6.3 Perhitungan deformasi struktur moda majemuk

Penentuan deformasi (dalam rumus 5 dan 6) mencakup prosedur perhitungan berikut:

1. Pemodelan struktur bangunan atas dan bawah disederhanakan, dimana kekakuan dan berat komponen utama diperhitungkan sedangkan komponen sekunder diabaikan.

Prosedur adalah sebagai berikut:

- i. Hitung kekakuan tiap komponen
- ii. Pemodelan pangkal jembatan mengabaikan masa dan deformasi dari tanah di belakang pangkal
- iii. Pertimbangkan pengaruh deformasi tanah pondasi sehubungan konstanta pegas tanah
- iv. Kedudukan gelagar adalah pada titik berat bangunan atas
- v. Pengaruh gesekan perletakan diabaikan, kecuali untuk jembatan miring/ skew diperlukan pemodelan arah gerakan perletakan
- vi. Kondisi tertahan (*restrain*) antara bangunan atas dan bawah tergantung pada tipe perletakan sesuai Tabel 7.
- vii. Perletakan karet dapat dimodelkan sebagai pegas atau dianggap sebagai perletakan bergerak biasa

Tabel 7 Pemodelan perletakan

Tipe perletakan	arah/terhadap sumbu jembatan	Arah/terhadap tegak lurus sumbu jembatan	arah/terhadap vertikal
Jepit	tertahan /tertahan	tertahan/bebas	tertahan/bebas
Bergerak	bebas/tertahan	tertahan/bebas	tertahan/bebas
Elastis	pegas/tertahan	pegas/bebas	tertahan/bebas

2. Pemodelan struktur bangunan atas dan bawah seperti Gambar 11, dimana deformasi diperoleh dengan rumus berikut:

$$\delta = \frac{\sum_i (W u_i^2)}{\sum_i (W_i u_i)} \quad (\text{Rumus 19})$$

dengan pengertian:

W_i = berat hubungan i antara bangunan atas dan bangunan bawah (tf, kN)

u_i = simpangan hubungan i dalam arah gaya inersia (m)

Σ = jumlah seluruh unit getar rencana

3. Dalam perhitungan periode alami, digunakan kekakuan yang menyebabkan deformasi dalam struktur dan pengaruh deformasi tanah pondasi ikut diperhitungkan. Kekakuan ditentukan sebagai berikut:
- Cara perhitungan koefisien gempa menggunakan kekakuan penampang efektif penuh dari pilar. Sedangkan cara perhitungan tidak linier (sendi plastis) menggunakan kekakuan leleh K_y pada saat deformasi lentur pilar yang merupakan rasio dari kekuatan leleh terhadap simpangan leleh ($K_y = P_y / \delta_y$).
 - Kekakuan bangunan atas dan pondasi menggunakan penampang efektif penuh untuk cara perhitungan koefisien gempa maupun untuk cara perhitungan tidak linier. Koefisien reaksi tanah dasar/subgrade diperoleh dari rumus berikut:

$$K_{H0} = \frac{1}{30} E_D$$

$$K_{V0} = \frac{1}{30} E_D$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$G_D = \frac{\gamma_t}{10g} V_{SD}^2$$

(Rumus 20)

dengan pengertian:

K_{H0} = koefisien reaksi tanah dasar arah horisontal (kgf/cm³ atau N/cm³)

K_{V0} = koefisien reaksi tanah dasar arah vertikal (kgf/cm³ atau N/cm³)

E_D = modulus dinamis deformasi tanah (kgf/cm² atau N/cm²)

ν_D = rasio Poisson dinamis tanah (~ 0,3-0,5)

G_D = modulus geser dinamis tanah (kgf/cm² atau N/cm²)

γ_t = berat isi tanah (tf/m³ atau kN/m³)

g = percepatan gravitasi (=9,8 m/s²)

V_{SD} = kecepatan gelombang geser elastis tanah (m/s)

Dimana V_{SD} untuk lapisan i diperoleh dari rumus berikut:

$$V_{SDi} = c_v V_{si}$$

$$c_v = 0,8 (V_{si} < 300 \text{ m/s}) \quad (\text{Rumus 21})$$

$$c_v = 1,0 (V_{si} \geq 300 \text{ m/s})$$

dengan pengertian:

V_{SDi} = kecepatan gelombang geser elastis rata-rata dari lapisan tanah i yang digunakan untuk perhitungan pegas tanah (m/s)

V_{si} = kecepatan gelombang geser elastis rata-rata untuk lapisan i sesuai hasil pengujian atau pendekatan rumus 22 (m/s)

c_v = faktor modifikasi berdasarkan regangan tanah

$$V_{si} = 100 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25) \quad \text{lapis kohesif} \quad (\text{Rumus 22})$$

$$V_{si} = 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50) \quad \text{lapis kepasiran}$$

dengan pengertian:

N_i = nilai N rata-rata (SPT) lapisan tanah ke - i

i = lapisan ke- i bila tanah dibagi dalam n lapisan dari permukaan sampai dasar tanah (dimana $N \geq 25$ untuk tanah kohesif atau $N \geq 50$ untuk tanah kepasiran, atau kecepatan gelombang geser elastis $\geq 300 \text{ m/s}$)

- iii. Bila kekakuan perletakan tidak berubah oleh deformasi, seperti halnya perletakan karet, digunakan kekakuan perletakan tersebut. Dalam hal perletakan isolasi seismik, digunakan kekakuan sesuai spesifikasi.

4.6.4 Potensi likuifaksi (F_L)

Potensi likuefaksi dari lapisan endapan tanah pasir jenuh mempunyai ciri berikut :

1. Muka air tanah kurang dari 10m terhadap permukaan tanah, dan
2. Terdapat lapisan tanah pasir jenuh pada kedalaman kurang dari 20m terhadap permukaan tanah, dan
3. Dengan nilai diameter butir rata-rata (D_{50}) pada kurva akumulasi ukuran butir antara 0,02 dan 2,0 mm, atau
4. Rasio ketahanan terhadap likuefaksi $F_L \leq 1$

Rasio ketahanan likuefaksi ditentukan dengan perumusan berikut :

$$F_L = R/L$$

$$R = C_w R_L \quad (C_w = 1)$$

$$L = r_d K_{hc} \sigma_v / \sigma'_v$$

$$r_d = 1,0 - 0,015x$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

Keterangan :

- F_L = rasio ketahanan liquefaksi
- R = rasio kekuatan geser dinamis
- L = rasio tegangan geser saat gempa
- R_L = rasio kekuatan triaksial siklik berdasarkan SPT dan ukuran butir tanah
- r_d = koefisien reduksi dalam arah kedalaman tegangan geser saat gempa
- K_{hc} = koefisien gempa horisontal statis ekuivalen (nilai $C_{plastis}$ peraturan lama)
- σ_v = tekanan total pada kedalaman ditinjau kgf/cm
- σ'_v = tekanan efektif pada kedalaman ditinjau kgf/cm
- x = kedalaman terhadap permukaan tanah (m)
- γ_{t1} = berat isi (tf/m³) tanah diatas muka air tanah
- γ_{t2} = berat isi (tf/m³) tanah dibawah muka air tanah
- γ'_{t2} = berat isi efektif (tf/m³) tanah dibawah muka air tanah
- h_w = kedalaman muka air tanah (m)

Daya dukung lapisan tanah direduksi dengan koefisien D_E berikut :

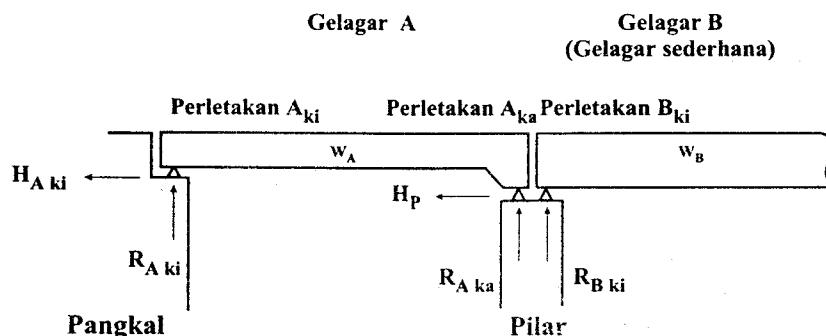
Tabel 8 Koefisien reduksi daya dukung tanah

Nilai F_L	Kedalaman x (m)	$R \leq 0,3$	$R > 0,3$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	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

4.7 Perumusan gaya inersia

4.7.1 Gaya inersia jembatan gelagar sederhana

Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah – Gambar 17 – dalam arah sumbu jembatan diperhitungkan sesuai perumusan berikut:



Gambar 17 Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar sederhana

- i. Gaya inersia bangunan atas pada pangkal jembatan
 - Bila perletakan A_{ki} tetap: $H_A = k_{hA} W_A$
 - Bila perletakan A_{ki} bergerak: $H_A = f_{A, ki} R_{A, ki}$ dimana $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$
- ii. Gaya inersia bangunan atas pada pilar jembatan
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} tetap: $H_P = k_{hA} W_A + k_{hB} W_B$
 - Bila perletakan A_{ka} tetap dan B_{ki} bergerak, yang terbesar dari: $H_P = k_{hA} W_A$ atau $H_P = k_{hA} W_A - f_{A, ki} R_{A, ki} + f_{B, ki} R_{B, ki}$
 Dimana: $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$ dan $f_{B, ki} R_{B, ki} \leq \frac{1}{2} k_{hB} W_B$
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} bergerak: $H_P = f_{A, ka} R_{A, ka} + f_{B, ka} R_{B, ka}$
 Dimana: $f_{A, ka} R_{A, ka} \leq \frac{1}{2} k_{hA} W_A$ dan $f_{B, ka} R_{B, ka} \leq \frac{1}{2} k_{hB} W_B$

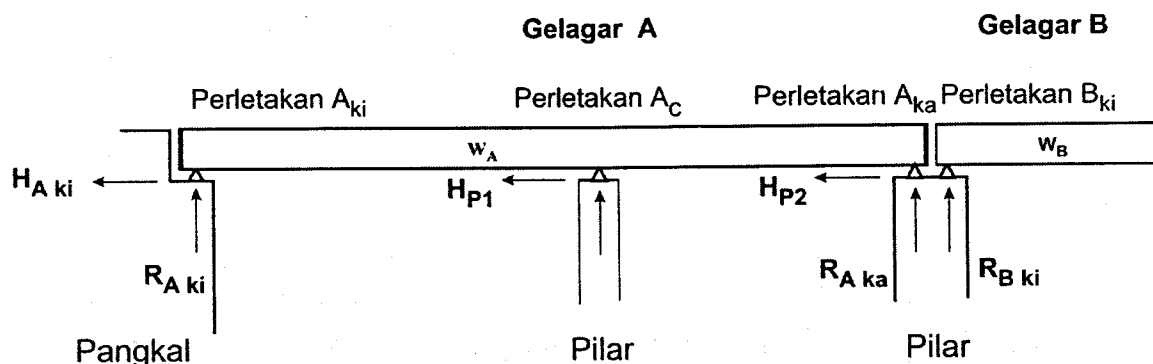
dengan pengertian:

- H_A = gaya inersia bangunan atas pada pangkal jembatan (tf, kN)
 H_P = gaya inersia bangunan atas pada pilar (tf, kN)
 W_A = beban mati gelagar A (tf, kN)
 W_B = beban mati gelagar B (tf, kN)
 $R_{A, ki}$ = reaksi vertikal pada pangkal akibat W_A (tf, kN)
 $R_{A, ka}$ = reaksi vertikal pada pilar akibat W_A (tf, kN)
 $R_{B, ki}$ = reaksi vertikal pada pilar akibat W_B (tf, kN)
 k_{hA} = koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar A
 k_{hB} = koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar B
 $f_{A, ki}$ = koefisien gesek bila perletakan A_{ki} bergerak
 $f_{A, ka}$ = koefisien gesek bila perletakan A_{ka} bergerak
 $f_{B, ki}$ = koefisien gesek bila perletakan B_{ki} bergerak

Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah dalam arah melintang jembatan gelagar sederhana, diperhitungkan sebagai perkalian reaksi perletakan vertikal beban mati bangunan atas dengan koefisien gempa lateral.

4.7.2 Gaya inersia jembatan gelagar menerus

Pada jembatan gelagar menerus dengan satu perletakan tetap, gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah – Gambar 18 – dalam arah sumbu jembatan diperhitungkan sesuai perumusan berikut:



Gambar 18 Gaya inersia dalam arah sumbu jembatan gelagar menerus

- i. Gaya inersia bangunan atas pada pangkal jembatan
 - Bila perletakan A_{ki} tetap dan kedua perletakan A_C dan A_{ka} bergerak: $H_A = k_{hA} W_A$
 - Bila perletakan A_{ki} bergerak: $H_A = f_{A, ki} R_{A, ki}$ dimana $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq k_{hA} R_{A, ki}$
- ii. Gaya inersia bangunan atas pada pilar 1
 - Bila perletakan A_C tetap dan kedua perletakan A_{ki} dan A_{ka} bergerak: $H_{P1} = k_{hA} W_A$
 - Bila perletakan A_C bergerak: $H_{P1} = f_{AC} R_{AC}$ dimana $f_{AC} R_{AC} \leq k_{hA} R_{AC}$
- iii. Gaya inersia bangunan atas pada pilar 2:
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} tetap dan kedua perletakan A_{ki} dan A_C bergerak :
 $H_{P2} = k_{hA} W_A + k_{hB} W_B$
 - Bila perletakan A_{ka} tetap dan A_{ki} , A_C , B_{ki} bergerak, yang terbesar dari: $H_{P2} = k_{hA} W_A$
 atau $H_{P2} = k_{hA} W_A - f_{A, ki} R_{A, ki} - f_{AC} R_{AC} + f_{B, ki} R_{B, ki}$
 Dimana: $f_{A, ki} R_{A, ki} \leq k_{hA} R_{A, ki}$, $f_{AC} R_{AC} \leq k_{hA} R_{AC}$ dan $f_{B, ki} R_{B, ki} \leq k_{hB} R_{B, ki}$
 - Bila kedua perletakan A_{ka} dan B_{ki} bergerak: $H_{P2} = f_{A, ka} R_{A, ka} + f_{B, ka} R_{B, ka}$
 Dimana: $f_{A, ka} R_{A, ka} \leq k_{hA} R_{A, ka}$ dan $f_{B, ka} R_{B, ka} \leq k_{hB} R_{B, ka}$

dengan pengertian:

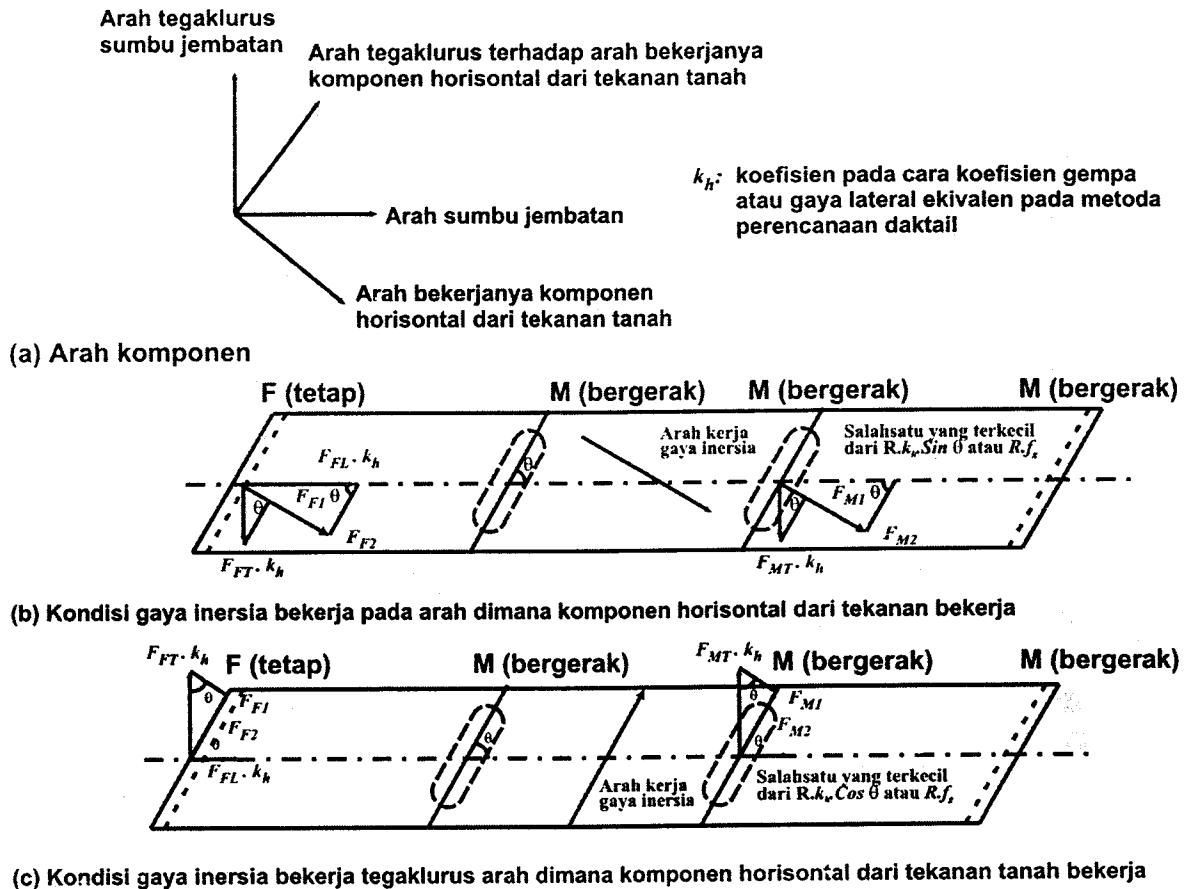
H_A = gaya inersia bangunan atas pada pangkal jembatan (tf, kN)
 H_{P1} = gaya inersia bangunan atas pada pilar1 (tf, kN)
 H_{P2} = gaya inersia bangunan atas pada pilar2 (tf, kN)
 W_A = beban mati gelagar A (tf, kN)
 W_B = beban mati gelagar B (tf, kN)
 $R_{A, ki}$ = reaksi vertikal pada pangkal akibat W_A (tf, kN)
 R_{AC} = reaksi vertikal pada pilar 1 akibat W_A (tf, kN)
 $R_{A, ka}$ = reaksi vertikal pada pilar 2 akibat W_B (tf, kN)
 $R_{B, ki}$ = reaksi vertikal pada pilar 2 akibat W_B (tf, kN)
 k_{hA} = koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar A
 k_{hB} = koefisien gempa lateral dari unit getar gelagar B
 $f_{A, ki}$ = koefisien gesek bila perletakan A_{ki} bergerak
 f_{AC} = koefisien gesek bila perletakan A_C bergerak
 $f_{A, ka}$ = koefisien gesek bila perletakan A_{ka} bergerak
 $f_{B, ki}$ = koefisien gesek bila perletakan B_{ki} bergerak

Gaya inersia bangunan atas yang bekerja pada bangunan bawah dalam arah melintang jembatan gelagar sederhana, diperhitungkan sebagai perkalian reaksi perletakan vertikal beban mati bangunan atas dengan koefisien gempa lateral.

4.7.3 Gaya inersia jembatan bersudut

Bila unit getar rencana terdiri dari beberapa bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang bersudut/skew, gaya inersia yang bekerja pada bangunan bawah – Gambar 19 - dihitung sesuai perumusan berikut.

- i. Bila gaya inersia dianggap bekerja dalam arah komponen horisontal tekanan tanah (Gambar 19.b):
 - Bangunan bawah dengan perletakan tetap: $F_F = F_{F1} + F_{F2}$
 dimana $F_{F1} = F_{FT} k_h \cos\theta$ dan $F_{F2} = F_{FL} k_h \cos\theta$
 - Bangunan bawah dengan perletakan bergerak: $F_M = F_{M1} + F_{M2}$
 dimana $F_{M1} = F_{MT} k_h \cos\theta$ dan
 $F_{M2} = R k_h \sin^2\theta$ ($k_h \sin\theta \leq f_s$) atau $F_{M2} = R f_s \sin\theta$ ($k_h \sin\theta > f_s$)



Gambar 19 Gaya inersia jembatan bersudut/skew

ii. Bila gaya inersia dianggap bekerja dalam arah tegak lurus pada arah bekerjanya komponen horisontal tekanan tanah (Gambar 19.c):

- Bangunan bawah dengan perletakan tetap: $F_F = F_{F1} + F_{F2}$
dimana $F_{F1} = F_{FT} k_h \sin \theta$ dan $F_{F2} = F_{FL} k_h \cos \theta$
- Bangunan bawah dengan perletakan bergerak: $F_M = F_{M1} + F_{M2}$
dimana $F_{M1} = F_{MT} k_h \sin \theta$ dan
 $F_{M2} = R k_h \cos^2 \theta (k_h \cos \theta \leq f_s)$ atau $F_{M2} = R f_s \cos \theta (k_h \cos \theta > f_s)$

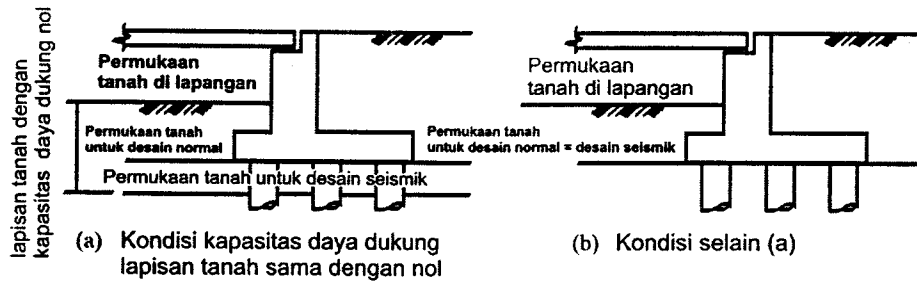
Dengan pengertian:

- F_F = gaya inersia pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN)
 F_M = gaya inersia pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN)
 F_{FT} = gaya lateral dalam arah tegak lurus sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN)
 F_{FL} = gaya lateral dalam arah sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan tetap (tf, kN)
 F_{MT} = gaya lateral dalam arah tegak lurus sumbu jembatan pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN)
 k_h = koefisien gempa lateral
 R = reaksi vertikal akibat beban mati bangunan atas pada bangunan bawah dengan perletakan bergerak (tf, kN)
 f_s = koefisien gesek statis dari perletakan bergerak
 θ = sudut skew (derajat)

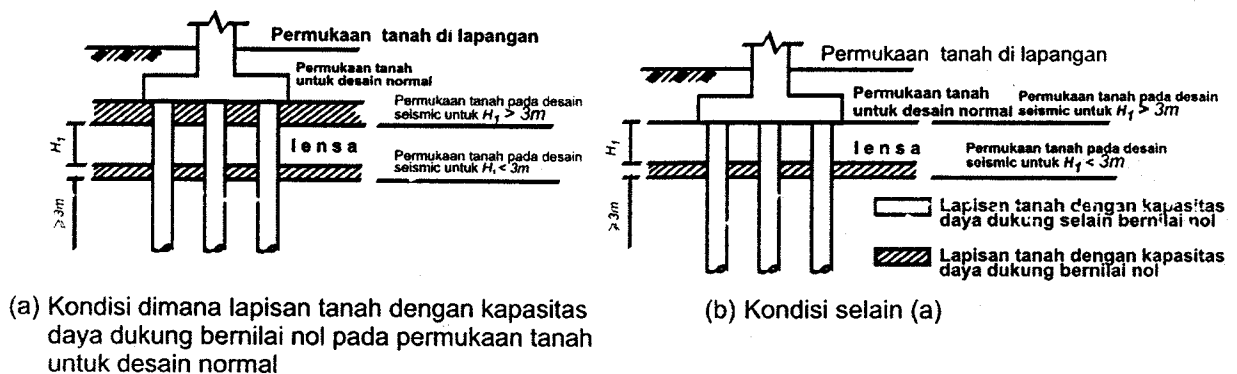
4.7.4 Permukaan tanah anggapan

Permukaan tanah dalam perhitungan tahanan gempa umumnya merupakan permukaan tanah rencana biasa. Bila terdapat lapisan tanah dengan daya dukung yang diabaikan, permukaan tanah untuk perhitungan tahanan gempa dianggap pada permukaan dasar lapisan tersebut – Gambar 20. Kategori tanah yang daya dukungnya diabaikan (= nol) adalah sebagai berikut:

- Lapisan tanah lembek lempung atau silt sampai kedalaman 3m terhadap permukaan tanah dengan kuat tekan unconfined kurang dari $0,2 \text{ kgf/cm}^2$
- Lapisan tanah pasir endapan baru (aluvial) sampai kedalaman 20m terhadap permukaan tanah yang potensial terhadap likuefaksi



Permukaan tanah untuk desain seismik dimana terdapat lapisan tanah berkapasitas daya dukung nol



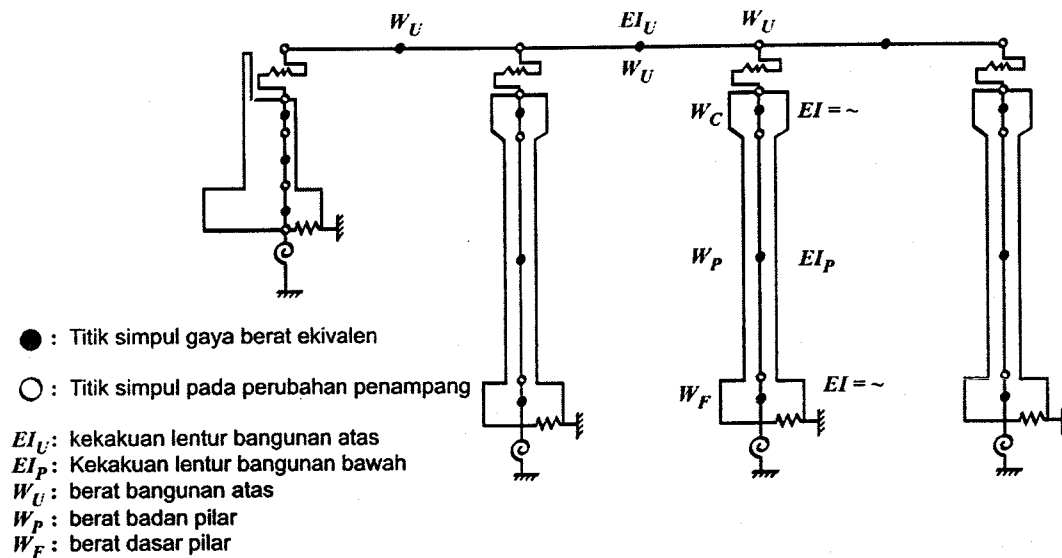
Permukaan tanah untuk Desain seismik dimana terdapat lapisan tanah berkapasitas dayadukung selain nol pada lapisan tengah

Gambar 20 Permukaan tanah anggapan di pilar dan pangkal jembatan

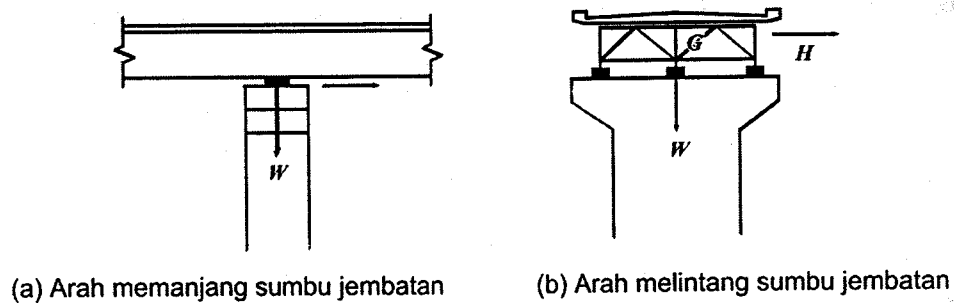
4.8 Perencanaan isolasi dasar

Tujuan utama dalam perencanaan isolasi dasar adalah:

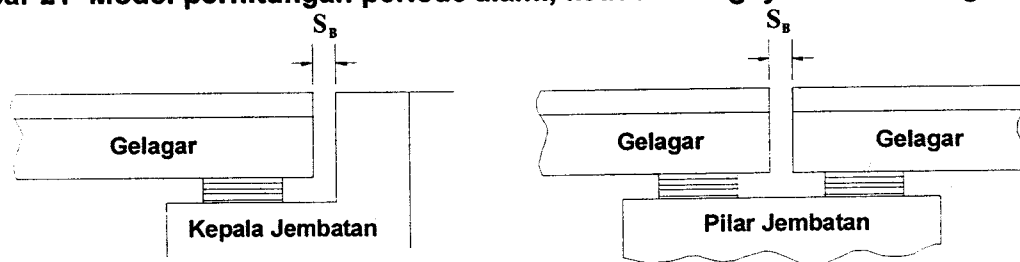
- Meningkatkan redaman dan penyerapan energi gempa tanpa terlalu memperbesar periode alami (menjadi minimal dua kali periode alami tanpa isolasi dasar) – Gambar 21.
- Perpindahan yang meningkat akibat penggunaan isolasi dasar harus diatasi dengan sela dilatasi antara struktur utama (pilar dan gelagar) – Gambar 22



Model untuk perhitungan periode alami



Gambar 21 Model perhitungan periode alami, kedudukan gaya inersia bangunan atas



Gambar 22 Sela pada ujung gelagar

Perencanaan isolasi dasar (*base isolation*) dipertimbangkan berdasarkan periode alami jembatan dan pengaruh perkuatan kinerja penyerapan energi dari dua segi, yaitu pada keadaan biasa dan pada kejadian gempa.

Isolasi dasar tidak bermanfaat bila gaya gempa bertambah besar oleh periode alami lebih panjang, yaitu dalam kondisi berikut:

- Lapisan tanah sekitar pondasi jembatan termasuk kategori yang diabaikan daya dukungnya dalam perhitungan tahan gempa
- Bangunan bawah fleksibel dan periode alami besar

- Kasus dimana pembesaran periode alami akan menyebabkan resonansi antara jembatan dan tanah pondasi, mengingat keadaan tanah yang lembek
- Perletakan memikul reaksi negatif (terangkat)

Isolasi dasar bermanfaat bila gaya gempa direduksi oleh periode alami lebih panjang, yaitu dalam kondisi berikut:

- Lapisan tanah teguh dan stabil selama gempa
- Bangunan bawah kaku dan periode alami kecil
- Jembatan tipe bentang menerus dan majemuk

4.9 Perlengkapan penahan perletakan

4.9.1 Perlengkapan penahan bangunan atas

Perlengkapan penahan bangunan atas mempunyai struktur berikut :

- Struktur yang menghubungkan bangunan atas dan bawah (Gambar 23.a)
- Struktur tambahan/stopper sebagai penahan bangunan atas dan bawah (Gambar 23.a)
- Struktur yang menghubungkan dua rangkaian gelagar bangunan atas (Gambar 23.b)
- Struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi pergerakan dan perputaran perletakan
- Struktur penahan mampu bergerak dalam arah melintang sumbu jembatan dalam menahan gaya gempa
- Struktur penahan mudah diperiksa dan dipelihara

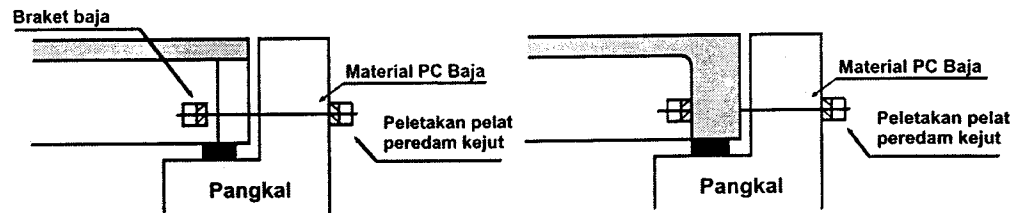
Kekuatan leleh perlengkapan penahan diperhitungkan lebih besar dari gaya gempa rencana dengan perumusan berikut. Kekuatan leleh dalam hal ini dihitung berdasarkan tegangan ijin yang dikali dengan faktor 1,5.

$$H_F = 1,5R_d$$

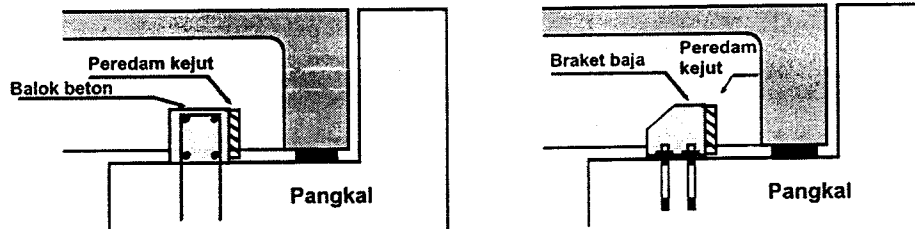
$$S_F = c_F S_E$$
(Rumus 23)

dengan pengertian:

- H_F = gaya gempa rencana dari struktur penahan (tf, kN)
- R_d = reaksi beban mati (tf, kN), bila dihubungkan dua rangkaian gelagar maka ambil nilai terbesar dari dua reaksi vertikal
- S_F = gerakan maksimum rencana dari perlengkapan penahan
- S_E = panjangudukan gelagar pada tumpuan
- c_F = koefisien perpindahan rencana dari struktur penahan, yang sebesar 0,75



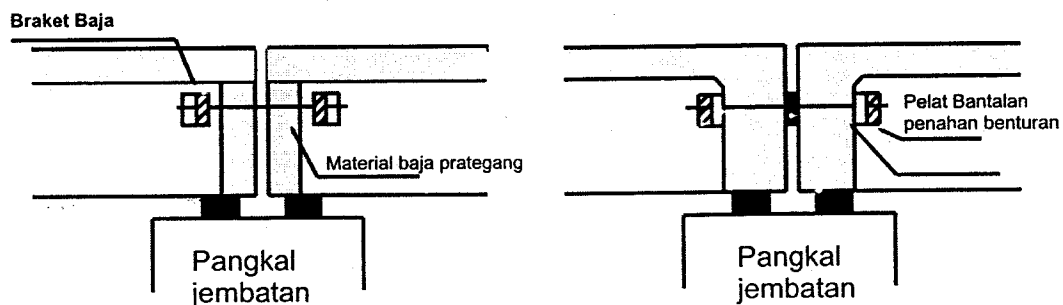
(a) Contoh bangunan atas baja (b) Contoh bangunan atas beton bertulang
Contoh struktur penahan yang menghubungkan bangunan atas dan bangunan bawah



(a) Contoh struktur penahan menggunakan balok beton (b) Contoh struktur penahan menggunakan braket baja

Contoh struktur penahan yang mencegah terjatuhnya bangunan atas terhadap bangunan bawah

Gambar 23.a Perlengkapan penghubung bangunan atas dan bawah, perlengkapan penahan bangunan atas dan bawah (stopper)



(a) Contoh bangunan atas baja (b) Contoh bangunan atas beton bertulang

Gambar 23.b Perlengkapan penghubung dua gelagar bangunan atas

4.9.2 Perlengkapan penahan gerakan berlebih

Perlengkapan penahan gerakan berlebih – Gambar 24 - mempunyai struktur berikut:

- Struktur penghubung bangunan atas dan bawah
- Struktur yang mencakup penahan/stopper pada bangunan atas dan bawah
- Struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi pergerakan dan perputaran perletakan
- Struktur penahan mudah diperiksa dan dipelihara
- Struktur penahan tidak boleh mengganggu fungsi perlengkapan bangunan atas (butir 4.9.1)

Kekuatan leleh perlengkapan penahan gerakan berlebih diperhitungkan berdasarkan tegangan ijin dengan perkalian koefisien 3 dalam perumusan berikut.

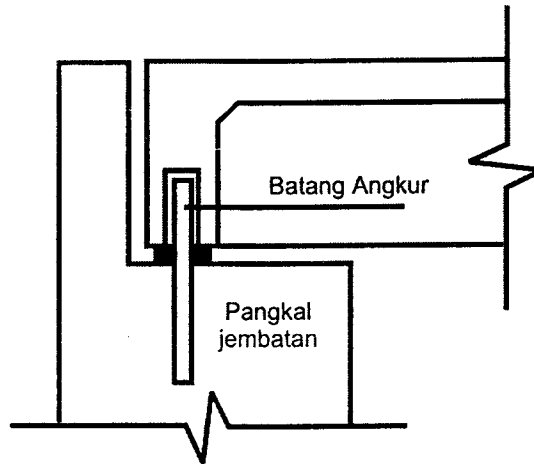
$$H_s = 3k_h R_d \quad (\text{Rumus 24})$$

dengan pengertian:

H_s = gaya gempa rencana (tf, kN)

k_h = koefisien gempa horisontal (nilai plastis)

R_d = reaksi beban mati (tf, kN)



Gambar 24 Perlengkapan penahan gerakan berlebih (jangkar)

Bibliografi

- BMS , *Bridge Design Codes and Manuals*, 1992
- Technology Research Center for National Land Development, Proceedings, – *New Zealand – Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges* – New Zealand 1987
- Laporan Penelitian Peninjauan Ulang Peraturan Gempa untuk Jembatan dan Pembuatan Metoda Perkuatan Jembatan - 2001 – Pusat Penelitian dan Pengembangan Prasarana Transportasi - Bandung
- Pustran, Penilaian Kondisi Jembatan untuk Bangunan Atas dengan Cara Uji Getar - Konsep Pedoman Teknis – , 2001
- Pustran, Penilaian Kondisi Jembatan untuk Bangunan Bawah dengan Cara Uji Getar - Konsep Pedoman Teknis – , 2001
- Biggs, J.M., Hansen R.J., Holley M.J., Minami J.K., Namyet S., Norris C.H. 1959. Vibration of Girders under Moving Traffic Loads. 416-433 pp in *Structural Design for Dynamic Load*. McGraw – Hill.
- Fleming, J.F., Romualdi, J.P. Dynamic Response of Highway Bridges. Journal of the Structural Division. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers* Volume 87, No. ST 7, October, 1961: 31 – 61 pp.
- Aramraks, T., Gaunt, J.T., Gutzwiller, M.J., Lee, R.H. Highway Bridge Vibration Studies. Bridge Tests. *Transportation Research Record* 645, 1977: 15 – 20 pp.
- Walker, W.H., Wright, R.N. Vibration and Deflection of Steel Bridges. *AISC Engineering Journal*, January. 1972: 20 – 31 pp.
- Machida, F., Matsuura, A. Dynamic Response of Concrete Railway Bridges. *IABSE Proceedings* P-60/1983: 53 – 68 pp.
- Tristanto, L. Bridge Vibration Criteria, *Proceedings 6th REAAA Conference*. Kuala Lumpur, Malaysia, 1990, 16 pp.
- Agardh, L. Modal Analyses of Two Concrete Bridges in Sweden. *Structural Engineering International* 4/1991: 35 – 39 pp. IABSE, Switzerland.
- Tristanto, L. High Rise Pier Vibration Test. *Proceedings 7th REAAA Conference* Volume 2, 1992: 757-764 pp. Singapore.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M., Waarts, P.H. Traffic Loads on Bridges. *Structural Engineering International* 3/1993: 169 – 177 pp. IABSE, Switzerland.
- Cantieni, R., Felber, A. Advances in Ambient Vibration Testing: Ganter Bridge, Switzerland. *Structural Engineering International* 3/1996: 187 – 190 pp. IABSE, Switzerland.
- Skrinar, M., Strukelj, A. Eigenfrequency Monitoring during Bridge Erection. *Structural Engineering International* 3/1996: 191 – 194 pp. IABSE, Switzerland.
- Wahab, M.A., De Roeck, G. Effect of Temperature on Dynamic System Parameters of a Highway Bridge. *Structural Engineering International* 4/1997: 266 – 270 pp. IABSE, Switzerland.
- Tristanto, L., Sunardi. Microtremor prediction for bridge rating. *Proceedings 10th REAAA Conference* Japan, 2000
- Applied Technology Council – National Science Foundation – USA
- *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridge*, 1979

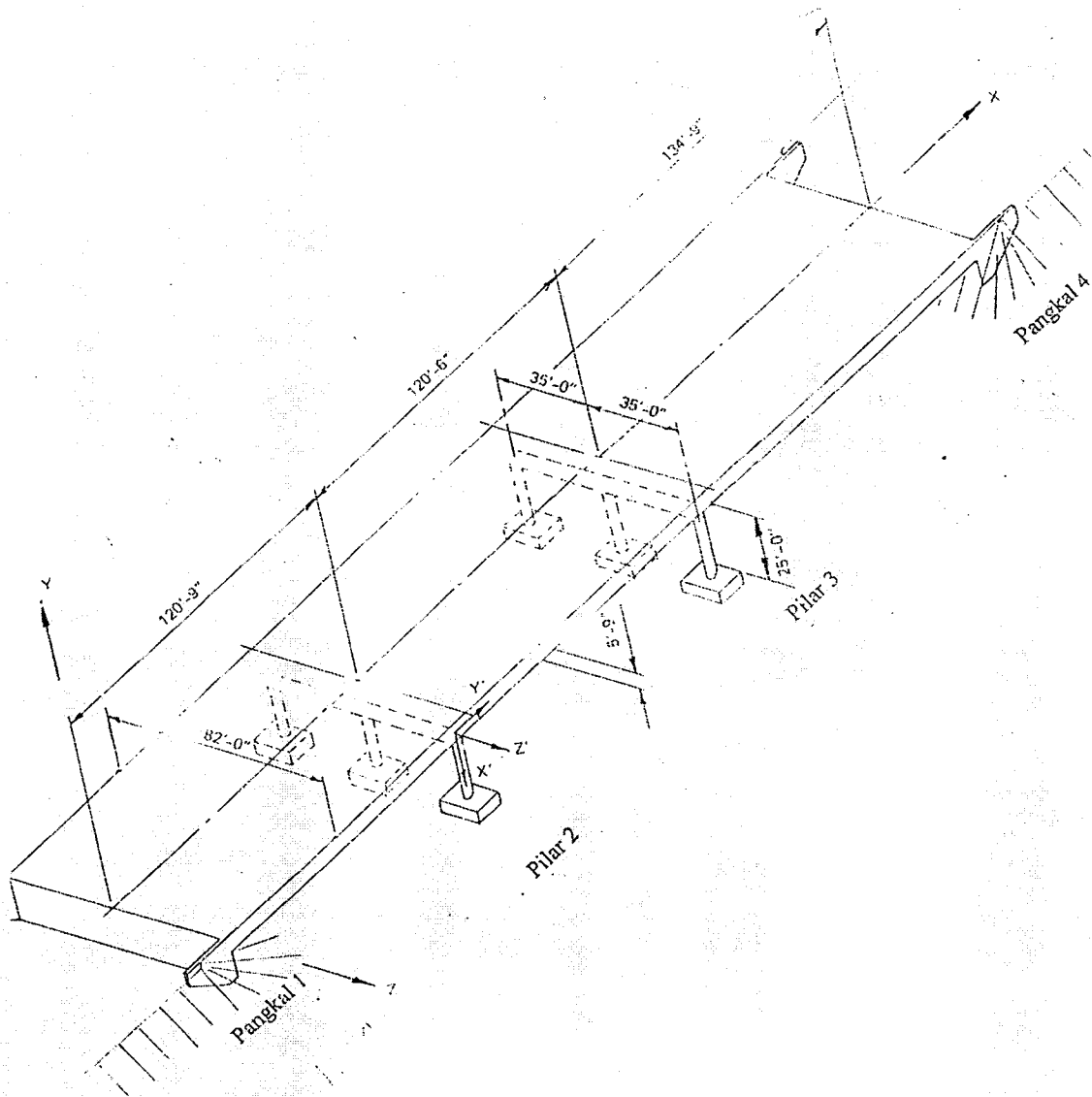
- *Proceedings – New Zealand – Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges*, Technology Research Center for National Land Development, New Zealand 1987
- MJN Priestley , University of California, *Performance Based Seismic Design - 12 th World Conference Earthquake Engineering –*, 2000
- Pusat Penelitian dan Pengembangan Prasarana Transportasi - Bandung, Laporan Penelitian Peninjauan Ulang Peraturan Gempa untuk Jembatan dan Pembuatan Metoda Perkuatan Jembatan, 2001
- N.M.Newmark , W.J. Hall, Earthquake Engineering Research Institute – California, *Earthquake Spektra and Design*, 1987
- NISEE Computer Applications, Massachusetts Institute of Technology, *SIMQKE – Program for Artificial Motion Generation*, 1976
- Farzad Naeim, Structural Engineering Series – Van Nostrand Reinhold – New York, *Seismic Design Handbook*, 1989
- Japan Road Association , *Specifications for Highway Bridges – Part V. Seismic Design*, 1996
- Applied Technology Council - Federal Highway Administration - Department of Transportation – California, *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*, 1981

Lampiran A (Informatif)

Contoh perhitungan spektral moda majemuk

(Prosedur 3)

Contoh kasus : jembatan gelagar beton tipe boks 3 bentang menerus – Gambar A1.



Gambar 25 Dimensi contoh kasus jembatan

Catatan:

Sumbu Ordinat global (X, Y, Z) untuk struktur tidak perlu bersamaan sumbu koordinat lokal (X', Y', Z') untuk pilar

Bangunan bawah:

$H = 7,625 \text{ m}$
 $A = 1,209 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,225 \text{ m}^4$
 $I_y = I_z = 0,1125 \text{ m}^4$
 $f'_c = 22,8 \text{ Mpa}$
 $E_c = 21000 \text{ Mpa}$

Bangunan atas:

$L = 114,6 \text{ m}$
 $A_x = 11,44 \text{ m}^2$
 $I_x = 1,01 \text{ m}^4$
 $I_y = 567 \text{ m}^4$
 $I_z = 4,56 \text{ m}^4$
 $f'_c = 22,8 \text{ Mpa}$
 $E_c = 21000 \text{ Mpa}$

A1. Kutipan Tabel

Sebagian tabel yang dikutip disini untuk kejelasan: Tabel 9 – 19

Tabel 9
Akselerasi puncak di batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun

Wilayah	A_a	A_v
6	0,40	0,40
5	0,30	0,30
4	0,20	0,20
3	0,15	0,15
2	0,10	0,10
1	0,05	0,05

Tabel 10
Kategori perilaku seismik
(SPC, Seismic Performance Category)

A_v	Klasifikasi kepentingan II	Klasifikasi kepentingan I
>0,29	D	C
0,20-0,29	C	C
0,11-0,19	C	B
0,06-0,10	B	A
$\leq 0,05$	A	A

Tabel 11
Koefisien profil tanah (S)

S (batuan)	S (sedang)	S (lembek)
$S_1=1,0$	$S_2=1,2$	$S_3=1,5$

Tabel 12
Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal atau Sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih Menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-

Tabel 13
Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

	Kolom atau pilar	Hubungan pada		
		Pangkal jembatan (b)	Kolom (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (a)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3-4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5-6			
Balok <i>cap</i> beton	2-3			

Catatan :

- Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar
- Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R = 2,5$ untuk hubungan ke pangkal jembatan
- Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom

A2. Anggapan

Modulus elastis beton 21000 MPa, wilayah gempa: koefisien akselerasi (A) 0,40, klasifikasi kepentingan 1, kategori perilaku seismik (SPC) adalah D berarti diperlukan analisis rinci. Kondisi tanah (S) dengan koefisien 1,2.

Faktor modifikasi untuk tingkatan daktilitas ditentukan dengan Tabel 13. Untuk pilar kolom majemuk $R = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada pangkal jembatan, $R = 1,0$ untuk hubungan kolom pada *cap* dan kolom pada pondasi. Tetapi untuk klasifikasi D analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R tidak digunakan dalam hal ini.

Geometrik jembatan dan perbandingan kekakuan berada dalam rentang 'jembatan beraturan'. Menurut Tabel 12 digunakan prosedur 3 (cara spektral moda majemuk) sebagai prosedur analisis yang minimal diperlukan.

A3. Penentuan gaya elastis dan perpindahan :

Gerakan gempa diarahkan sepanjang sumbu memanjang dan melintang jembatan yaitu sumbu X dan Z global – Gambar 25. Gaya seismik dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut :

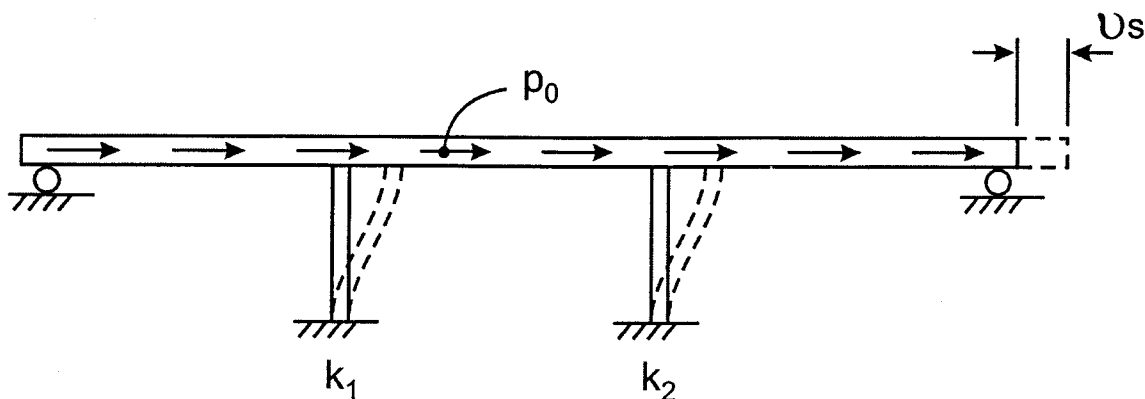
Kombinasi beban 1 : 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang.

Kombinasi beban 2 : 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

A4. Cara analisis spektral moda tunggal - prosedur 2

Gaya gempa arah memanjang

Tahap 1 : Deformasi aksial dalam lantai diabaikan dan dianggap bahwa lantai berperilaku sebagai bagian kaku, jembatan di-idealisasi sedemikian sehingga pangkal jembatan tidak menyumbang pada kekakuan memanjang. Penyederhanaan ini akan memberikan gaya lebih konservatif pada bangunan bawah. – Gambar 26.



Gambar 26 Idealisasi struktur dan penerapan beban merata anggapan untuk moda getaran memanjang

Dengan satuan beban merata virtual memanjang tercapai perpindahan tetap yaitu $v_s(x) = v_s$ sepanjang jembatan. Dengan anggapan kolom menahan sendiri gerakan memanjang, perpindahan diperoleh dengan menggunakan kekakuan kolom sebesar $12 EI/H^3$ dalam arah memanjang. Dengan besaran kolom menurut Gambar 25, kekakuan untuk pilar (2 dan 3) dalam Gambar 26 adalah k_1 dan k_2 masing-masing, yang dihitung sebagai berikut:

$k_1 = k_2 = 3 (12 EI)/H^3 = 3 \times (12 \times 21000000 \times 0,1122)/7,62^3 = 191712 \text{ kN/m}$ berarti untuk memperoleh deformasi 1m diperlukan gaya 191712 kN

terjadi simpangan / perpindahan arah memanjang dengan gaya satuan merata $p_0 = 1 \text{ kN/m}$ pada L bentang total jembatan :

$$v_s = (p_0 L)/(k_1 + k_2) = (1 \times 114,6)/(2 \times 191712) = 0,0003 \text{ m}$$

Tahap 2 : Dengan anggapan berat isi bangunan atas 26,4 kN/m diperoleh berat mati per satuan panjang bangunan atas dengan luas penampang A, sebesar : $w(x) = 26,4 A x = 26,4 (11,4) = 300,96 \text{ kN/m}$. Berat ini lebih besar dari beton biasa karena mencakup berat bagian atas kolom, cap kolom yang tertanam dan diafragma antara. Faktor α, β, γ diperhitungkan dengan distribusi berat mati bangunan atas per satuan panjang $w(x)$ dan profil perpindahan $v_s(x)$ bangunan atas, yang dianggap konstan sehingga menyederhanakan perhitungan integral.

$$\alpha = \int_{\text{pangkal 1}}^{\text{pangkal 4}} v_s(x) dx = v_s L = 0,0003 \times 114,6 = 0,0344 \text{ m}^2$$

$$\beta = \int_{\text{pangkal 1}}^{\text{pangkal 4}} w(x) v_s(x) dx = w v_s L = 300,96 \times 0,0003 \times 114,6 = 10,347 \text{ kNm}$$

$$\gamma = \int_{\text{pangkal 1}}^{\text{pangkal 4}} w(x) v_s(x)^2 dx = w v_s^2 L = 300,96 \times (0,0003)^2 \times 114,6 = 0,0031 \text{ kNm}^2$$

Tahap 3 : perhitungan perioda T

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{w v_s}{p_o g}} = 2\sqrt{\frac{W v_s}{P_o}} = 2\sqrt{\frac{W}{k}} = 2\sqrt{\Delta_w}$$

dengan pengertian :

$W = wL$ = berat total bangunan atas dan hubungan bangunan bawah

$P_o = p_o L$ = beban virtual total

k = kekakuan total struktur

Δ_w = perpindahan memanjang akibat beban mati total yang bekerja arah memanjang

atau menggunakan rumus:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \left[\frac{0,0031}{1 \times 9,8 \times 0,0344} \right]^{1/2} = 0,6 \text{ detik}$$

Tahap 4 : Koefisien respon seismik elastis C_s diperoleh dari persamaan berikut dengan substitusi A, S dan T :

$$C_s = \frac{1,2AS}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,6^{2/3}} = 0,81 (\leq 2,5 A)$$

karena koefisien respon seismik tidak melebihi 2,5 A ($2,5 \times 0,4 = 1$), digunakan $C_s = 0,81$. Pembebanan statis ekuivalen seismik dan geser elastis seismik total V dinyatakan sebagai berikut:

$$P_e(x) = \frac{\beta C_s w(x) v_s(x)}{\gamma} = w C_s = p_c$$

$$V = p_c L = w L C_s = W C_s$$

$$P_e(x) = 300,96 \times 0,81 = 244 \text{ kN/m}$$

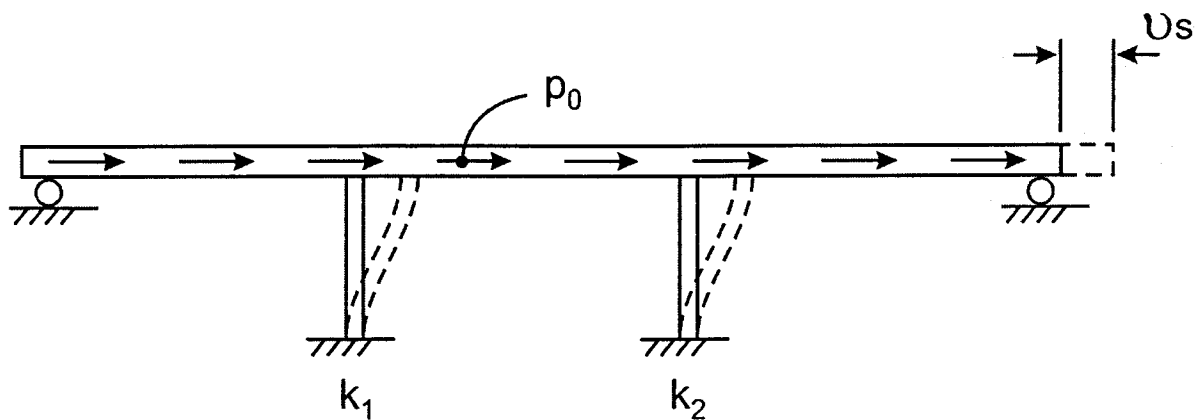
Tahap 5 : Pembebanan statis ekuivalen diterapkan (Gambar 27). Perpindahan 0,073 m dan gaya beban gempa memanjang (Tabel 9) diperoleh sebagai berikut :

$$v_s = \frac{P_e(x) \cdot L}{k_1 + k_2} = \frac{244 \times 114,6}{2 \times 191712} = 0,073 \text{ m}$$

$$V_{Y'} \text{ geser per kolom} = \frac{244 \times 114,6}{6} = 4662 \text{ kN}$$

$$M_{Z'Z'} \text{ momen per kolom} = 4662 \times 3,81 = 17762 \text{ kNm}$$

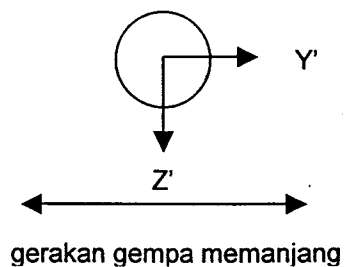
Perhatikan bahwa pada jembatan ini $V_{Y'}$ dan $M_{Z'Z'}$ adalah nol untuk gerakan gempa memanjang.



Gambar 27 Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan memanjang

Tabel 14

Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa memanjang



Lokasi	$V_{Y'}$ Memanjang Geser (kN)	$M_{Z'Z'}$ Memanjang Momen (kNm)	$V_{Z'}$ Melintang Geser (kN)	$M_{Y'Y'}$ Melintang Momen (kNm)	P_x Aksial Gaya (kN)
Pangkal 1	0	0	0	0	481***
Pilar 2 (per kolom)	4662	17762 (3552)**	0	0	499
Pilar 3 (per kolom)	4662	17762 (3552)	0	0	522
Pangkal 4	0	0	0	0	417

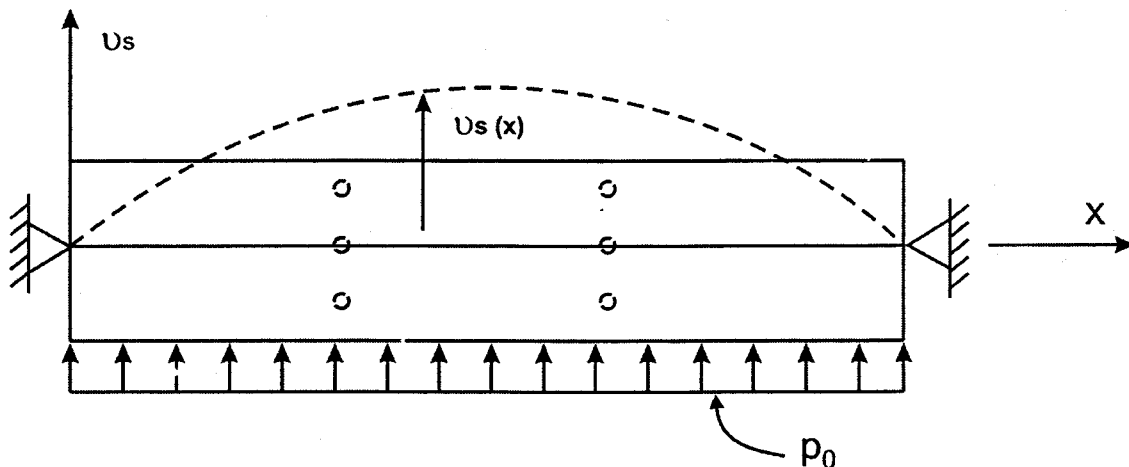
(*) Sumbu lokal Y' dan Z' dari kolom pilar tidak perlu sama dengan sumbu memanjang dan melintang jembatan. Tetapi pada jembatan lurus tanpa skew, perhitungan lebih sederhana bila dianggap bahwa sumbu lokal Y' kolom pilar sama dengan sumbu memanjang jembatan seperti contoh ini.

(**) Gaya gempa rencana menggunakan faktor reduksi /daktilitas $R=5$. Perhatikan bahwa gaya geser dan aksial tidak direduksi.

(***) Gaya aksial elastis pada pangkal dan pilar ditentukan untuk kondisi beban (lihat Gambar 27) , menggunakan cara distribusi momen dan mempertimbangkan fleksibilitas bangunan atas.

Gempa arah melintang

Tahap 1 : Dianggap bahwa beban merata melintang sebesar 1 kN/m bekerja pada jembatan (Gambar 28). Perpindahan melintang $v_s(x)$ pada titik 1/4 sebagai node/titik simpul tambahan selain node/titik simpul ujung bentang, ditunjukkan dalam Tabel 15. Analisis space frame dapat digunakan, dimana kekakuan pangkal jembatan arah melintang dimodelkan sebagai pegas linier ekuivalen.



Gambar 28 Denah jembatan tiga bentang menerus akibat beban melintang anggapan

Tahap 2 : Faktor α , β , dan γ diperhitungkan dengan cara integral berikut :

$$\alpha = \int_{\text{pangkal}1}^{\text{pangkal}4} v_s(x) dx = 0,0073 m^2$$

$$\beta = \int_{\text{pangkal}1}^{\text{pangkal}4} w(x) v_s(x) dx = w v_s L = 300,96 \times 0,0073 = 2,197 kNm$$

$$\gamma = \int_{\text{pangkal}1}^{\text{pangkal}4} w(x) v_s(x)^2 dx = 300,96 \times 5,8 \cdot 10^{-7} = 0,000175 kNm^2$$

Tahap 3 : Periode T dihitung sebagai berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \left[\frac{0,000175}{1 \times 9,8 \times 0,0073} \right]^{1/2} = 2\pi \sqrt{2,446 \cdot 10^{-3}} = 0,31 \text{ detik}$$

Tahap 4 : Koefisien respon elastis C_s diperoleh sebagai berikut :

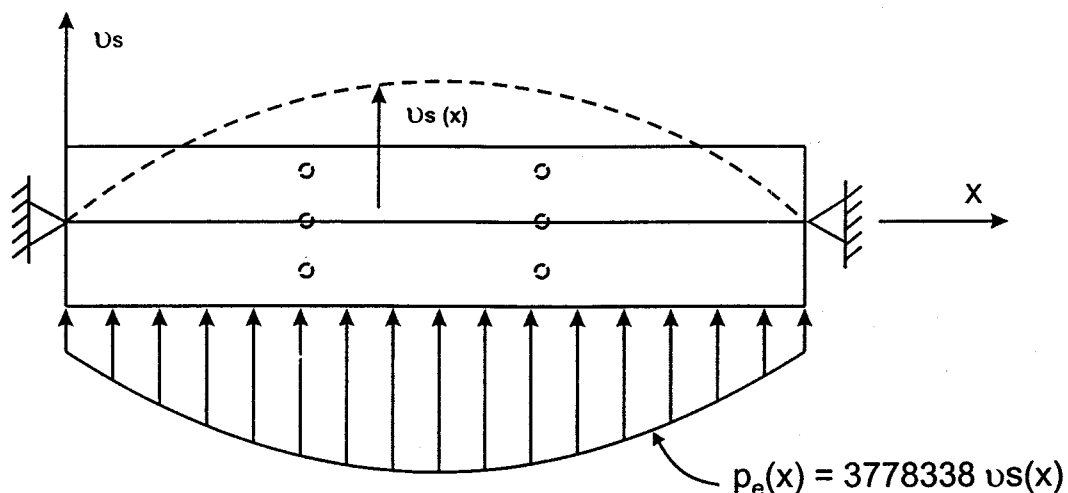
$$C_s = \frac{1,2AS}{T^{2/3}} = \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{0,31^{2/3}} = 1,24$$

Besaran ini melebihi 2,5 A (jadi >1) sehingga digunakan $C_s = 1,0$. Intensitas beban gempa $p_e(x)$ dihitung sebagai berikut :

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s w(x) v_s(x)}{\gamma} = \frac{2,197 \times 1,0 \times 300,96}{0,000175} = 3778338 v_s(x) \text{ kN/m}^2$$

Dengan perumusan diatas, intensitas beban pada titik $\frac{1}{4}$ diperhitungkan (Tabel 15).

Tahap 5 : Dengan menggunakan beban statis ekuivalen (Gambar 29) diperoleh gaya ujung komponen akibat beban gempa melintang (Tabel 16). Gaya dan perpindahan komponen dalam contoh ini diperoleh dengan perhitungan space frame. Perhatikan bahwa momen dan geser memanjang (M_{zz} dan V_y) akibat gempa melintang terjadi karena eksentrisitas kolom luar terhadap sumbu memanjang bangunan atas.



Gambar 29 Denah jembatan tiga bentang akibat beban statis ekuivalen gempa

Tabel 15
Perpindahan dan intensitas beban gempa untuk pembebanan melintang

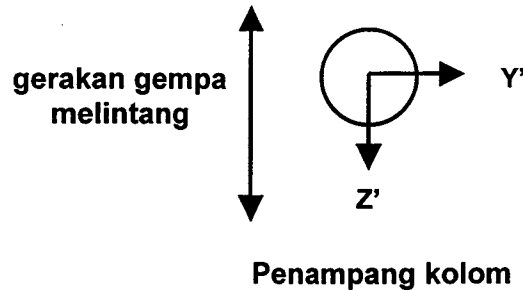
Lokasi	Perpindahan akibat beban melintang merata $V_s(x)$ (m)	$V_s(x)$ rata ² $[V_s(x)_i + V_s(x)_{i+1}]/2$	Intensitas beban gempa $P_e(x)$ $= 377838 \times V_s$ (kN/m)	$V_s(x)^2$ rata ²
Pangkal 1	0,0	0,0000132	0,0	$1,74 \cdot 10^{-10}$
Bentang 1-1/4	0,0000264	0,0000385	99	$1,482 \cdot 10^{-9}$
Bentang 1-1/2	0,0000506	0,0000608	191	$3,696 \cdot 10^{-9}$
Bentang 1-3/4	0,000071	0,000079	268	$6,240 \cdot 10^{-9}$
Pilar 2	0,000087	0,000092	328	$8,464 \cdot 10^{-9}$
Bentang 2-1/4	0,000097	0,0000995	366	$9,90 \cdot 10^{-9}$
Bentang 2-1/2	0,000102	0,000101	385	$1,02 \cdot 10^{-8}$
Bentang 2-3/4	0,0001	0,0000965	377	$9,31 \cdot 10^{-9}$
Pilar 3	0,000093	0,000085	351	$7,225 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-1/4	0,000077	0,0000665	290	$4,42 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-1/2	0,000056	0,0000428	211	$1,83 \cdot 10^{-9}$
Bentang 3-3/4	0,0000296	0,0000148	111	$2,19 \cdot 10^{-10}$
Pangkal 4	0,0		0,0	
$V_s(x)$ rata ² =		$7,896 \cdot 10^{-4}$	$V_s(x)^2$ rata ² =	$631,6 \cdot 10^{-10}$

$$\alpha = \int V_s(x) dx = 7,896 \cdot 10^{-4} \times 9,2 = 0,0073 m^2$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx = 300,96 \times 0,0073 = 2,197 kNm$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx = 300,96 \times 631,6 \cdot 10^{-10} \times 9,2 = 1,75 \cdot 10^{-4} kNm^2$$

Tabel 16
Gaya elastis dan modifikasi akibat gerakan gempa melintang



Lokasi	$V_{Y'}$ Memanjang Geser (kN)	$M_{ZZ'}$ Memanjang Momen (kNm)	$V_{Z'}$ Melintang Geser (kN)	$M_{Y'Y'}$ Melintang Momen (kNm)	$P_{X'}$ Aksial Gaya (kN)
Pangkal 1*	0	0	8290 (10365)**	0	0
Pilar 2** (per kolom)	336	1228 (245)	1798	6587 (1317)	931
Pilar 3*** (per kolom)	268	979 (195)	1925	7047 (1410)	994
Pangkal 4*	0	0	8590 (10737)	0	0

*) Perencanaan pangkal 1 dan 4 menggunakan gaya lebih besar ($R=0,8$)

**) Faktor reduksi adalah $R = 5$ untuk kolom pilar. Perhatikan bahwa geser dan gaya aksial kolom tidak direduksi

Perpindahan melintang lantai jembatan adalah :

Pilar 2: 0,026 m

Bentang tengah 2 : 0,03 m

Pilar 3 : 0,028 m

A5. Gaya rencana untuk perilaku seismik kategori C dan D

Terdapat dua kumpulan gaya yang akan ditentukan untuk komponen daktail yang mampu membentuk sendi plastis. Kumpulan pertama yang ditentukan untuk pra rencana kolom disebut " gaya rencana modifikasi" . Kumpulan kedua yang digunakan untuk merinci lebih lanjut rencana kolom dan berbagai komponen yang berhubungan dengan kolom disebut "gaya akibat sendi plastis dalam kolom".

Gaya rencana modifikasi: Gaya ditentukan sama seperti kategori seismik B kecuali untuk gaya aksial.

Gaya akibat sendi plastis dalam kolom: Bagian struktur yang dalam contoh ini harus diperhitungkan adalah komponen kolom dan gigi geser di pangkal. Untuk keperluan perencanaan, gaya geser dan lentur terbesar yang terjadi di pangkal 1 dan pilar 3, diperoleh dari analisis, digunakan untuk tiap kombinasi beban (Tabel 17). Gaya komponen akibat berat mati ditabulasi (Tabel 18) untuk kolom kritis dalam pilar 3 dan pangkal 1.

Tabel 17
Gaya dan momen seismik maksimum untuk kombinasi beban 1 dan 2

Komponen	Kombinasi beban 1 (1,0 memanjang +0,3 melintang)	Kombinasi beban 2 (1,0 melintang +0,3 memanjang)
<u>Pangkal</u>		
V_z Geser	3110 kN	10365 kN
P_x Gaya aksial	$\pm 481 \text{ kN}^*$	$\pm 145 \text{ kN}$
<u>Pilar</u>		
V_y Geser	$(4676 + 82) = 4758 \text{ kN}$	$(268+1403) = 1671 \text{ kN}$
$M_{zz'}$ Momen	$(3573 + 58) = 3631 \text{ kNm}$	$(195+1072) = 1267 \text{ kNm}$
P_x Gaya aksial	$\pm(522+300) = \pm 822 \text{ kN}$	$\pm(994+159) = \pm 1153 \text{ kN}$
V_z Geser	$(0+577) = 577 \text{ kN}$	$(1925+0) = 1925 \text{ kN}$
$M_{yy'}$ Momen	$(0+422) = 422 \text{ kNm}$	$(1410+0) = 1410 \text{ kNm}$

*) Gaya aksial (yaitu vertikal) untuk pangkal 1 dan pilar 3 ditentukan dengan cara distribusi momen

Tabel 18
Gaya berat mati

Komponen	Kolom pilar 3	Pangkal
V_y Geser	313 kN	0
$M_{zz'}$ Momen	1620 kNm	0
P_x Gaya aksial	4358 kN	2833 kN
V_z Geser	0	0
$M_{yy'}$ Momen	0	0

Dianggap bahwa tekanan tanah, gaya angkat dan aliran adalah nol. Dengan gaya berat mati (Tabel 18) dan gaya seismik maksimum diperoleh gaya rencana modifikasi berikut

Gaya rencana modifikasi – kolom

Kombinasi beban 1 yang menentukan :

$$\begin{aligned}
 V_y \text{ Geser} &= 1,0(D + B + SF + E + EQM) = 1,0(313 + 4758) = 5071 \text{ kN} \\
 M_{zz'} \text{ Momen} &= 1,0(1620 + 3631) = 5251 \text{ kNm} \\
 P_x \text{ Gaya aksial} &= 1,0(4358 \pm 822) = 3536 \text{ atau } 5180 \text{ kN} \\
 V_z \text{ Geser} &= 1,0(577 + 0) = 577 \text{ kN} \\
 M_{yy'} \text{ Momen} &= 1,0(422 + 0) = 422 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk kolom sirkular, momen rencana modifikasi adalah :

$$M = \sqrt{M_{zz'}^2 + M_{yy'}^2} = \sqrt{5251^2 + 422^2} = \sqrt{27751085} = 5267 \text{ kNm}$$

Gaya rencana modifikasi – pangkal

Kombinasi beban 2 menentukan :

$$V_z \text{ geser} = 1,0(D + B + SF + E + EQM) = 1,0(0+10365)=10365 \text{ kN}$$

Gigi geser di pangkal harus menahan gaya geser rencana melintang modifikasi sebesar 10365kN.

A6. Kategori perilaku seismik C dan D**A6.1. Persyaratan kolom**

Kolom didefinisikan oleh rasio tinggi bersih terhadap dimensi maksimum sama atau melebihi 2,5. Dalam contoh ini tinggi bersih ~ 6,71 m dan lebar 1,22m yang mencapai rasio 5,5 sehingga diklasifikasi sebagai kolom.

Tulangan vertikal

Tulangan vertikal kolom adalah minimum 0,01 dan maksimum 0,06 luas bruto. Rasio tidak melebihi 0,04 dianjurkan untuk mencegah penuhnya tulangan di sambungan.

Kekuatan lentur

Beban rencana dipertimbangkan dari beban aksial maksimum dan minimum sebagai berikut:

$$P = 3536 \text{ kN}, M = 5267 \text{ kNm}$$

$$P = 5180 \text{ kN}, M = 5267 \text{ kNm}$$

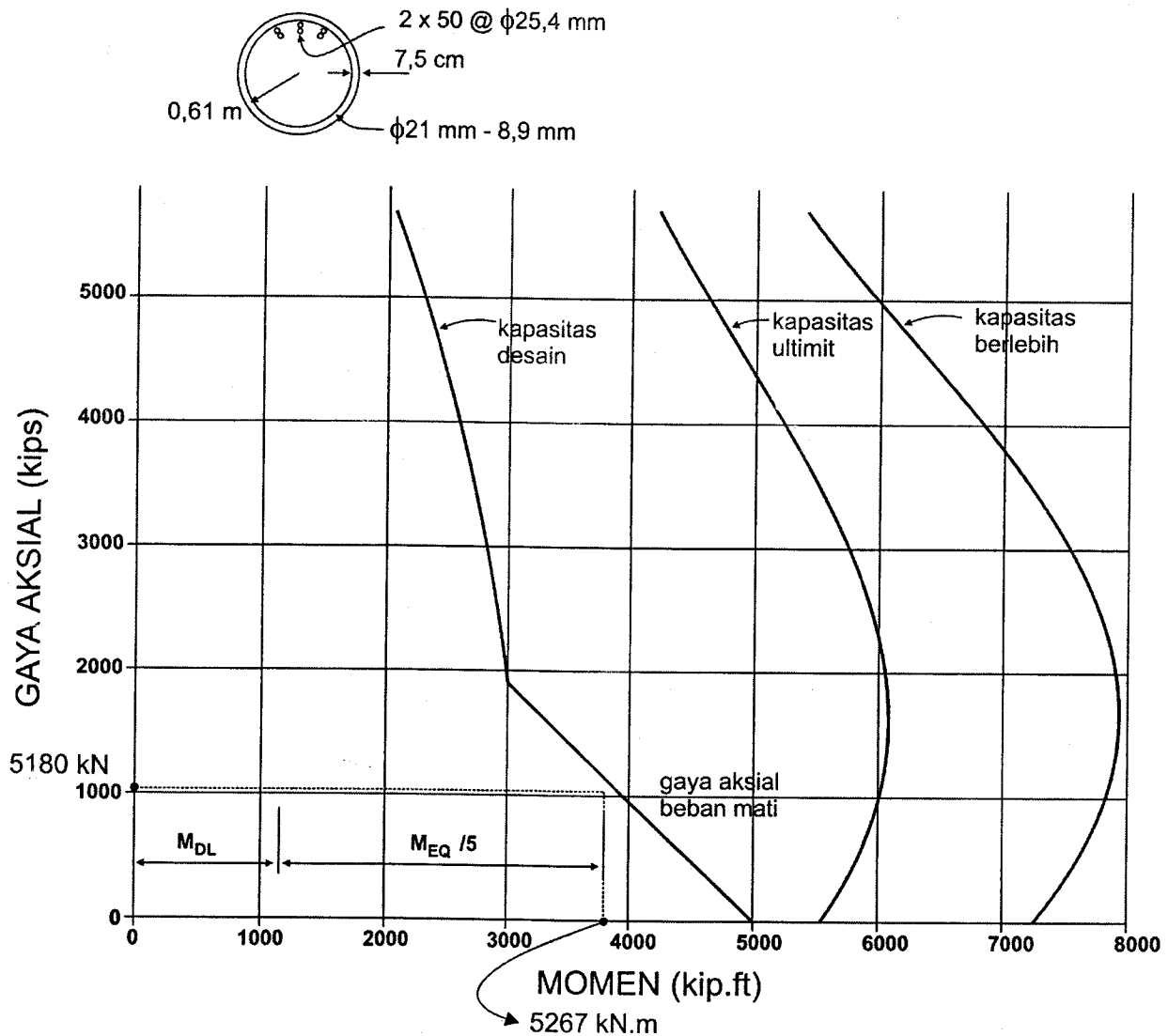
Pembesaran momen akibat kelangsingan komponen tertekan tidak terikat arah melintang terdapat dalam peraturan perencanaan beton struktural. Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan bila kl_u/r kurang dari 22. Pada kolom ini nilai kl_u/r agak melebihi 22 dan secara teoritis harus diadakan tinjauan kelangsingan. Untuk kesederhanaan kelangsingan diabaikan dalam contoh ini.

Dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan dan beban rencana, kolom memerlukan 2x 50 @ diam. 25,4 mm tulangan baja. Ini mencapai rasio penulangan 0,043 untuk tulangan memanjang yang mendekati batas spesifikasi. Dalam Gambar 30 terdapat diagram interaksi kapasitas ultimit dengan kurva kapasitas rencana tereduksi. Momen rencana menentukan sebesar 5267 kNm dan beban aksial juga tergambar. Rentangan beban aksial pada sumbu vertikal.

A6.2. Gaya akibat sendi plastis kolom pilar

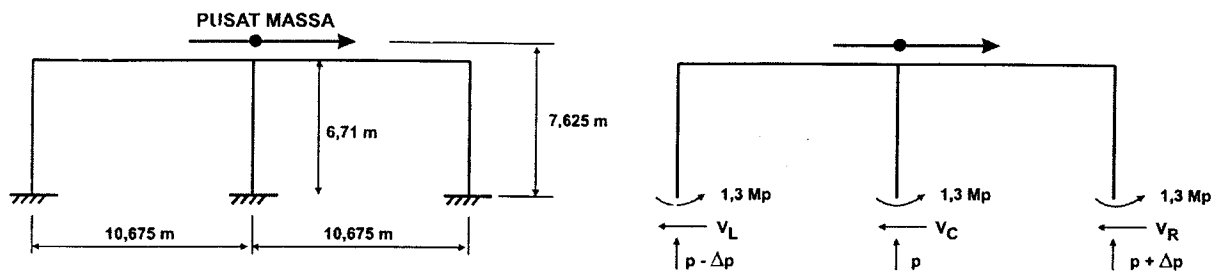
Pilar dengan dua atau lebih kolom

Gaya akibat sendi plastis dalam bidang pilar dihitung seperti dalam Tabel 19. Kapasitas kekuatan lebih momen plastis dicakup dalam diagram interaksi (Gambar 30).



Gambar 30 Diagram interaksi kolom

Tabel 19
Perhitungan gaya akibat sendi plastis kolom



Tahap	1,3 x M _p kNm kiri-tengah-kanan	Gaya geser kolom kN kiri-tengah-kanan-total- P	Gaya aksial kolom kN Kiri-tengah-kanan	% beda*
1	10801-10801-10801		4358-4358-4358	
2		3219-3219-3219-9657		
3		1930	2429-4358-6288	-
4	10524-10801-10939	3137-3219-3260-9616		
5		1925	2433-4358-6283	0,2

*) Gaya geser maksimum untuk pilar harus dalam rentang 10% dengan gaya pra rencana

A6.3. Gaya rencana kolom pilar

Momen 5267 kNm

Gaya aksial :

Elastis 4358 ± 822 kN

Sendi plastis 4358 ± 1925 kN

Geser :

Elastis $\sqrt{(4758^2 + 577^2)} = 4793 \text{ kN}$

Sendi plastis 3260 kN

Penulangan geser dan melintang kolom

Gaya geser rencana terfaktor

Gaya geser (yaitu sendi plastis) rencana terfaktor, V_u adalah 3260 kN. Menggunakan faktor reduksi kekuatan diperoleh tegangan geser terfaktor untuk kolom sirkular sebagai berikut :

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3260}{0,85 \times 122 \times 109} = 0,288 \text{ kN/cm}^2 = 2,8 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang ditahan beton diluar daerah ujung kolom adalah :

$$v_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = \frac{1}{6} \sqrt{22,8} = 0,8 \text{ MPa}$$

Tulangan geser total A_v adalah :

$$A_v = \frac{v_u - v_c}{f_y} bS = \frac{2,88 - 0,8}{421} \times 122 \times 8,9 = 5,35 \text{ cm}^2 \text{ luas total diperlukan}$$

$$\text{atau } \frac{5,35}{2} \text{ cm}^2 \text{ per sisi}$$

Dengan demikian lilitan spiral diam. 18mm – 8,9cm digunakan diluar daerah ujung kolom

Daerah ujung kolom

Dimensi daerah ujung kolom ditentukan sebagai nilai terbesar dari :

1. Dimensi penampang melintang maksimum , $d = 1,22\text{m}$
2. seperenam tinggi bersih , $6,71/6 = 1,12 \text{ m}$
3. 46cm

Ternyata dimensi penampang kolom 1,22m adalah terbesar dan digunakan untuk panjang daerah ujung atas dan bawah. Bila tegangan tekan aksial minimum lebih kecil dari $0,1 f'_c$ maka ketahanan geser beton dalam daerah ujung dapat diabaikan. Mengingat :

$$\text{Tegangan aksial minimum} = \frac{2433000N}{0,25 \cdot \pi \cdot 122^2} = 208N / \text{cm}^2 = 2,08 \text{ MPa}$$

Dan

$$0,1 f'_c = 2,28 \text{ MPa} > 2,08 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang dipikul beton dianggap nol. Sehingga tulangan geser di daerah ujung menjadi :

$$A_v = \frac{v_u}{f_y} bS = \frac{2,8}{421} \times 122 \times 8,9 = 7,2 \text{ cm}^2 \text{ luas total diperlukan}$$

$$\text{atau } \frac{7,2}{2} \text{ cm}^2 = 3,6 \text{ cm}^2 \text{ per sisi}$$

Sehingga lilitan spiral diameter 21mm - 8,9 cm digunakan dalam daerah ujung pada tepi atas dan bawah kolom.

Tulangan melintang untuk mengekang sendi plastis

Rasio volumetrik tulangan spiral adalah nilai terbesar dari :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} = 0,45 \left(\frac{1,168}{0,895} - 1 \right) \frac{22,8}{421} = 0,0075$$

atau

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_{yh}} = \frac{0,12 \times 22,8}{421} = 0,0065$$

Luas spiral pada jarak lilitan 8,9cm adalah :

$$A_{sp} = \frac{\rho_s s d_s}{4} = \frac{0,0075 \times 8,9 \times 105}{4} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Mengingat ini lebih sedikit dari tulangan geser , maka tidak diperlukan pengeangan tambahan pada sendi plastis, sehingga digunakan tulangan spiral diam.21mm-8,9cm dalam daerah ujung sepanjang 1,22m dan spiral diam.18 mm – 8,9 cm sepanjang sisa bagian tengah kolom.

A7. Gaya rencana di hubungan perlengkapan tahan gempa

Gaya jangkar di pangkal jembatan

Perlengkapan jangkar diperlukan bila reaksi kearah atas akibat gaya gempa memanjang melebihi 50% dari reaksi beban mati. Perhitungan berikut menunjukkan bahwa perlengkapan jangkar tidak diperlukan.

Pangkal 1

$$0,5 \text{ DL} = 0,5 \times 2833 = 1417 \text{ kN} > 481 \text{ jadi tidak perlu jangkar}$$

Pangkal 4

$$0,5 \times 3183 = 1589 \text{ kN} > 418 \text{ jadi tidak perlu jangkar}$$

Gaya rencana hubungan kolom pilar

Gaya rencana hasil sendi plastis digunakan untuk merencanakan hubungan kolom pada cap pilar dan pur kolom.

Min	Aksial	2433	kN
	Geser	3137	kN
	Momen	10524	kNm
Maks	Aksial	6283	kN
	Geser	3260	kN
	Momen	10939	kNm

Gaya rencana pondasi

Gaya rencana berikut yang dihasilkan oleh sendi plastis digunakan untuk perhitungan pondasi. Beban mati pondasi harus ditambah pada gaya tersebut

Min	Aksial*	2433	kN
	Geser	3137	kN
	Momen	10524	kNm
Maks	Aksial*	6283	kN
	Geser	3260	kN
	Momen	10939	kNm

Gaya rencana pangkal dan tembok penahan

Gaya rencana pada pangkal adalah :

Gaya aksial perletakan $3183 + 418 = 3601$ kN

Gigi geser = 10365 kN

Perpindahan rencana

Kategori perilaku seismik C dan D

Perpindahan memanjang pada pangkal akibat beban gempa memanjang adalah (tahap 5) : .

$$\Delta = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

Panjang perletakan minimum pada dudukan perletakan dihitung sebagai berikut :

$$N = 305 + 2,5 L + 10 H = 305 + 2,5 \times 114,7 + 10 \times 7,625 = 668 \text{ mm}$$

Jadi panjang dudukan pada pangkal adalah 668 mm

Penjelasan Perhitungan Lampiran A**1. Perhitungan periode alami T dalam sumbu memanjang jembatan :**

$$T = 2 \pi (\gamma / p_o g \alpha)^{1/2} = 2 \pi (W/k)^{1/2} = 2,01 (\delta)^{1/2}$$

dengan pengertian :

W = $w L$ = berat total sistem (kN)

P_o = $p_o L$ = beban virtual total (kN)

p_o = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

L = bentang (m)

k = kekakuan total sistem (kN/m)

δ = simpangan memanjang total (m) akibat berat total dalam arah memanjang

$$= \int w(s) u(s)^2 ds / \int w(s) u(s) ds \equiv u(s)$$

$w(s)$ = berat sistem pada kedudukan s (kN/m)

$u(s)$ = simpangan total pada kedudukan s akibat gaya lateral sesuai berat sistem (m)

α, γ = perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m^2)

g = gravitasi (9,8 m/det²)

- Perumusan ekspresi dengan menggunakan satuan gaya seragam virtual 1 kN/m :

α = $\int v(x) dx$ dalam m^2

β = $\int w(x) v(x) dx$ dalam kNm

γ = $\int w(x) v(x)^2 dx$ dalam kNm²

dengan pengertian :

$v(x)$ = profil simpangan akibat p_o

p_o = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$w(x)$ = distribusi berat mati sistem per satuan panjang (kN/m)

- Pembebanan seismik ekuivalen dihitung dengan rumus :

$$P_e(x) = \beta C_s w(x) v(x) / \gamma = w C_s \text{ dalam kN/m}$$

2. Perhitungan periode alami T dalam sumbu melintang jembatan :

$$T = 2 \pi (\gamma / p_o g \alpha)^{1/2}$$

dengan pengertian :

α, γ = perumusan ekspresi akibat satuan gaya virtual (m^2)

g = gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$)

p_o = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

- Perumusan ekspresi dengan menggunakan satuan gaya seragam virtual 1 kN/m :

$\alpha = \int v(x) dx$ dalam m^2

$\beta = \int w(x) v(x) dx$ dalam kNm

$\gamma = \int w(x) v(x)^2 dx$ dalam kNm^2

dengan pengertian :

$v(x)$ = profil simpangan akibat p_o

p_o = satuan gaya seragam virtual (1 kN/m)

$w(x)$ = distribusi berat mati sistem per satuan panjang (kN/m)

- Pembebanan seismik ekuivalen dihitung dengan rumus :


$$P_e(x) = \beta C_s w(x) v(x) / \gamma \text{ dalam } kN/m$$

Lampiran B (Informatif)

Perhitungan isolasi dasar

- Tahapan perencanaan adalah sebagai berikut :
 1. Pilih perletakan. Ukuran denah perletakan ditentukan oleh gaya tekan vertikal akibat beban layan, tinggi perletakan ditentukan oleh batasan geometrik serta distribusi beban gempa lateral dan layan yang diinginkan. Kekuatan inti timah minimum berdasarkan gaya lateral layan seperti angin dan rem kendaraan. Diameter inti timah untuk masing-masing perletakan berdasarkan distribusi gaya lateral yang diinginkan dan spesifikasi inti timah. Ukuran inti timah dibatasi oleh persyaratan pengekangan dan rasio aspek.
 2. Hitung periode fundamental jembatan dengan kekakuan permulaan dan pasca elastis tangent perletakan. Inersia rotasi lantai dan masa pilar serta kekakuan harus diperhitungkan agar perkiraan periode efektif lebih dekat. Perkiraan kekuatan leleh redaman efektif dan tentukan periode efektif dan redaman efektif dari bagan rencana.
 3. Tentukan respon bangunan atas secara keseluruhan dari respon spektra elastis untuk 'periode efektif' dan 'redaman efektif'. Tentukan respon seismik bangunan atas pada masing-masing pilar dan pangkal. Kekakuan pilar, pangkal dan perletakan diketahui, dengan demikian respon masing masing tumpuan dapat dihitung dari respon total. Perpindahan lantai pada masing masing tumpuan dapat ditentukan dari spektra respon perpindahan/simpangan karena lantai dianggap kaku, kemudian gaya respon masing masing perletakan dapat dihitung langsung. Gaya respon seismik total, jumlah respon dari masing masing perletakan, yang dihitung langsung dari spektra respon perindahan sering berbeda dari respon total berdasarkan spektra akselerasi, umumnya dalam batas +/- 10%. Bila gaya respon dihitung untuk spektra akselerasi dan perpindahan, dapat diambil nilai rata-ratanya. Perkiraan respon seismik jembatan dan bila distribusi atau tingkat respon tidak memenuhi maka pilih perletakan lain dan periksa kembali.
 4. Bila respon seismik memenuhi, tentukan perpindahan maksimum masing masing perletakan dan periksa moda keruntuhan perletakan pada perpindahan maksimum. Juga periksa anggapan yang telah diambil untuk tingkat leleh efektif. Bila anggapan menyimpang, buat anggapan tingkat leleh yang baru dan ulangi tahap 2 dan 3
 5. Tentukan geser dasar maksimum pilar dan momen lentur maksimum.
- Contoh kasus terdiri dari jembatan empat bentang - Gambar 31 – pilar 10m dan tipe pangkal kaku. Diameter pilar 1,67m dengan momen inersia 0,3 dari nilai bruto dan modulus elastis beton berdasarkan kekuatan silinder 25 MPa. Tahapan perencanaan dilakukan sebagai berikut :
 1. Isolasi dasar menggunakan perletakan karet dengan inti timah - Tabel 20 – yang dipilih agar men-distribusi-kan gaya gempa antara pilar dan pangkal secara merata.

Tabel 20 Besaran perletakan isolasi dasar tipe karet dengan inti timah

Sketsa perletakan isolasi dasar 	Pangkal	Pilar	Notasi
Jumlah (nomor)	4	8	N
Ukuran denah(mm x mm)	380x300	380x300	
Tinggi total (mm)	250	94	
Kekakuan diameter timah (kN/mm)	75	50	
Kekakuan permulaan (kN/mm)	4,82	13,71	K_u
Kekakuan pasca elastis (kN/mm)	0,74	2,11	K_d
Kekuatan leleh peredam (kN)	39,6	17,3	F_l

2. Periode alami ditentukan berdasarkan model komputer – Gambar 31 – dengan kekakuan permulaan dan pasca elastis masing-masing diperoleh periode 0,89 dan 1,49 detik. Tingkat leleh efektif peredam dipilih sebesar 6,5% berat bangunan atas (8960 kN) . Persentase pergeseran periode sesuai gempa El Centro dan Parkfield –Gambar 32 – adalah 69% dan normalisasi redaman sebesar 6,4 % terhadap nilai kritikal - Gambar 33 . Redaman elastis struktur dianggap 5% terhadap nilai kritikal. Periode efektif dan redaman efektif kemudian dihitung langsung sebagai berikut :

$$T_e = 0,89 + (1,49 - 0,89) \times 0,69 = 1,30 \text{ detik}$$

$$\lambda_e = 5 + (6,4 \times 1,49) = 15\%$$

3. Akselerasi dan perpindahan spektral dari spektra elastis El Centro adalah masing-masing $S_a = 0,165 \text{ g}$ dan $S_d = 69,4 \text{ mm}$ dimana $g =$ akselerasi gravitasi. Gaya geser respon lantai jembatan pada pilar dan pangkal diperhitungkan dari perpindahan spektral S_d sebagai berikut :

Pangkal jembatan :

$$\text{Gaya geser tumpuan} = n \cdot K_d (S_d + F_l \cdot (K_d^{-1} - K_u^{-1}))$$

$$= 4 \times 0,74 (69,4 + 39,6 \times (1,351 - 0,207))$$

$$= 340 \text{ kN}$$

dimana $n =$ jumlah perletakan, F_l , K_d dan K_u ditentukan dari Gambar 34.

Pilar jembatan :

Kekakuan elastis pilar = 5,39 kN/mm

Dengan kekakuan perletakan pasca elastis ,

$$K_{epd} = (5,39^{-1} + (8 \times 2,11)^{-1})^{-1} = 4,09 \text{ kN/mm}$$

$$\text{Gaya geser tumpuan total pilar} = k_{epd} \cdot (S_d + F_l \cdot (k_d^{-1} - K_u^{-1}))$$

$$= 4,09 + (69,4 = 17,3 \times (0,474 - 0,073))$$

$$= 312 \text{ kN}$$

Gaya geser total lantai jembatan V adalah jumlah semua gaya pangkal dan pilar : $V = 2 \times 340 + 3 \times 312 = 1616 \text{ kN}$

Akselerasi bangunan atas ekuivalen diperoleh dengan membagi gaya geser total lantai dengan berat total bangunan atas sebesar 8960 kN. Nilai adalah 0,180 g dibanding $S = 0,165 \text{ g}$, hanya 9% perbedaan. Untuk meratakan perbedaan dalam akselerasi lantai, gaya respon yang dihitung dari S_d dikalikan dengan

$$\frac{(0,180 + 0,165) \times 0,5}{0,180}$$

Gaya respon yang disesuaikan terdapat dalam Tabel 21. Sebagai perbandingan juga diberikan nilai riwayat waktu.

Tabel 21

Gaya geser dan perpindahan/simpangan gempa untuk perencanaan dibanding nilai riwayat waktu

	Gaya geser kN			Perpindahan mm
	Pangkal	Pilar	Total	
Perencanaan	330	298	1554	66,0
Riwayat waktu	325	289	1517	64,4

4. Perletakan di pangkal dan pilar harus dicek terhadap kriteria runtuh berikut :
- regangan perletakan tidak boleh melebihi 100%
 - gaya vertikal tidak boleh melebihi gaya vertikal pada nilai regangan maksimum
 - perletakan tidak boleh meluncur keluar

Perletakan pangkal :

- regangan maksimum adalah $(66 \times 100) / 170 = 39\%$ dimana tebal total karet adalah 170mm
- gaya vertikal per perletakan adalah $280 \text{ kN} < 539 \text{ kN}$, yaitu gaya vertikal maksimum pada regangan 50%
- perpindahan maksimum 'meluncur' adalah $280 - (330 \times 250) / (4 \times 280) = 206 \text{ mm} > 66 \text{ mm}$

Perhatikan bahwa tinggi dan lebar perletakan adalah masing-masing 250mm dan 280mm, beban vertikal 280kN dan gaya geser 330kN, berarti perletakan memenuhi kriteria runtuh

Perletakan pilar : pengecekan menunjukkan terpenuhi juga

Cek apakah pilihan tingkat leleh peredam sebesar 6,5% terhadap berat bangunan atas memenuhi. Membagi gaya geser pangkal sebesar 330 kN dengan perpindahan bangunan atas $\Delta_s = 66 \text{ mm}$ memberikan kekakuan pangkal efektif $K_a = 5,0 \text{ kN/mm}$. Berat pangkal efektif diperoleh sebagai berikut :

$$M_g = \frac{T_e^2 K_a g}{4\pi^2} = \frac{1,3^2 \times 5,0 \times 9,81 \times 1000}{4 \times \pi^2} = 2100 \text{ kN}$$

Tingkat leleh efektif pada pangkal adalah :

$$\frac{4 \times 39,6 \times 100}{2100} = 7,5\%$$

Anggapan semula sebesar 6,5% dengan demikian wajar. Perletakan pilar tidak leleh mengingat perpindahan perletakan hanya 10,7mm, sehingga tidak terjadi perubahan periode atau peredaman berarti.

5. Tahap akhir adalah menghitung gaya geser dasar pilar dan momen lentur. Perpindahan /simpangan puncak pilar adalah $\Delta_p = 66 - 10,7 = 55,3\text{mm}$. Masa terpusat pada ketinggian 9,4 dan 5m diatas titik jepit (fixity) masing-masing $M_{pc} = 450\text{ kN}$ dan $M_p = 240\text{ kN}$, Gambar 35. Akselerasi maksimum pilar dihitung :

$$a = \frac{\Delta_p \cdot V}{\Delta_s \cdot M \cdot g} = \frac{55,3 \times 1554}{66,0 \times 8960} = 0,145g$$

dimana M adalah masa total bangunan atas

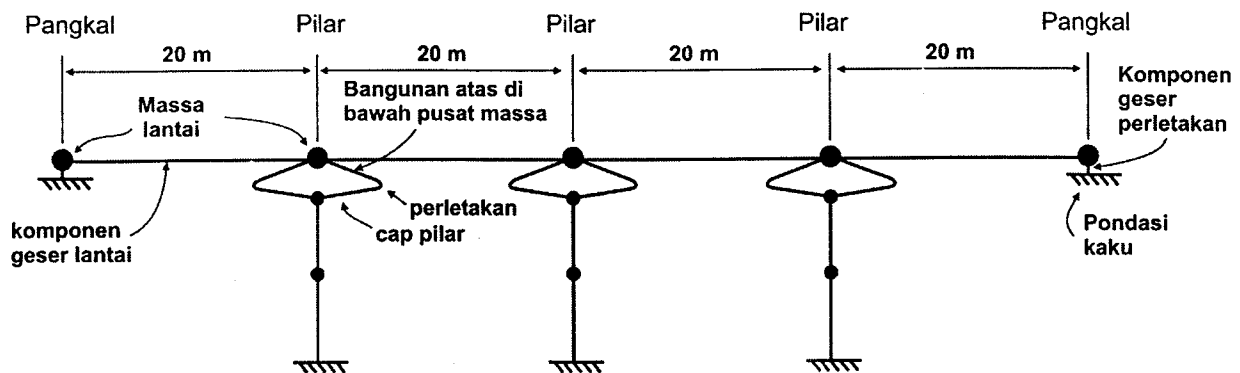
Gaya geser dasar maksimum dan momen adalah :

$$V = (0,145 \times 690) + 298 = 398\text{ kN}$$

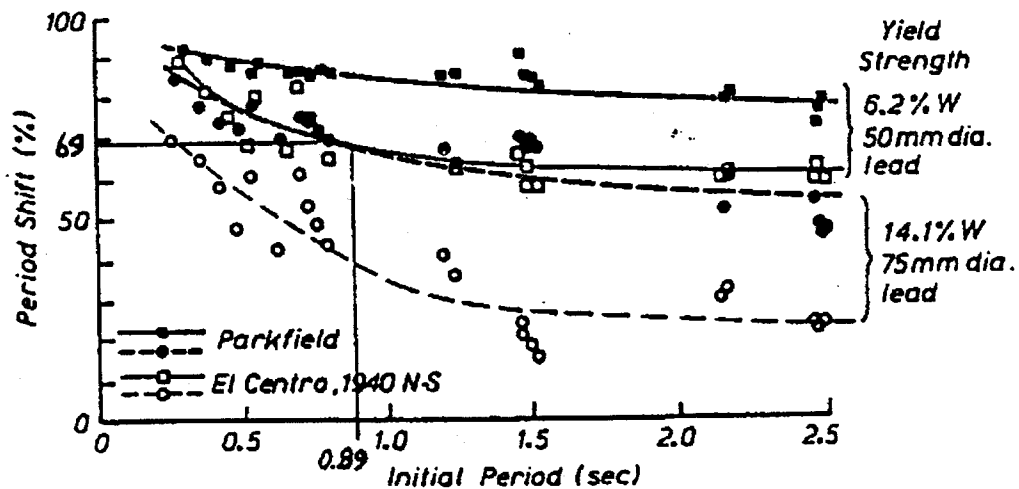
$$M = (298 \times 11,5) + 0,145 \times (450 \times 9,4 + 240 \times 5) = 4210\text{ kNm}$$

Dibandingkan dengan 359 kN dan 3430 kN yang diperoleh dari analisis riwayat waktu.

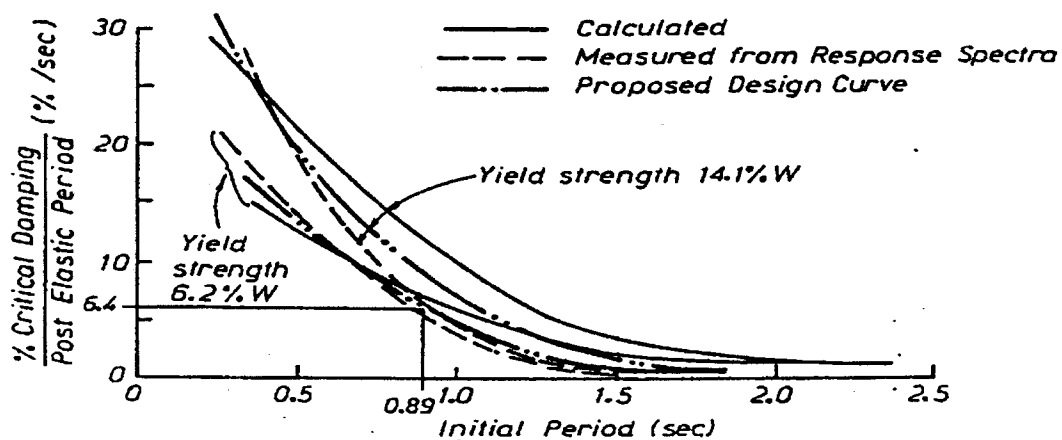
- Kesimpulan penggunaan perletakan isolasi dasar :
 1. Perilaku gempa tidak elastis dari jembatan yang ditumpu pada perletakan karet berinti timah dapat dianggap sebagai struktur moda tunggal elastis dengan "periode efektif" dan "redaman efektif". Cara evaluasi respon seismik ini sangat berguna untuk perencana karena respon seismik dapat diperkirakan langsung dari spektra respon elastis yang terdapat dalam peraturan tahan gempa.
 2. Perletakan karet berinti timah dalam kombinasi dengan perletakan elastomer dapat secara efektif men-distribusi-kan gaya respon antara pilar-pilar dan pangkal-pangkal jembatan
 3. Perilaku seismik jembatan umumnya lebih baik dengan perletakan karet berinti timah yang lebih tinggi, karena meningkatkan perubahan periode efektif dan redaman efektif. Tinggi maksimum perletakan dibatasi oleh keruntuhan 'meluncur' (roll out) atau kapasitas beban vertikal pada perpindahan maksimum. Karena perletakan karet berinti timah mengurangi perpindahan dibanding dengan perletakan elastomer, sehingga risiko keruntuhan 'meluncur' juga berkurang.
 4. Respon seismik tidak terlalu terpengaruh oleh ukuran inti timah, selama kekuatan leleh dalam rentang 4%-10% terhadap berat lantai jembatan.
 5. Karakteristik gempa mempengaruhi perilaku perletakan karet berinti timah. Gempa menggetar menyebabkan redaman tambahan lebih besar dari gempa impulsif, dan gempa dengan magnitude lebih besar menyebabkan perubahan periode lebih besar
 6. Efektivitas perletakan karet berinti timah dan perletakan elastomer berkurang bila kekakuan pilar berkurang



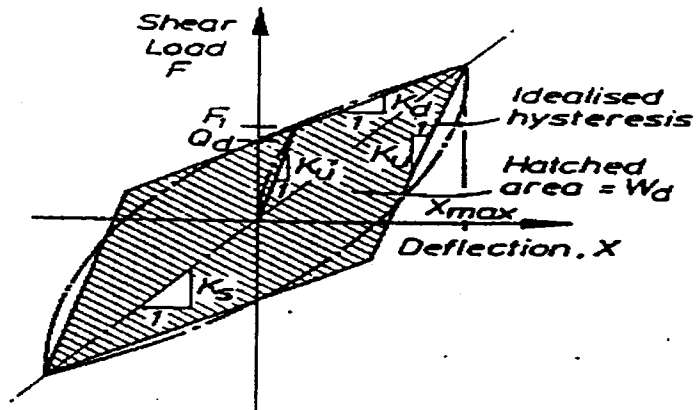
Gambar 31 Model jembatan dengan empat bentang



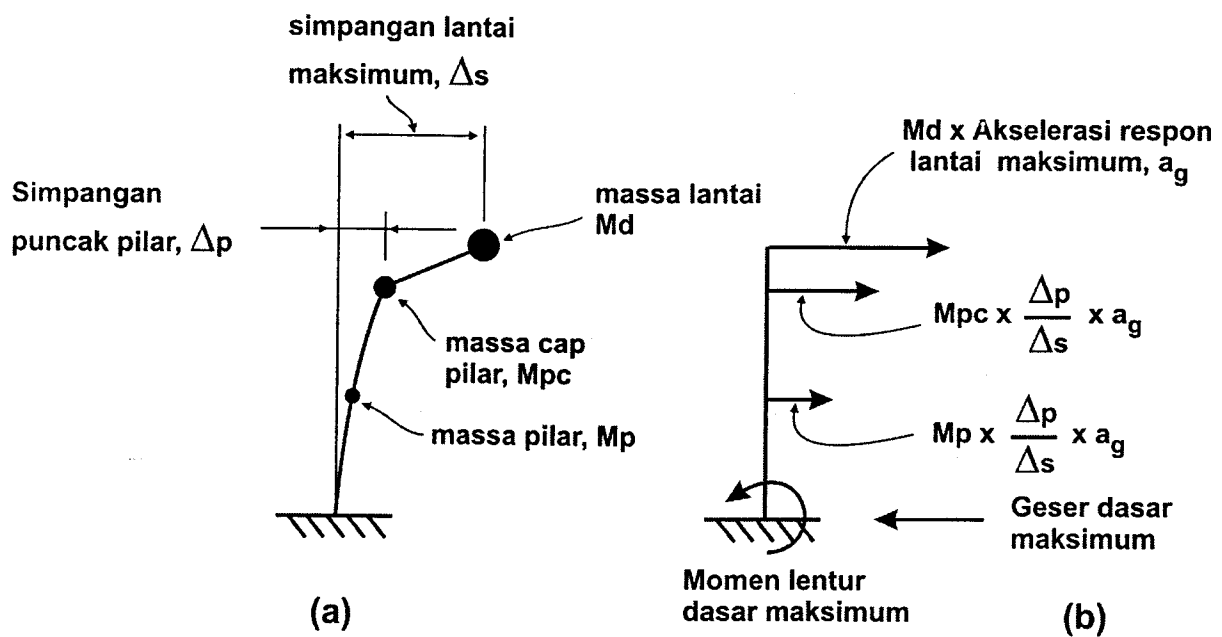
Gambar 32 Persentase perubahan periode untuk gempa El Centro dan Parkfield



Gambar 33 Redaman tambahan normalisasi dihitung secara pendekatan dan kurva saran



Gambar 34 Beban geser tipikal vs lendutan untuk perletakan karet berinti timah



Gambar 35. Cara saran untuk perkiraan gaya geser maksimum pilar dan momen

**Lampiran C
(Informatif)****Daftar nama dan lembaga****1) Pemrakarsa**

Pusat Penelitian dan Pengembangan Prasarana Transportasi, Badan Penelitian dan Pengembangan Kimpraswil.

2) Penyusun

Nama	Lembaga
Ir. Lanneke Tristanto.	Pusat Litbang Prasarana Transportasi
Sunardi, ST	Pusat Litbang Prasarana Transportasi
Gatot Sukmara, ST	Pusat Litbang Prasarana Transportasi



MENTERI PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH
REPUBLIK INDONESIA

**KEPUTUSAN MENTERI PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH
Nomor : 260/KPTS/M/2004**

**TENTANG
PENGESAHAN 38 (TIGA PULUH DELAPAN) RANCANGAN SNI DAN
64 (ENAM PULUH EMPAT) PEDOMAN TEKNIS
BIDANG KONSTRUKSI DAN BANGUNAN**

Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah

- Menimbang** :
- a. bahwa dalam rangka pengaturan standar bidang konstruksi dan bangunan yang diperlukan untuk menunjang pembangunan nasional dan kebijakan Pemerintah dalam meningkatkan pendayagunaan sumber daya alam dan sumber daya manusia, telah disusun dan dipersiapkan 38 (tiga puluh delapan) Rancangan SNI dan 64 (enam puluh empat) Pedoman Teknis Bidang Konstruksi dan Bangunan;
 - b. bahwa rancangan tersebut pada butir a, telah disusun sesuai dengan ketentuan dan syarat-syarat yang diperlukan, sehingga dapat digunakan dan dimanfaatkan bagi kepentingan umum dalam pembangunan bidang konstruksi dan bangunan;
 - c. bahwa berdasarkan pertimbangan sebagaimana yang dimaksud pada butir a dan b, perlu ditetapkan dengan Keputusan Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah tentang Pengesahan 38 (tiga puluh delapan) Rancangan SNI dan 64 (enam puluh empat) Pedoman Teknis Bidang Konstruksi dan Bangunan.
- Mengingat** :
- 1. Undang-undang No. 8 Tahun 1999 tentang Perlindungan Konsumen
 - 2. Undang-undang Nomor 18 Tahun 1999 tentang Jasa Konstruksi;
 - 3. Undang-undang Nomor 22 Tahun 1999 tentang Pemerintahan Daerah;
 - 4. Peraturan Pemerintah RI Nomor 25 Tahun 2000 tentang Kewenangan Pemerintah dan Kewenangan Pemerintah Propinsi sebagai Daerah Otonom;
 - 5. Peraturan Pemerintah Nomor 28 Tahun 2000 tentang Usaha dan Peran Masyarakat Jasa Konstruksi;
 - 6. Peraturan Pemerintah RI Nomor 29 Tahun 2000 tentang Penyelenggaraan Jasa Konstruksi;

7. Peraturan Pemerintah RI Nomor 102 Tahun 2000 tentang Standardisasi Nasional;
8. Keputusan Presiden RI Nomor 12 tahun 1991 tentang Penyusunan, Penerapan dan Pengawasan Standardisasi Nasional Indonesia;
9. Keputusan Presiden RI Nomor 13 Tahun 1997 tentang Badan Standardisasi Nasional;
10. Keputusan Presiden RI Nomor 102 tahun 2001 tentang Kedudukan, Tugas, Fungsi, Kewenangan, Susunan Organisasi dan Tata Kerja Departemen;
11. Keputusan Presiden RI Nomor 228/M Tahun 2001 tentang Kabinet Gotong Royong;
12. Keputusan Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah Nomor 01/KPTS/M/2001 tentang Organisasi dan Tata Kerja Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.

MEMUTUSKAN :

- Menetapkan** : Keputusan Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah tentang Pengesahan 38 (tiga puluh delapan) Rancangan SNI dan 64 (enam puluh empat) Pedoman Teknis Bidang Konstruksi dan Bangunan
- KESATU** : Mengesahkan 38 (tiga puluh delapan) Rancangan SNI dan 64 (enam puluh empat) Pedoman Teknis Bidang Konstruksi dan Bangunan sebagaimana tersebut dalam Lampiran Keputusan ini, dan merupakan bagian tak terpisahkan dari Keputusan ini.
- KEDUA** : Rancangan SNI dan Pedoman Teknis Bidang Konstruksi dan Bangunan sebagaimana dimaksud pada Diktum KESATU berlaku bagi instansi pemerintah dan unsur masyarakat bidang konstruksi dan bangunan serta dapat digunakan sebagai acuan dan persyaratan dalam kontrak kerja bagi pihak-pihak yang bersangkutan dalam bidang konstruksi dan bangunan.

KETIGA : Keputusan Menteri ini mulai berlaku pada tanggal ditetapkan, dengan ketentuan jika ternyata terdapat kekeliruan dalam penetapan ini akan diperbaiki sebagaimana mestinya.

Tembusan Keputusan ini disampaikan kepada Yth :

1. Sekretaris Jenderal Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah;
2. Inspektur Jenderal Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah;
3. Para Kepala Badan di lingkungan Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah;
4. Para Direktur Jenderal di lingkungan Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah;
5. Para Gubernur di seluruh wilayah Republik Indonesia;
6. Para Bupati / Walikota di seluruh wilayah Republik Indonesia;
7. Peninggal.

DITETAPKAN DI : JAKARTA
PADA TANGGAL : 10 Mei 2004

MENTERI
PERMUKIMAN DAN PRASARANA WILAYAH



Lampiran
Keputusan Menteri Permukiman dan Prasarana Wilayah
Nomor : 260/KPTS/M/2004
Tanggal : 10 Mei 2004

A. Rancangan SNI

No.	JUDUL	No. Rancangan SNI	Unit Pengusul
1. Bidang Sumber Daya Air			
1.	Tata cara perhitungan evapotranspirasi tanaman acuan dengan metode Penman Monteith	RSNI T-01-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
2.	Tata cara perhitungan hujan maksimum boleh jadi dengan metode Hershfield	RSNI T-02-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
3.	Tata cara penentuan tinggi muka air tanah pada lubang bor atau sumur pantau	RSNI T-03-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
4.	Tata cara penentuan kadar air batuan dan tanah di tempat dengan metode Penduga Neutron	RSNI T-04-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
5.	Tata cara pencatatan akuifer dengan metode logging geolistrik tahanan jenis short normal dan long normal dalam rangka eksplorasi air tanah	RSNI T-05-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
6.	Tata cara pengukuran laju infiltrasi tanah di lapangan dengan menggunakan infiltrometer cincin ganda	RSNI T-06-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
7.	Tata cara pengukuran tegangan hisap tanah zona tak jenuh menggunakan tensiometer	RSNI T-07-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
8.	Tata cara pembandingan hasil simulasi model aliran air tanah terhadap informasi lapangan	RSNI T-08-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
9.	Tata cara penerapan model aliran air tanah	RSNI T-09-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
10.	Tata cara penentuan gradien bahan filter pelindung pada bangunan tipe urugan	RSNI T-10-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
11.	Tata cara pengukuran laju infiltrasi di lapangan menggunakan infiltrometer cincin ganda dengan cincin bagian dalam yang tertutup	RSNI T-11-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
12.	Metode uji penentuan kadar pasir dalam slari bentonit	RSNI M-01-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
13.	Metode koefisien kelulusan air tanah pada tanah gambut jenuh dengan tinggi tekan tetap	RSNI M-02-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
14.	Metode uji kelulusan air pada tanah tak jenuh menggunakan sel triaksial	RSNI M-03-2004	Puslitbang Sumber Daya Air
2. Bidang Prasarana Transportasi			
1.	Perencanaan struktur beton untuk jembatan	RSNI T-12-2004	Puslitbang Prasarana Transportasi
2.	Survei kondisi rinci jalan beraspal di perkotaan	RSNI T-13-2004	Dit. Bina Teknik – Ditjen Tata Perkotaan dan Tata Perdesaan

No.	JUDUL	No. Rancangan SNI	Unit Pengusul
3.	Geometri jalan perkotaan	RSNI T-14-2004	Dit. Bina Teknik – Ditjen Tata Perkotaan dan Tata Perdesaan
4.	Cara uji kelarutan aspal	RSNI M-04-2004 (Rev. SNI 06-2438-1991)	Puslitbang Prasarana Transportasi
5.	Cara uji ekstraksi aspal dari campuran beraspal menggunakan tabung refluks gelas	RSNI M-05-2004	Puslitbang Prasarana Transportasi
6.	Cara uji campuran beraspal panas untuk ukuran agregat maksimum antara 24,5 mm (1 inci) sampai dengan 38 mm (1,5 inci) dengan alat Marshall	RSNI M-06-2004 (Rev. SNI 06-2439-1991)	Puslitbang Prasarana Transportasi
7.	Cara uji identifikasi aspal emulsi kationik mantap cepat	RSNI M-07-2004	Puslitbang Prasarana Transportasi
8.	Spesifikasi aspal keras berdasarkan kekentalan	RSNI S-01-2004	Puslitbang Prasarana Transportasi
3. Bidang Permukiman			
1.	Tata cara pemeliharaan sistem plambing	RSNI T-15-2004	Puslitbang Permukiman
2.	Tata cara pengadaan, pemasangan dan pengujian pipa PVC untuk air limbah di dalam bangunan gedung	RSNI T-16-2004	Puslitbang Permukiman
3.	Tata cara pengadaan, pemasangan dan pengujian pipa PVC untuk penyediaan air minum	RSNI T-17-2004	Puslitbang Permukiman
4.	Pemeriksaan dan pengujian lift traksi listrik pada bangunan gedung - Pemeriksaan dan pengujian serah terima	RSNI T-18-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
5.	Pemeriksaan dan pengujian lift traksi listrik pada bangunan gedung - Pemeriksaan dan pengujian berkala	RSNI T-19-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
6.	Tata cara perencanaan ruang dan aksesibilitas bangunan bagi pengguna kursi roda	RSNI T-20-2004	Puslitbang Permukiman
7.	Metode evaluasi potensi flash over pada suatu ruangan	RSNI M-07-2004	Puslitbang Permukiman
8.	Metode uji ketahanan api pintu rakitan	RSNI M-08-2004	Puslitbang Permukiman
9.	Sistem pasokan daya listrik darurat dan siaga	RSNI S-02-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
10.	Sistem pasokan daya listrik darurat menggunakan energi tersimpan (SPDDT)	RSNI S-03-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
11.	Sistem manajemen asap di dalam mal, atrium dan ruangan bervolume besar	RSNI S-04-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
12.	Keselamatan pada bangunan fasilitas pelayanan kesehatan	RSNI S-05-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
13.	Sistem proteksi petir pada bangunan gedung	RSNI S-06-2004	Ditjen Perumahan dan Permukiman
14.	Proteksi pada peralatan komputer, elektronik/pengolah data	RSNI S-07-2004	Puslitbang Permukiman

No.	JUDUL	No. Rancangan SNI	Unit Pengusul
15.	Spesifikasi baja berkekuatan tinggi dengan kadar aloy Colombium-Vanadium rendah	RSNI S-08-2004	Puslitbang Permukiman
16.	Spesifikasi baja berkekuatan tinggi dengan kadar alloy rendah yang mempunyai titik leleh minimum 345 Mpa dan ketebalan 100 mm	RSNI S-09-2004	Puslitbang Permukiman

B. Pedoman Teknik

No.	JUDUL	No. Pedoman Teknis	Unit Pengusul
	1. Sub Panitia Teknik Sumber Daya Air		
1.	Perencanaan hidraulik bendung dan pelimpah bendungan tipe gergaji	Pd T-01-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
2.	Perhitungan indeks kekeringan menggunakan teori Run	Pd T-02-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
3.	Pemberian air pada lahan dengan sistem Surjan	Pd T-03-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
4.	Pembuatan bendung beronjong dengan sekat semi kedap air pada irigasi desa	Pd T-04-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
5.	Pedoman teknik membangun kincir air tipe PUSAIR untuk irigasi desa	Pd T-05-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
6.	Peramalan debit aliran sungai	Pd T-06-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
7.	Perbaikan muara sungai dengan jeti	Pd T-07-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
8.	Instrumentasi tubuh bendungan tipe urugan dan tanggul	Pd T-08-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
9.	Perencanaan bendung karet isi udara	Pd T-09-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
10.	Pengukuran dan pemetaan teritris sungai	Pd T-10-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
11.	Pemeliharaan bangunan persungai	Pd T-11-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
12.	Perencanaan teknis bendung pengendali dasar sungai	Pd T-12-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
13.	Desain dan konstruksi pita drain vertikal prefabrikasi (PDVP) untuk bangunan air	Pd T-13-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
14.	Analisis stabilitas bendungan tipe urugan akibat beban gempa bumi	Pd T-14-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
15.	Perencanaan hidraulik dan operasi serta pemeliharaan bangunan penangkap air tipe PUSAIR	Pd T-15-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
16.	Perencanaan teknis bangunan tanggul pada sungai lahar	Pd T-16-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
17.	Pengamanan bangunan sabo dari gerusan lokal	Pd T-17-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
18.	Pembuatan peta bahaya akibat aliran debris	Pd T-18-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
19.	Pengawasan dan penyimpanan serta pemanfaatan data kualitas air	Pd T-19-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air

No.	JUDUL	No. Rancangan SNI	Unit Pengusul
20.	Monitoring dan evaluasi hasil penerapan teknologi modifikasi cuaca (TMC) dalam rangka pengisian waduk	Pd T-20-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
21.	Pengoperasian waduk kaskade berpola listrik-listrik-multiguna	Pd T-21-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
22.	Pengisian kekosongan data hujan dengan metode korelasi distandardisasi nonlinier bertingkat	Pd T-22-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
23.	Peramalan banjir dan peringatan dini	Pd T-23-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
24.	Pembangunan pembangkit listrik tenaga mikrohidro tipe MdCCF di saluran irigasi	Pd T-24-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
25.	Pedoman pengoperasian waduk tunggal	Pd T-25-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
26.	Uji mutu konstruksi tubuh bendungan tipe urugan	Pd M-01-2004-A	Puslitbang Sumber Daya Air
3. Sub Panitia Teknik Prasarana Transportasi			
1.	Penanggulangan korosi tiang pancang pipa baja jembatan dengan proteksi katodik anoda karbon	Pd T-01-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
2.	Perkuatan struktur atas jembatan pelat berongga dengan metode prategang eksternal	Pd T-02-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
3.	Perkuatan jembatan rangka baja Australia dengan metode prategang eksternal	Pd T-03-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
4.	Perencanaan beban gempa untuk jembatan	Pd T-04-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
5.	Pelaksanaan perkerasan jalan beton semen	Pd T-05-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
6.	Perencanaan konstruksi timbunan jalan di atas gambut dengan metode Prapembebanan	Pd T-06-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
7.	Pedoman asbuton campuran panas	Pd T-07-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
8.	Penanganan praktis kemacetan lalu lintas di jalan perkotaan	Pd T-08-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
9.	Penanganan lokasi rawan kecelakaan lalu lintas	Pd T-09-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
10.	Prediksi kebisingan akibat lalu lintas	Pd T-10-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi
11.	Penanganan tanah ekspansif dengan geomembran sebagai penghalang kelembaban vertikal	Pd T-11-2004-B	Puslitbang Prasarana Transportasi