

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Menurut Pawirodikromo (2012), gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Energi tersebut terakumulasi dan terperangkap pada waktu yang lama kemudian terlepas dan merambat ke segala arah sampai ke permukaan tanah. Hal tersebut membuat permukaan tanah bergelombang yang mengakibatkan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan.

Menurut Muto (1963), selama gempa bumi bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi (gravity) yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh karena itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sebaliknya, gaya gempa horisontal menyerang titik-titik lemah pada struktur yang kekuatannya tidak memadai dan akan langsung menyebabkan keruntuhan/ kegagalan (failure).

Keruntuhan atau kegagalan struktur yang terjadi dapat menimbulkan banyak kerugian dan korban jiwa. Analisis gempa terhadap struktur perlu dikembangkan untuk mengurangi adanya kerugian atau korban jiwa akibat kegagalan struktur.

3.2 Pembebanan Struktur

3.2.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi atau beban vertikal terdiri atas beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala beban tambahan, finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang

merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut (SNI 03-2847-2002, Pasal 3.10). Sedangkan beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan/ atau beban akibat air hujan pada atap (SNI 03-2847-2002, Pasal 3.8).

3.2.2 Beban Lateral

Beban lateral atau beban horizontal umumnya terdiri atas beban angin dan beban gempa, beban akibat ledakan dan getaran mesin dapat dikategorikan menjadi beban lateral.

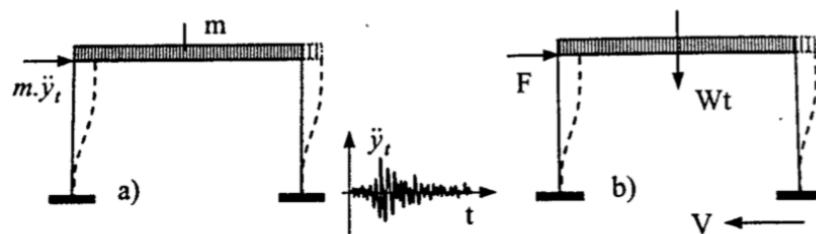
Beban angin adalah beban yang bekerja pada bangunan atau bagiannya karena adanya selisih tekanan udara (hembusan angin kencang). Sedangkan beban gempa adalah semua beban statistic ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Untuk selanjutnya, yang akan dibahas lebih lanjut dalam penelitian ini adalah beban gempa, sedangkan beban angin tidak dibahas lebih lanjut.

Beban gempa adalah beban yang bekerja pada suatu struktur akibat dari pergerakan tanah yang disebabkan karena adanya getaran gempa. Secara umum terdapat dua metode dalam menganalisis beban gempa yaitu analisis statik ekivalen dan analisis dinamik.

1. Analisis Statik Ekivalen

Analisis statik ekivalen merupakan metode analisis struktur dengan getaran gempa yang dimodelkan sebagai beban-beban horisontal statik yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan. Bangunan yang mempunyai banyak massa, maka akan terdapat banyak gaya horizontal yang masing-masing bekerja pada massa-massa tersebut. Sesuai dengan prinsip keseimbangan maka dapat dianalogikan seperti adanya gaya horizontal yang bekerja pada dasar bangunan yang kemudian disebut gaya geser dasar, V . Gaya geser dasar ini secara keseluruhan membentuk keseimbangan dengan gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap massa bangunan (Pawirodikromo, 2001). Pada tahun 1933 di Amerika, *accelerograph* pertama dibuat dan mampu merekam percepatan tanah pada gempa Helena Montana 1935, gempa Ferndale California 1938

dan merekam dengan baik gempa El Centro 1940. Walaupun saat itu rekaman percepatan tanah akibat gempa sudah tersedia, namun representasinya menjadi gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat massa masih terus dikembangkan. Hal itu dilakukan karena untuk keperluan di lapangan pemakaian analisis dinamik dirasa kurang praktis karena disamping memerlukan banyak hitungan juga pada saat itu alat penghitung cepat dan otomatis (komputer) juga belum tersedia. Dengan demikian, keberadaan gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan sebagai manifestasi dari dampak guncangan tanah akibat gempa terus mendapat tempat bagi para praktisi.



Gambar 3.1. a) Analisis Dinamik, b) Gaya horisontal Ekuivalen Statik

(Sumber: Pawirodikromo, 2012)

Pada analisis dinamik seperti gambar 3.1.a), getaran/goyangan bangunan betul-betul diakibatkan oleh beban getaran tanah dalam bentuk accelerogram. Dengan alasan seperti disebut sebelumnya, efek beban dinamik kemudian disederhanakan menjadi beban F yang bekerja pada pusat massa. Gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan tersebut sifatnya hanya statik, artinya besar dan tempatnya tetap, sementara beban dinamik intensitasnya berubah-ubah menurut waktu (dinamik). Gaya-gaya horisontal tersebut sifatnya hanya ekuivalen sebagai pengganti/representasi dari efek beban dinamik yang sesungguhnya terjadi saat gempa bumi. Oleh karena itu gaya-gaya horisontal tersebut secara umum disebut sebagai gaya/beban horisontal ekuivalen statik.

2. Analisis Dinamik

Analisis dinamik adalah analisis struktur yang pembagian gaya geser gempa diseluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi 2, yaitu analisis ragam respons spektrum dan analisis riwayat waktu. Analisis ragam respon spektrum yang total respon didapat melalui superposisi dari respon masing-masing ragam getar. Analisis riwayat waktu percepatan gempa adalah analisis dinamis yang pada model struktur diterapkan percepatan gempa dari input berupa akselerogram dan respon struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu. Analisis dinamik untuk perancangan struktur tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa. Analisis dinamik digunakan untuk menentukan pembagian gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis ragam spektrum respon. Pembagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk menggantikan pembagian beban geser dasar akibat gempa sepanjang tinggi gedung pada analisis beban statik ekuivalen. Analisis ragam spektrum respon sebagai spektrum percepatan respon gempa rencana harus dipakai diagram koefisien gempa dasar untuk wilayah masing-masing gempa.

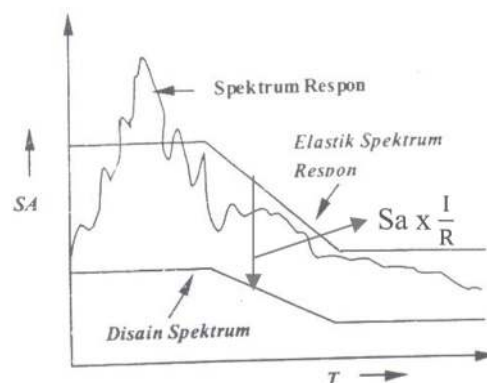
3.3 Aspek Perencanaan Gempa

Penentuan prosedur analisis beban gempa sudah ditentukan di dalam SNI 1726 tahun 2012. Terdapat tiga prosedur yang dapat digunakan dalam menganalisis beban gempa yaitu analisis statik ekuivalen (lateral ekuivalen), analisis respons spektrum, dan analisis riwayat waktu (*Time History*). Penentuan prosedur analisis yang digunakan tergantung pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan struktur. Penentuan prosedur analisis yang boleh digunakan dapat dilihat pada tabel 13 SNI 1726-2012.

3.4 Analisis Ragam Respons Spektrum

Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (spectral displacement, SD) kecepatan maksimum (spectral velocity, SV) atau percepatan maksimum (spectral acceleration, SA) massa struktur single degree of freedom (SDOF), (Pawirodikromo, 2012).

Terdapat dua macam respons spektrum yang ada yaitu respons spektrum elastik dan respons spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah suatu spektrum respons spektrum yang didasarkan atas respon elastik suatu struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain respons spektrum) adalah respon spektrum yang discale down dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu.



Gambar 3.2 Respons Spektrum Elastik dan Inelastik

(Sumber : Pawirodikromo, 2000)

Dalam penelitian kali ini respons spektrum yang digunakan adalah respons spektrum yang berada di Hotel Swissbell Solo yang terletak pada Jalan Bridjend Slamet Riyadi, no. 437. Pembuatan respons spektrum tersebut menggunakan metode berdasarkan SNI 1726 tahun 2012. Berikut merupakan aspek-aspek perencanaan respons spektrum.

3.4.1. Kategori Risiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan

Setiap bangunan umumnya didirikan untuk maksud pemakaian tertentu pada tiap-tiap jenis pemakaian, maka suatu bangunan harus mempunyai

kemampuan minimum untuk melindungi pemakaiannya. Ada bangunan sangat penting dan vital ada juga bangunan yang biasa-biasa saja. Tingkat resiko terhadap kerusakan untuk bangunan tersebut tentu saja berbeda. Bangunan yang lebih penting harus mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil. Pengamanan bangunan tersebut diakomodasi dengan dipakainya faktor keutamaan bangunan I_e (Pawirodikromo, 2000). Pengelompokan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan bangunan dapat dilihat pada tabel 1 dan 2 SNI 1726-2012.

3.4.2. Koefisien Modifikasi Respon (R)

Koefisien modifikasi respons merupakan rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut, faktor reduksi gempa representatif gedung tidak beraturan. Menentukan nilai koefisien modifikasi respon (R), Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan faktor pembesaran defleksi (C_d) berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012. Nilai faktor daktilitas struktur gedung μ di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung.

3.4.3. Faktor Redudansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0:

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 12 SNI 1726-2012.
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding

geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

3.4.4. Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian rupa hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut.

$$1. \quad 1,4D \quad (3.1)$$

$$2. \quad 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3.2)$$

$$3. \quad 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.3)$$

$$4. \quad 1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (3.4)$$

$$5. \quad 1,2D + 1,0 E + L \quad (3.5)$$

$$6. \quad 0,9D + 1,0W \quad (3.6)$$

$$7. \quad 0,9D + 1,0E \quad (3.7)$$

Pengaruh beban gempa, E pada kombinasi pembebanan harus ditentukan sebagai berikut.

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5, E harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.8)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 7, E harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E = E_h - E_v \quad (3.9)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa horisontal, E_h , harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E_h = \rho QE \quad (3.10)$$

Keterangan:

QE = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.11)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

D = pengaruh beban mati

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan :

$$1. (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho QE + L \quad (3.12)$$

$$2. (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho QE + 1,6H \quad (3.13)$$

Dalam perencanaan struktur, beban-beban yang diterima struktur harus diperhitungkan agar bangunan kuat menerima kombinasi pembebanan yang ada. Dalam perencanaan dicari kombinasi pembebanan yang paling kritis untuk menentukan kuat perlu. Adapun kuat perlu yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$1. U = 1,4D \quad (3.14)$$

$$2. U = 1,2D + 1,6L \quad (3.15)$$

$$3. U = (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y + L \quad (3.16)$$

$$4. U = (1,2 + 0,2S_{DS})D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y + L \quad (3.17)$$

$$5. U = (1,2 + 0,2S_{DS})D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y + L \quad (3.18)$$

$$6. U = (1,2 + 0,2S_{DS})D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y + L \quad (3.19)$$

$$7. \quad U = (1,2 + 0,2S_{DS})D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y + L \quad (3.20)$$

$$8. \quad U = (1,2 + 0,2S_{DS})D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y + L \quad (3.21)$$

$$9. \quad U = (1,2 + 0,2S_{DS})D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y + L \quad (3.22)$$

$$10. \quad U = (1,2 + 0,2S_{DS})D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y + L \quad (3.23)$$

$$11. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y \quad (3.24)$$

$$12. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y \quad (3.25)$$

$$13. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y \quad (3.26)$$

$$14. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y \quad (3.27)$$

$$15. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y \quad (3.28)$$

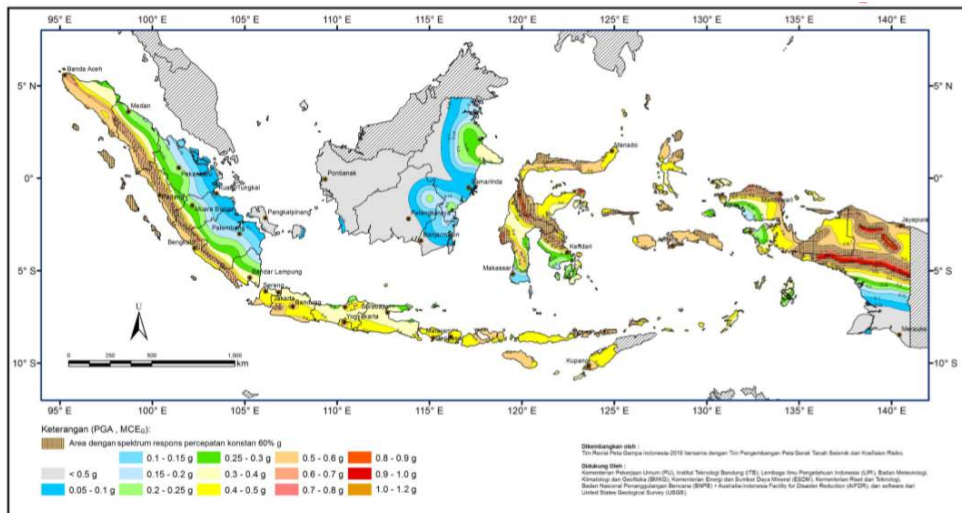
$$16. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y \quad (3.29)$$

$$17. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y \quad (3.30)$$

$$18. \quad U = (0,9 - 0,2S_{DS})D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y \quad (3.31)$$

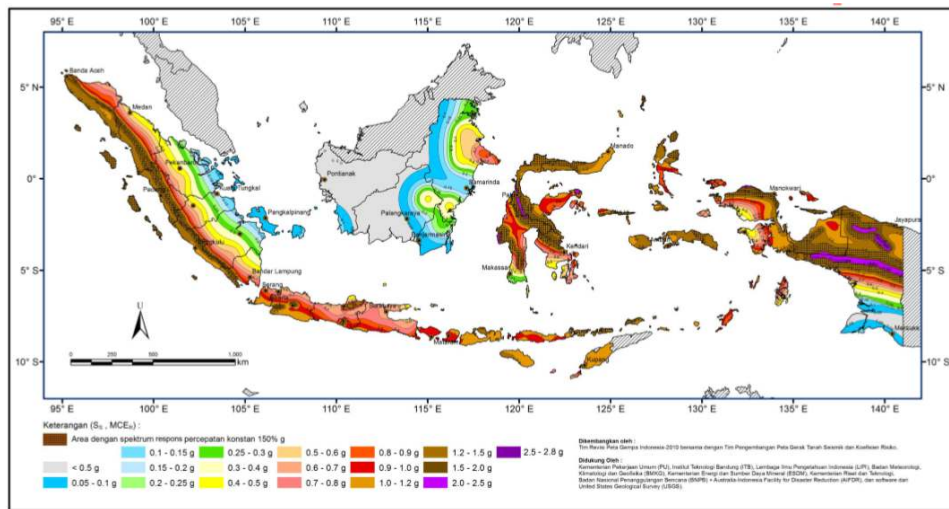
3.4.5. Parameter Percepatan Gempa

Menurut peta hazard gempa Indonesia 2012, meliputi, peta percepatan puncak (PGA) dan respons spektra percepatan di batuan dasar (SB) untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) dan periode untuk 1,0 detik (S_1) dengan redaman 5% mewakili tiga level hazard gempa yaitu 500, 1000 dan 2500 tahun atau memiliki kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun, 10 % dalam 100 tahun, dan 2% dalam 50 tahun. Definisi batuan dasar SB adalah lapisan batuan di bawah permukaan tanah yang memiliki kecepatan rambat gelombang geser (V_s) mencapai 75 m/detik dan tidak ada lapisan batuan di bawahnya memiliki nilai kecepatan rambat gelombang geser yang kurang dari itu.



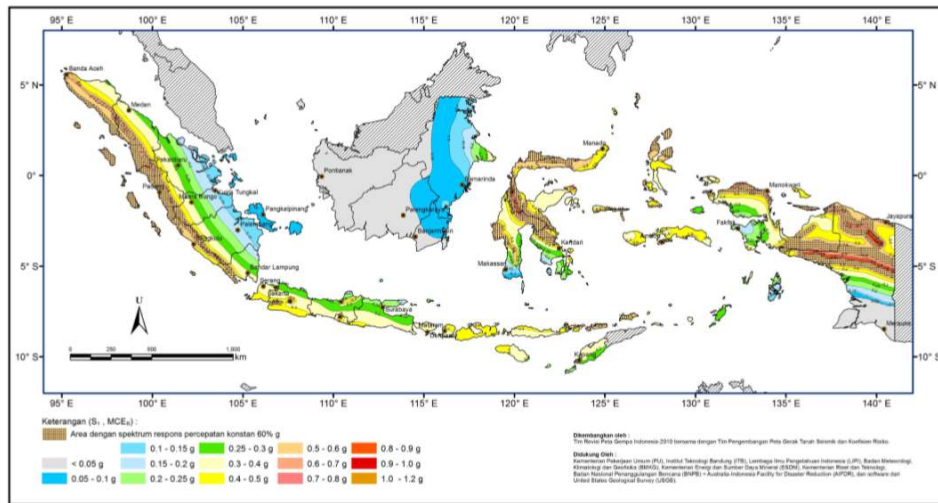
Gambar 3.3 PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCEG), kelas situs SB

(Sumber: SNI 1726-2012)



Gambar 3.4 Ss, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER), kelas situs SB

(Sumber: SNI 1726-2012)

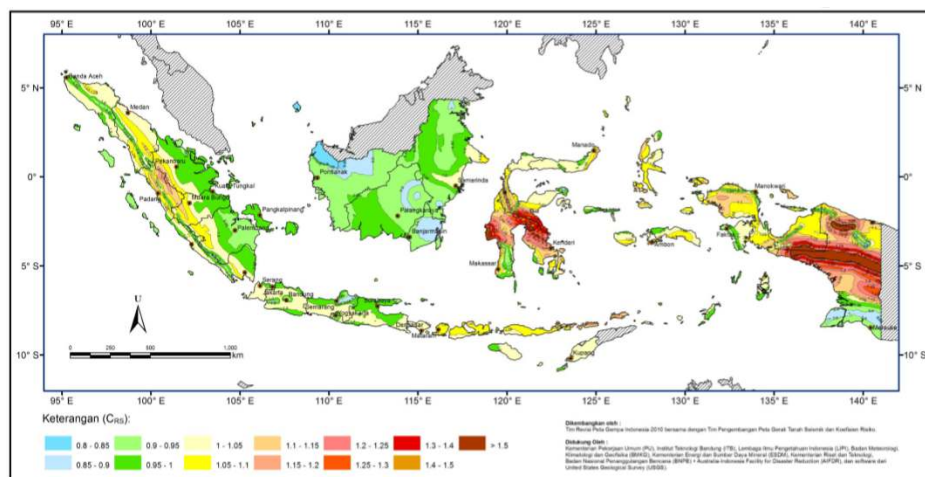


Gambar 3.5 S₁, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER),kelas situs SB

(Sumber: SNI 1726-2012)

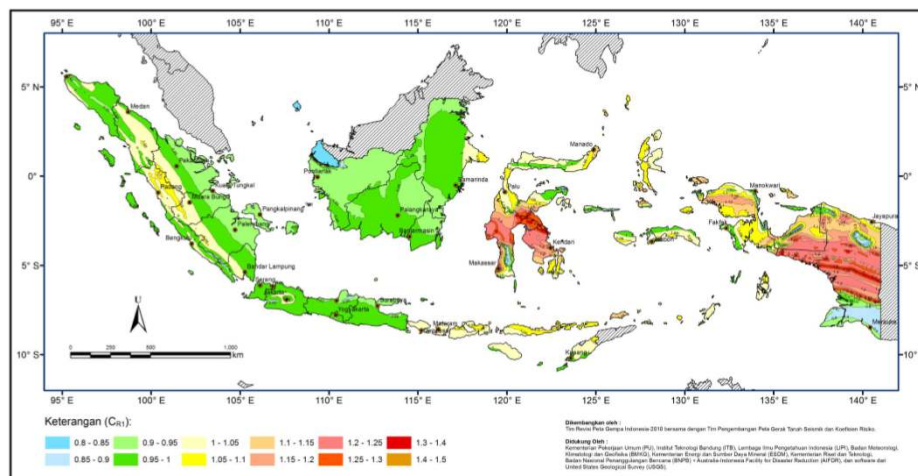
3.4.6. Koefisien Risiko Terpetakan

Koefisien risiko terpetakan, masing-masing C_{RS} dan C_{R1} , dengan C_{RS} adalah koefisien risiko terpetakan untuk spektrum respon periode pendek dan C_{R1} adalah koefisien risiko terpetakan untuk spektrum respon periode 1 detik. Nilai C_{RS} dan C_{R1} dapat dilihat pada Gambar 3.6 dan Gambar 3.7.



Gambar 3.6 C_{RS}, Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral 0,2 detik

(Sumber: SNI 1726-2012)



Gambar 3.7 C_{R1} , Koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 1 detik

(Sumber: SNI 1726-2012)

3.4.7. Klasifikasi Situs

Perambatan gelombang Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (PPEBD) melalui lapisan tanah di bawah bangunan diketahui dapat memperbesar gempa rencana di muka tanah tergantung pada jenis lapisan tanah. Pengaruh gempa rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar kemuka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar. SNI Gempa 2012 menetapkan jenis-jenis tanah di Indonesia menjadi 4 kategori, yaitu Tanah Keras, Tanah Sedang, Tanah Lunak dan Tanah Khusus yang identik dengan Jenis Tanah versi UBC berturut-turut SC, SD, SE dan SF. Dalam penentuan klasifikasi tanah dapat dilihat pada tabel 3 SNI 1726-2012.

3.4.8. Koefisien-koefisien Situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumus berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.32)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.33)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik

Sedangkan untuk koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.1 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726-2012

CATATAN:

- a. Nilai S_s yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linier.
- b. SF : Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesi.

Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sumber: SNI 1726-2012

CATATAN:

- c. Nilai S_I yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linier.
d. SF : Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesi.

3.4.9. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, SD1, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.34)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.35)$$

3.4.10. Spektrum Respons Desain

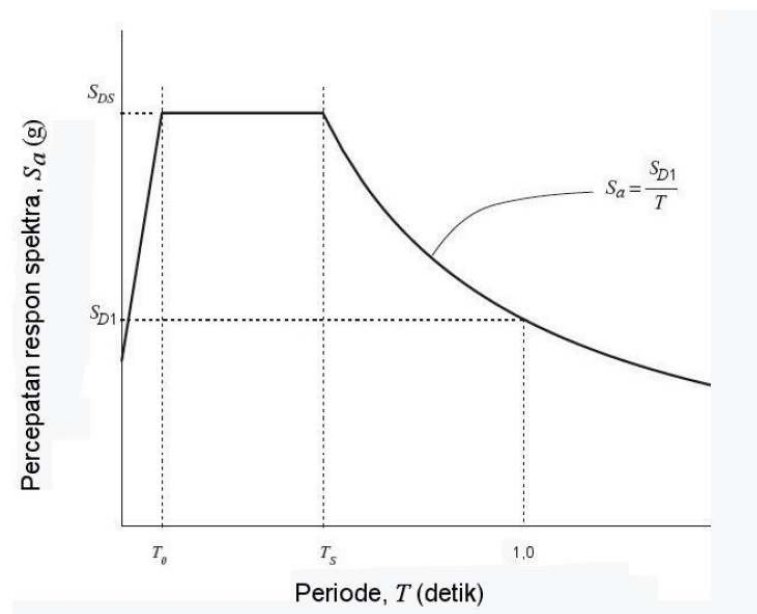
Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.36)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS;

Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.37)$$



Gambar 3.8 Desain Respons Spektrum

(Sumber: SNI 1726-2012)

Keterangan :

- S_s = Parameter gempa respons spektra percepatan MCER terpetakan untuk perioda pendek;
- S_1 = Parameter respons spektra percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1 detik;
- F_a = Koefisien situs untuk perioda pendek (pada perioda 0,2 detik);
- F_v = Koefisien situs untuk perioda panjang (pada perioda 1 detik);
- S_{DS} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek;
- S_{D1} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik;
- T = Periode getar fundamental struktur.

3.4.11. Kategori Desain Seismik

Semua struktur bangunan ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} , sesuai Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.3 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 3.4 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726-2012

3.4.12. Periode Fundamental Struktur

Perhitungan waktu getar alami diatur dalam SNI 1726-2012 dengan ketentuan sebagai berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.38)$$

dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan, dalam detik

C_t dan x = Koefisien parameter periode pendekatan

h_n = Ketinggian struktur, dalam meter

Tabel 3.5 Koefisien Untuk Batas Atas Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spectra desain pada 1,0 detik, S_{D1}	desain pada 1,0 detik, S_{D1} Koefisien C_u
$> 0,40$	1,4
0,30	1,4
0,20	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,10$	1,7

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 3.6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,80
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,90
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726-2012

Selain menggunakan Persamaan 3.38, periode struktur (T) dapat dicari menggunakan hasil dari analisis ETABS. Hasil dari ETABS dapat digunakan dengan memperhatikan syarat-syarat sebagai berikut:

1. jika $T_c > C_u.T_a \rightarrow$ digunakan $T = C_u T_a$,
2. jika $T_a < T_c < C_u.T_a \rightarrow$ digunakan $T = T_c$, dan
3. jika $T_c < T_a \rightarrow$ digunakan $T = T_a$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung menggunakan Persamaan 3.30 tidak perlu lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.40)$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.41)$$

3.4.15. Gaya Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini.

$$V = C_s W \quad (3.42)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

3.5 Beraturan dan Tidak Beraturan untuk Struktur 3D

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai bangunan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam SNI 1726-2012 pasal 7.3.2. Klasifikasi tersebut didasarkan pada konfigurasi horisontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung yang dijelaskan dalam SNI 1726-2012 pasal 7.3.3.4.

A. Ketidakberaturan horisontal, terdiri dari:

1. a. Ketidakberaturan torsi
- b. Ketidakberaturan torsi berlebihan

2. Ketidakberaturan sudut dalam
 3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma
 4. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang
 5. Ketidakberaturan sistem nonparalel
- B. Ketidakberaturan vertikal, terdiri dari:
1. a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak
b. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan
 2. Ketidakberaturan berat (massa)
 3. Ketidakberaturan geometri vertikal
 4. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal
 5. a. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat
b. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan

3.5.1. Ketidakberaturan Torsi

Nilai perpindahan maksimum antar tingkat digunakan untuk menentukan pengaruh torsi yang terjadi pada struktur bangunan. Pengaruh torsi pada struktur bangunan dibagi dalam pengaruh ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Adapun ketentuannya adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}} & \rightarrow \text{tanpa ketidakberaturan torsi} \\ 1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}} & \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1a} \\ \delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}} & \rightarrow \text{ketidakberaturan torsi 1b} \end{aligned}$$

Struktur yang dirancang untuk kategori desain sismik C, D, E, atau F, dimana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan M_{ta} di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x) seperti digambarkan dalam Gambar 3.10 dan ditentukan dari persamaan berikut.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (3.43)$$

Keterangan:

δ_{\max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

δ_{avg} = rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak disyaratkan melebihi 3,0. Pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.



Gambar 3.10 Faktor Pembesaran Torsi, A_x

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah orthogonal, perpindahan pusat massa 5% yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

Perhitungan eksentrisitas tidak terduga :

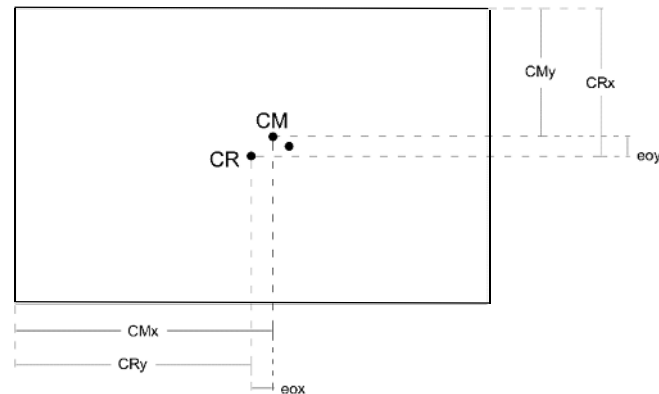
$$e_x = (0,05 \cdot a) A_x \quad (3.44)$$

$$e_y = (0,05 \cdot b) A_y \quad (3.45)$$

Perhitungan eksentrisitas total :

$$e_{xt} = e_x + e_{ox} \quad (3.46)$$

$$e_{yt} = e_y + e_{oy} \quad (3.47)$$



CM (Centre of Mass) = Pusat massa
 CR (Centre of Rigidity) = Pusat kekakuan atau rotasi

Gambar 3.11 Eksentrisitas Tidak Terduga

3.5.2. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain, Δ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.48)$$

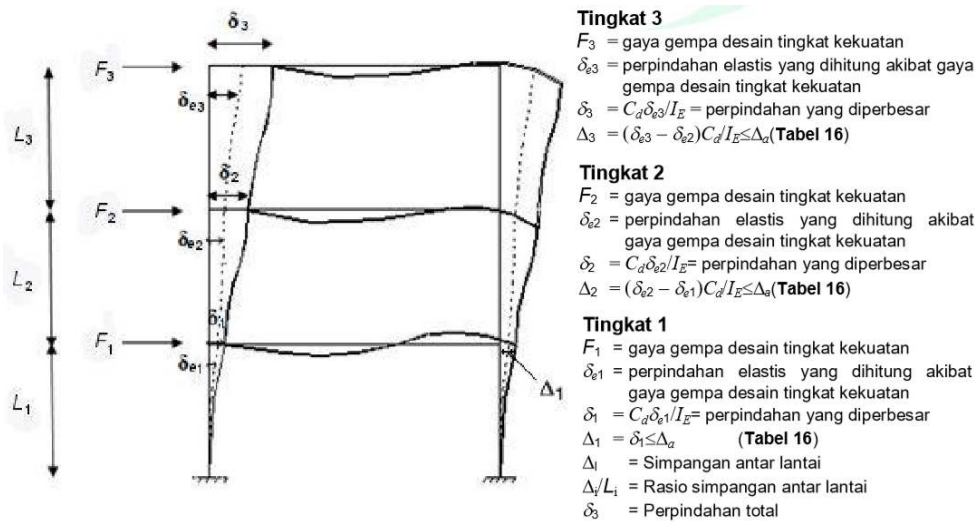
Keterangan:

δ_x = defleksi pusat massa di tingkat x (mm)

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan dengan analisis elastis,

I_e = faktor keutamaan gempa



Gambar 3.12 Penentuan Simpangan Antar Lantai

(Sumber: SNI 1726-2012)

Simpangan antar lantai (Δ) harus dibatasi agar tidak melebihi simpangan antar lantai ijin Δ_a yang ditentukan berdasarkan tabel 3.7 berikut ini.

Tabel 3.7 Simpangan Ijin antar Lantai

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Sumber : Tabel 16 SNI 1726-2012

3.5.3. Pengaruh P-Delta

Menurut SNI 1726-2012 pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut atau kurang dari 0,1.

$$\theta = \frac{P \cdot \Delta \cdot I_e}{V \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad (3.49)$$

Keterangan :

P_x = gaya aksial seluruh kolom pada tingkat x dan di atas tingkat x (kN) akibat beban mati dan beban hidup dengan beban terfaktor 1

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain yang terjadi serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{maks} yang ditentukan melalui persamaan dibawah ini.

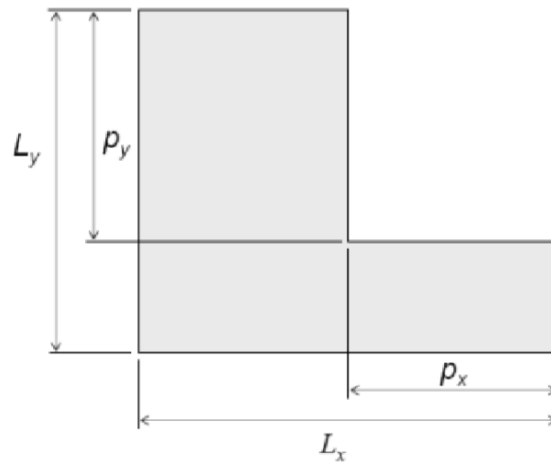
$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \quad (3.50)$$

Nilai β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Koefisien stabilitas (θ) yang memiliki nilai lebih besar dari 0,1 dan kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh $P-\Delta$ pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Alternatif yang dapat digunakan adalah mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan $\frac{1,0}{(1-\theta)}$. Struktur yang memiliki nilai $\theta > \theta_{maks}$ adalah struktur yang berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

3.5.4. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakteraturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



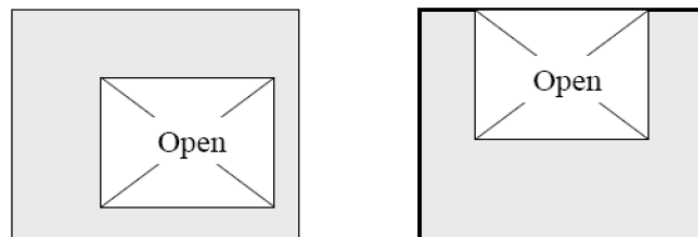
Gambar 3.13 Ketidakberaturan Sudut Dalam

(Sumber: Budiono, 2011)

Seperti yang tertera pada Gambar 3.24 di atas, ketidakberaturan ada apabila: $P_y > 0,15 L_y$ dan $P_x > 0,15 L_x$.

3.5.5. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan ini ada apabila luas bukaan lebih besar dari 0,5 kali luas lantai atau apabila kekakuan diafragma efektif antara satu lantai dengan lantai berikutnya bervariasi melebihi 50%.

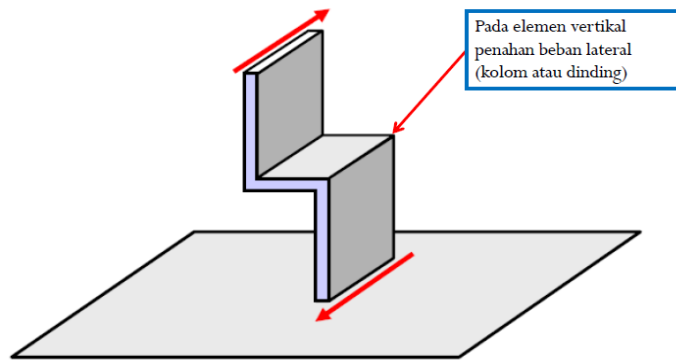


Gambar 3.14 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.6. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang

Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang yaitu jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

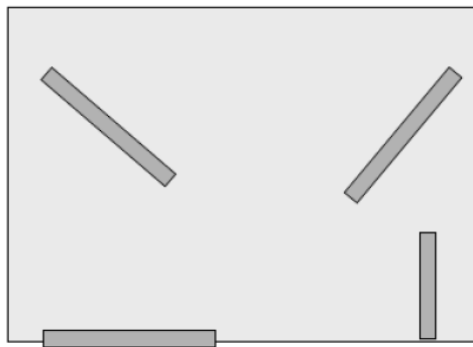


Gambar 3.15 Pergeseran Keluar Bidang

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.7. Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Ketidakteraturan sistem nonparalel ada apabila elemen vertikal penahan beban lateral bersifat tidak paralel atau tidak simetris terhadap sumbu-sumbu utama sistem penahan gempa.

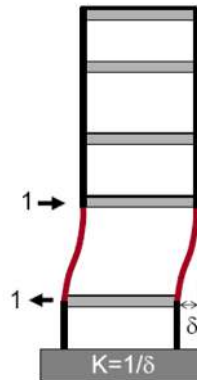


Gambar 3.16 Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.8. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1a dan 1b)

Ketidakteraturan 1a ada bila kekakuan sebarang tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakteraturan ekstrim (1b) ada bila kekakuan sebarang tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pengecualian Ketidakteraturan ini tidak ada bila tidak satu pun rasio drif tingkat yang nilainya lebih besar dari 1,3 kali rasio drif tingkat di atasnya.

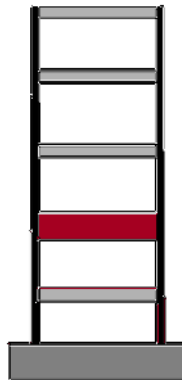


Gambar 3.17 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.9. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakteraturan ini ada bila massa efektif sembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat yang berdekatan. Pengecualian: Ketidakteraturan ini tidak ada bila tidak satupun rasio drif tingkat lebih besar dari 1,3 kali rasio drif tingkat di atasnya.

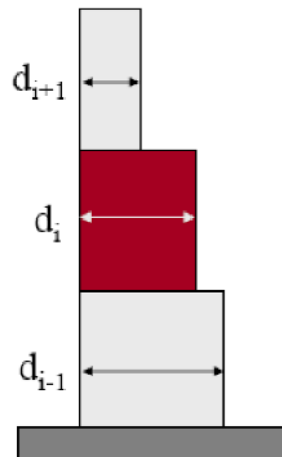


Gambar 3.18 Ketidakberaturan Berat (Massa)

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.10. Ketidakberaturan Geometrik Vertikal

Ketidakteraturan ini ada bila dimensi sistem penahan beban lateral pada sembarang tingkat lebih dari 130% dimensi pada sebarang tingkat yang berada di dekatnya.

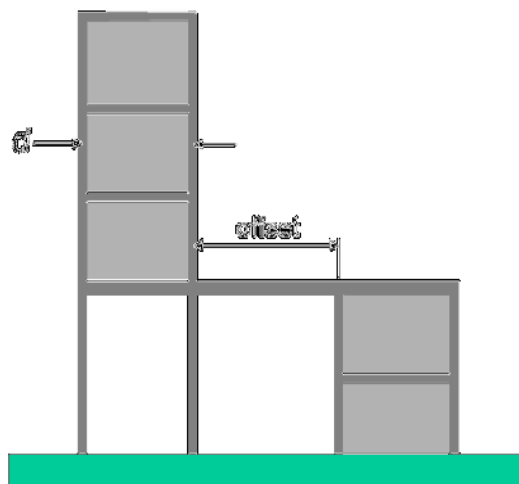


Gambar 3.19 Ketidakberaturan Geometrik Vertikal

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.11. Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Bidang

Ketidakteraturan ini ada bila terdapat pergeseran (offset) elemen penahan yang lebih besar dari lebar (d) elemen tersebut atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan pada tingkat di bawahnya.

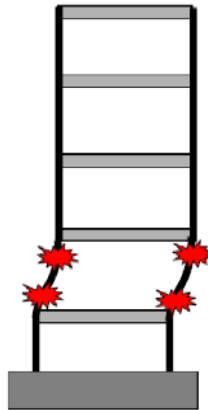


Gambar 3.20 Ketidakberaturan Diskontinuitas dalam Bidang

(Sumber: Budiono, 2011)

3.5.12. Ketidakberaturan Kekuatan Tingkat Lunak (5a dan 5b)

Ketidakberaturan (5a) ada bila kuat lateral sebarang tingkat kurang dari 80% kuat tingkat di atasnya. Ketidakberaturan ekstrim (5b) ada bila kuat lateral sebarang tingkat kurang dari 65% kuat tingkat di atasnya.



Gambar 3.21 Ketidakberaturan Kekuatan Tingkat Lunak

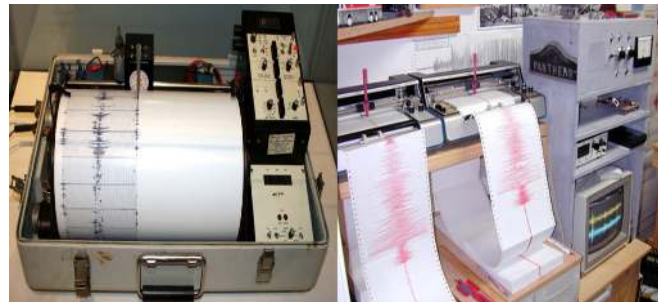
(Sumber: Budiono, 2011)

3.6 Analisis Riwayat Waktu Rekaman Gempa (*Time History*)

Analisis dinamik secara sederhana dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu. Beban dinamik adalah setiap beban yang besarnya, arahnya atau posisinya berubah menurut waktu. Demikian juga, respons struktur terhadap beban dinamik, yaitu lendutan dan tegangan yang dihasilkan, juga perubahan waktu, atau sifat dinamik (Clough and Penzien, 1993).

Analisis dinamik riwayat waktu percepatan gempa (*time history*) adalah salah satu metode analisis dinamik yang digunakan dalam analisis struktur terhadap gempa. Akeselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respons dinamik riwayat waktu harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya. Dalam analisis dinamik linier riwayat waktu terhadap pengaruh gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal, percepatan muka tanah asli dari gempa masukan harus diskalakan, sehingga spektrum responsnya secara rata-rata kira-kira dekat dengan level spektrum respons gempa batuan pada rentang perioda yang signifikan dari respons struktur bangunan yang akan didesain (SNI

1726-2012 Pasal 6.10.1.1). Percepatan permukaan tanah direkam oleh alat Strong Motion Accelerograph seperti pada Gambar 3.22. *Strong Motion Accelerograph* dapat merekam percepatan permukaan tanah dalam arah tiga dimensi (dua arah horizontal dan satu arah vertikal).



Gambar 3.22 Strong Motion Accelerograph
(Sumber: smo.kenken.go.jp, Strong Motion Accelerograph)

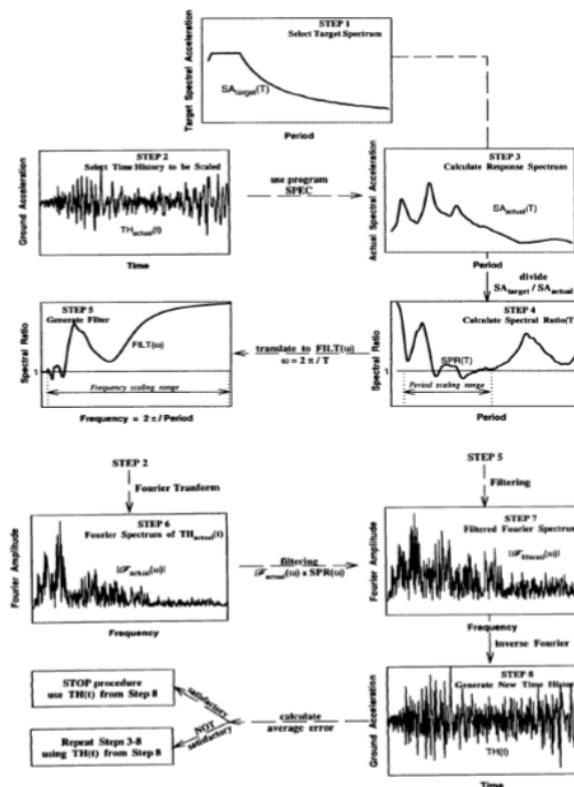
Menurut SNI 1726-2012 pasal 11.1.3, rekaman gempa yang digunakan dalam analisis riwayat waktu (*time history*) sedikitnya harus terdiri dari tiga buah rekaman gempa. Rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah rekaman gempa Bucharest, El Centro 40 NSC, dan Kobe.

Rekaman gempa yang akan digunakan memiliki beberapa jenis frekuensi diantaranya frekuensi rendah, menengah dan tinggi. Frekuensi pada gempa bumi dinyatakan dalam rasio antara percepatan tanah maksimum (A) dengan kecepatan maksimum (V) sehingga menjadi istilah A/V rasio. Suatu gempa yang mempunyai frekuensi tinggi umumnya mempunyai A/V rasio yang relatif besar. Sebaliknya gempa bumi yang frekuensinya relatif rendah umumnya mempunyai rasio A/V yang relatif kecil. Adapun parameter A/V rasio suatu gempa digolongkan menjadi:

1. A/V rasio tinggi apabila $A/V > 1,2 \text{ g/m/dt}$
2. A/V rasio menengah apabila $1,2 \text{ g/m/dt} > A/V > 0,8 \text{ g/m/dt}$
3. A/V rasio rendah apabila $A/V < 0,8 \text{ g/m/dt}$

Berdasarkan parameter tersebut, gempa Miyagi termasuk ke dalam gempa frekuensi rendah, gempa El Centro 40 NSC termasuk ke dalam gempa frekuensi menengah dan gempa Kobe termasuk ke dalam frekuensi tinggi.

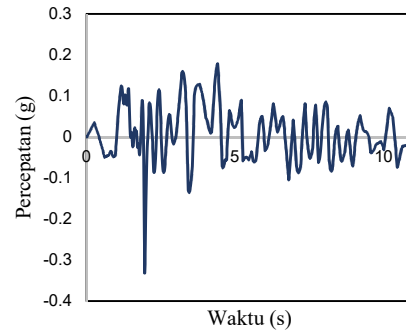
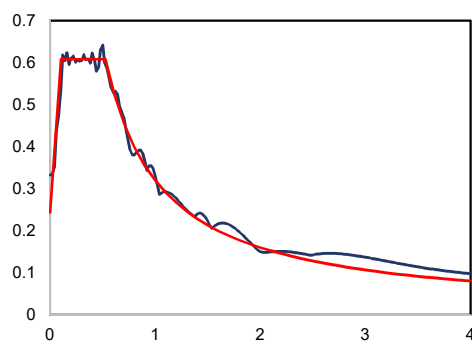
Gaya gempa masukan yang digunakan dalam penelitian ini berupa percepatan maksimum permukaan tanah (PGA) dari rekaman gempa yang telah dicocokkan (*matching*) dengan respons spektrum yang berada di Hotel Swissbell Solo yang terletak pada Jalan Bridjend Slamet Riyadi, no. 437. Pembuatan respons spektrum tersebut menggunakan metode berdasarkan SNI 1726 tahun 2012. Berikut langkah-langkah penyesuaian (*matching*) rekaman gempa terhadap respons spektrum.



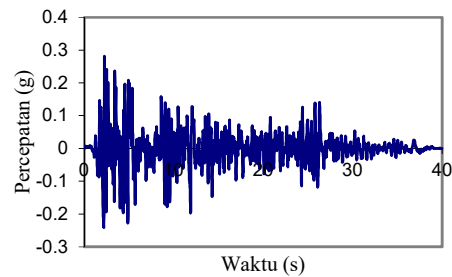
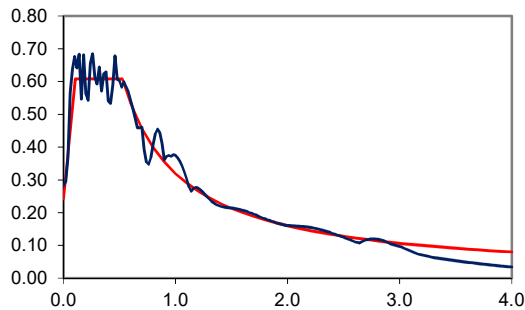
Gambar 3.23 Langkah Spektral Matching Rekaman Gempa Terhadap Respons Spektrum

(Sumber: Nicolaou, 1998)

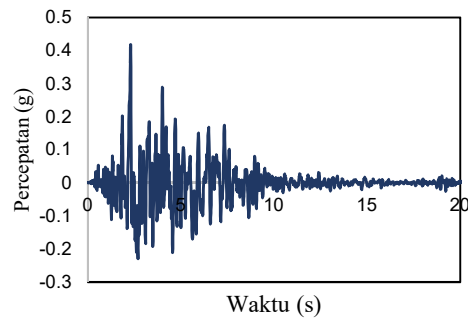
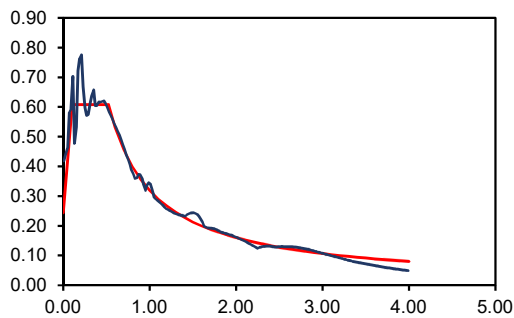
Dalam proses penyesuaian rekaman gempa pada penelitian ini digunakan software *seismomatch* 2016. Dari hasil proses penyesuaian rekaman gempa, berikut merupakan rekaman gempa hasil dari *spektral matching* yang dapat dilihat pada gambar 3.24 sampai 3.26.



Gambar 3.24 Rekaman Gempa Bucharest (Frekuensi Rendah)



Gambar 3.25 Rekaman Gempa El Centro 40NSC (Frekuensi Sedang)



Gambar 3.26 Rekaman Gempa Kobe (Frekuensi Tinggi)

3.7 Analisis Elemen Struktur

Elemen Struktur yang akan dianalisis adalah analisa tulangan pelat, balok, kolom dan dinding geser.

3.7.1. Analisa Tulangan Pelat

Dalam perencanaan pelat hotel Swissbell menggunakan beton bertulang sebagai system lantai dan atapnya. Secara umum sistem pelat lantai dapat dibedakan atas pelat satu arah (*one way slab*) dan pelat dua arah (*two way slab*).

Pelat satu arah dan pelat dua arah dapat dibedakan dari nilai rasio perbandingan sisi panjang (l_y) dan sisi pendek (l_x) dari pelat. Pelat satu arah apabila perbandingan $l_y/l_x > 2$ sedangkan pelat dua arah apabila perbandingan $l_y/l_x \leq 2$. Berikut merupakan penentuan nilai momen *ultimate* pada pelat.

1. Penentuan nilai momen *ultimate* pelat satu arah

Nilai momen *ultimate* pelat satu arah dapat ditentukan melalui persamaan-persamaan dengan ketentuan pada Tabel 3.8 berikut ini yang diambil dari pasal 8.3.3 SNI 2847-2013.

Tabel 3.8 Penentuan gaya dalam pelat

Momen Positif	
Bentang Ujung	
Ujung tak menerus tak terkekang	$W_u \cdot l_n^2 / 11$
Ujung tak menerus menyatu dengan tumpuan	$W_u \cdot l_n^2 / 14$
Bentang Interior	$W_u \cdot l_n^2 / 16$
Momen negative pada muka eksterior tumpuan interior pertama	
Dua Bentang	$W_u \cdot l_n^2 / 9$
Lebih dari dua bentang	$W_u \cdot l_n^2 / 10$
Momen negatif pada muka lainnya tumpuan interior	$W_u \cdot l_n^2 / 11$
Momen negative pada muka dari semua tumpuan untuk	
Slab dengan bentang tidak melebihi 3 m, dan balok dimana rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada masing-masing ujung bentang	$W_u \cdot l_n^2 / 12$
Geser pada komponen struktur ujung pada muka dari pendukung interior pertama	$1,15 W_u \cdot l_n^2 / 2$
Geser pada muka dari semua tumpuan lainnya	$W_u \cdot l_n^2 / 2$

Sumber : Pasal 8.3.3 SNI 1726-2012

2. Penentuan nilai momen *ultimate* pelat dua arah

Metoda Koefisien Momen merupakan salah satu cara perhitungan yang banyak dipergunakan untuk perencanaan pelat dua-arah. Metoda ini menggunakan besaran koefisien momen yang tergantung perbandingan antara l_y dengan l_x

dan kondisi tumpuan, serta didasarkan pada analisa elastis dengan memperhitungkan pengaruh dari redistribusi yang tidak elastis. Setiap panel pelat dari suatu sistem pelat dianalisis tersendiri, tergantung perbandingan L_y dan L_x , kondisi tumpuannya dan beban-beban yang bekerja pada pelat yang dianalisis tersebut. Besar momen yang bekerja pada pelat dua arah dengan berbagai kondisi perletakan/tumpuan dan kontinuitas tepi secara matematis sukar diperoleh secara tepat. Penyederhanaan beberapa peraturan beton menetapkan nilai koefisien momen untuk berbagai kondisi. Besar momen-lentur lapangan dan tumpuan, dalam arah bentang pendek dan bentang panjang dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$Mu = 0,001 \cdot x \cdot W_u \cdot l_x^2 \quad (3.51)$$

Keterangan :

W_u = beban merata terfaktor (kN/m^2)

l_x = bentang pendek (m)

x = koefisien meomen yang tergantung kondisi tumpuan dan L_y/L_x

Kondisi tumpuan/tepi pelat dapat dianggap terletak bebas, terjepit elastis atau terjepit penuh tergantung balok tumpuannya sesuai dengan penjelasan berikut ini.

- a. Jepit penuh terjadi bila pelat merupakan satu satuan monolit dengan balok pemikul yang relatif sangat kaku, sehingga pelat tidak dapat berputar akibat pembebanan.
 - b. Jepit elastis terjadi bila pelat merupakan kesatuan monolit dengan balok yang relatif tidak terlalu kaku.
 - c. Apabila pelat menumpu diatas balok atau tembok atau tertanam dalam tembok, harus dianggap sebagai tepi yang terletak bebas.
3. Tulangan pokok pada pelat
- Perhitungan tulangan pelat didasarkan pada diagram tegangan-regangan balok tunggal yang dapat dilihat pada Gambar 3.27. Nilai b pada lebar balok

dianggap sebesar 1 meter. Langkah perhitungan untuk kebutuhan tulangan pelat adalah sebagai berikut ini.

- a. Tinggi efektif beton (a) dapat ditentukan melalui persamaan gaya tekan beton melalui persamaan berikut ini.

$$C_c = 0,85.f'c.a.b \quad (3.52)$$

Keterangan :

C_c = Gaya tekan beton (N)

$f'c$ = Kuat tekan beton (N/mm²)

a = tinggi efektif tekan beton (mm)

b = lebar balok beton (mm)

- b. Langkah berikutnya persamaan gaya tekan beton dimasukkan kedalam persamaan momen nominal. Nilai a dapat dicari melalui persamaan kuadrat.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.53)$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.54)$$

Keterangan :

M_n = Momen nominal balok beton (N.mm)

M_u = Momen *ultimate* balok beton (N.mm)

C_c = Gaya tekan beton (N)

a = tinggi efektif tekan beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton bertulang (mm)

- c. Langkah selanjutnya dihitung luas tulangan perlu pelat dengan persamaan gaya tekan beton dan gaya tarik tulangan baja berikut ini.

$$C_c = T_s \quad (3.55)$$

$$0,85.f'c.a.b = A_s.f_y \quad (3.56)$$

$$A_s = \frac{0,85.f'c.a.b}{f_y} \quad (3.57)$$

Keterangan :

C_c = Gaya tekan beton (N)

T_s = gaya tarik baja tulangan (N)

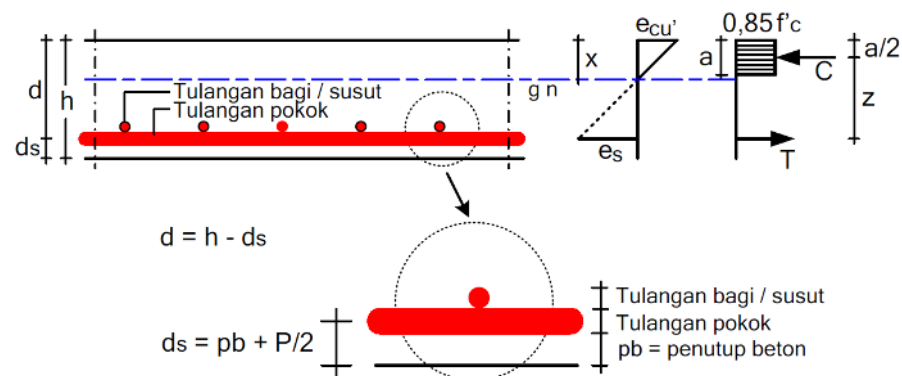
f'_c = kuat tekan beton (N/mm²)

a = tinggi efektif tekan beton (mm)

b = lebar balok beton (mm)

A_s = luas tulangan beton (mm²)

f_y = kuat tarik baja tulangan (N/mm²)



Gambar 3.27 Diagram Tegangan Regangan pada Pelat

(Sumber: Nawy, 1998)

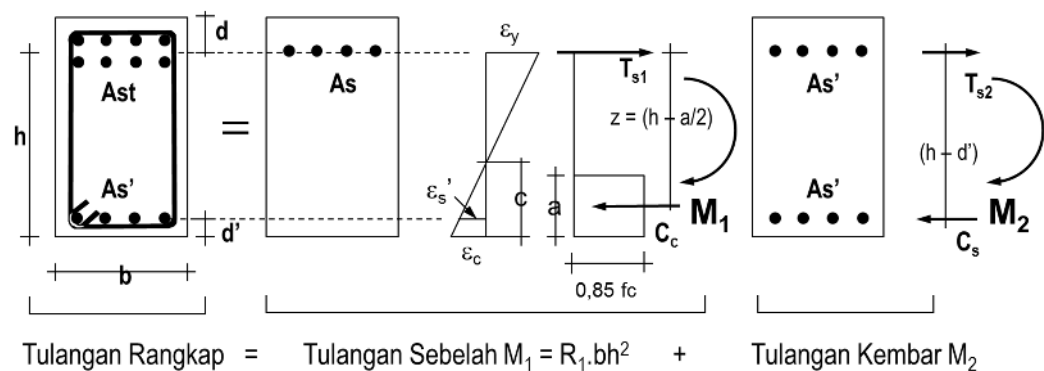
3.7.2. Analisa Tulangan Balok

Balok berperan menyalurkan beban yang diterima oleh pelat lantai menuju kolom, yang kemudian disalurkan menuju fondasi untuk disalurkan ke tanah dasar. Beban yang diterima balok bukan hanya beban mati dan beban hidup, namun dapat juga berupa beban lateral seperti beban angin atau beban gempa. Gaya dalam yang dominan terjadi pada balok adalah gaya lentur, gaya geser, dan gaya torsi/puntir. Gaya aksial yang terjadi sangat kecil dibandingkan gaya-gaya dominan tersebut sehingga diabaikan dalam proses analisis.

Tulangan longitudinal pada balok didesain sebagai tulangan balok rangkap karena balok yang didesain tahan gempa, maka balok akan mengalami secara bergantian momen positif maupun momen negatif sehingga satu sisi penampang balok harus bisa menahan momen positif sekaligus momen negatif.

Prinsip – prinsip perhitungan desain tulangan rangkap pada balok tahanan gempa adalah sebagaimana berikut ini dan dekomposisi tulangan rangkap dapat dilihat pada gambar 3.28.

1. Tulangan rangkap di dekomposisi menjadi tulangan sebelah dan tulangan kembar
2. Dekomposisi dilakukan dengan mengatur nilai R sedemikian rupa sehingga jumlah dan komposisi tulangan mampu mengerahkan kekuatan yang diperlukan momen negatif dan momen positif
3. Desain dilakukan sedemikian sehingga memenuhi kegiatan yang diharapkan tetapi dicapai se-ekonomis mungkin.



Gambar 3.28 Dekomposisi Tulangan Rangkap

(Sumber: Pawirodikromo, 2013)

Langkah perhitungan luas tulangan yang diperlukan pada balok dijelaskan sebagaimana berikut ini.

1. Langkah awal untuk nilai ρ_b dan m dihitung terlebih dahulu

$$\rho_b = \frac{\beta}{m} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \quad (3.58)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (3.59)$$

Keterangan :

ρ_b = perbandingan luasan tulangan beton dengan luas balok beton (Balance)

m = perbandingan kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton efektif

β = konstanta yang tergantung dari kuat tekan beton

ε_{cu} = regangan beton, nilainya dapat diambil sebesar 0,003

ε_y = regangan baja tulangan, nilainya merupakan perbandingan kuat tarik baja tulangan dengan modulus elastisitas

f_y = kuat tarik baja tulangan (N/mm²)

f'_c = kuat tekan beton (N/mm²)

2. Langkah selanjutnya nilai momen nominal dihitung dari momen *ultimate*

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_{lentur}} \quad (3.60)$$

Keterangan :

M_n = Momen nominal balok beton (kN.m)

M_u = Momen *ultimate* balok beton (kN.m)

ϕ_{lentur} = faktor reduksi kekuatan balok beton bertulang

3. Dihitung nilai R_b dengan persamaan berikut ini.

$$R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} (\rho_b \cdot m)\right) \quad (3.61)$$

Keterangan :

R_b = faktor pengali nilai momen nominal tulangan tunggal (Balance)

ρ_b = perbandingan luasan tulangan beton dengan luas balok beton (Balance)

f_y = kuat tarik baja tulangan (N/mm²)

m = perbandingan kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton efektif

4. Dihitung nilai R_l dan M_l dengan persamaan berikut ini.

$$R_l = n \cdot R_b \quad (3.62)$$

$$M_l = R_l \cdot B \cdot H^2 \quad (3.63)$$

Keterangan :

R_l = faktor pengali nilai momen nominal tulangan tunggal

M_l = momen nominal tulangan tunggal (N.mm)

B = lebar balok beton bertulang (mm)

H = tinggi balok beton bertulang (mm)

5. Dicari nilai a dan c dari persamaan M_1

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \left(H - \frac{a}{2} \right) \quad (3.64)$$

Keterangan :

M_1 = momen nominal tulangan tunggal (N.mm)

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

a = tinggi efektif tekan beton (mm)

b = lebar balok beton (mm)

H = tinggi balok beton bertulang (mm)

6. Dicari nilai A_{s1} perlu kemudian dicari A_{s1} pakai untuk mendapatkan nilai a dan c pakai sehingga bisa mendapatkan M_1 pakai.

$$A_{s1} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (3.65)$$

Keterangan :

A_{s1} = luas tulangan tunggal balok beton (mm²)

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

f_y = kuat tarik baja tulangan (N/mm²)

a = tinggi efektif tekan beton (mm)

b = lebar balok beton (mm)

7. Nilai M_2 dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_2 = M_n - M_1 \quad (3.66)$$

Keterangan :

M_2 = Momen nominal tulangan kembar (N.mm)

M_1 = Momen nominal tulangan tunggal (N.mm)

M_n = Momen nominal balok beton bertulang (N.mm)

8. Dihitung kebutuhan tulangan kembar (A_{s2}) dari persamaan T_{s2}

$$T_{s2} = \frac{M2}{H-d'} \quad (3.67)$$

$$A_{s2} = \frac{T_{s2}}{f_s} \quad (3.68)$$

Keterangan :

T_{s2} = kuat tarik baja tulangan kembar (N)

A_{s2} = luas tulangan perlu tulangan tunggal (mm^2)

H = tinggi balok beton bertulang (mm)

d' = jarak tepi balok dengan titik berat tulangan tekan (mm)

Berdasarkan Pasal 10.5.1 SNI 2847-2013, jumlah tulangan A_s yang tersedia untuk penulangan lentur, tidak kurang dari Persamaan berikut ini.

$$A_{s1min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot H \quad (3.69)$$

Keterangan :

A_{s1min} = luas tulangan minimum pada balok beton (mm^2)

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm^2)

f_y = kuat tarik baja tulangan (N/mm^2)

b_w = lebar balok beton (mm)

H = tinggi balok beton bertulang (mm)

Nilai A_{smin} tidak kurang dari $1,4b_w \cdot d/f_y$. Selain itu, menurut Pasal 21.5.2.1 SNI 2847-2013 nilai rasio tulangan ρ untuk SRPMK tidak boleh melebihi 0,025.

9. Tulangan geser balok

Menurut pasal 11.1.1 SNI 2847-2013 desain penampang yang dikenai geser harus didasarkan pada persamaan berikut ini.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.70)$$

Keterangan :

V_n = gaya geser nominal balok (N)

V_u = gaya geser *ultimate* balok (N)

V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kekuatan geser nominal yang dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.71)$$

Keterangan :

V_n = gaya geser nominal balok (N)

V_c = kemampuan yang dimiliki balok beton untuk menahan gaya geser (N)

V_c = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

Perhitungan nilai V_c dapat digunakan persamaan 3.72 dan persamaan 3.73 berikut ini sesuai dengan pasal 11.2.1.1 SNI 2847-2013 dan pasal 11.2.2.1 SNI 2847-2013 berikut ini.

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.72)$$

$$V_c = (0,16\lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_u}) b_w \cdot d \quad (3.73)$$

Keterangan :

V_c = kemampuan yang dimiliki balok beton untuk menahan gaya geser (N)

λ = faktor pengali, untuk beton normal dapat diambil sebesar satu

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

b_w = lebar balok beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

ρ_w = perbandingan luas tulangan lentur dengan luas balok beton

V_u = gaya geser *ultimate* balok (N)

M_u = Momen *ultimate* balok beton (kN.m)

Persamaan 3.73 memiliki Batasan nilai yang harus ditentukan sehingga tidak boleh lebih besar dari persamaan 3.74. $V_u \cdot d/M_u$ tidak boleh diambil lebih dari 1 dan M_u dan V_u diambil ketika terjadi secara serentak pada penampang yang ditinjau.

$$V_c = 0,29\lambda\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.74)$$

Keterangan :

V_c = kemampuan yang dimiliki balok beton untuk menahan gaya geser (N)

λ = faktor pengali, untuk beton normal dapat diambil sebesar satu

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

b_w = lebar balok beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

Penentuan nilai V_s dapat diambil dengan persamaan 3.75 dengan pasal 11.4.7.2 SNI 2847-2013 berikut ini.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (3.75)$$

Keterangan :

V_s = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

A_v = luas tulangan sengkang (mm²)

f_{yt} = kuat tarik baja tulangan polos (N/mm²)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

s = jarak antar tulangan sengkang (mm)

Batasan nilai V_s yang boleh diambil adalah sesuai dengan persamaan 3.76 mengacu pada pasal 11.4.7.9 SNI 2847-2013 berikut ini.

$$V_s = 0,66\sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.76)$$

V_s = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

b_w = lebar balok beton (mm)

d = tinggi efektif balok beton (mm)

Luas tulangan geser minimum yang harus dimiliki pada suatu balok diatur dalam pasal 11.4.6.3 SNI 2847-2013 sebagaimana dalam persamaan berikut ini.

$$A_{v,min} = 0,29\lambda\sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad (3.77)$$

Keterangan :

$A_{v,min}$ = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

$f'c$ = kuat tekan beton (N/mm²)

b_w = lebar balok beton (mm)

s = jarak antar tulangan sengkang (mm)

f_{yt} = kuat tarik baja tulangan polos (N/mm²)

$A_{v,min}$ berdasarkan persamaan 3.77 tidak boleh kurang dari persamaan 3.78 berikut ini.

$$A_{v,min} = \frac{0,35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad (3.78)$$

$A_{v,min}$ = gaya geser yang tidak mampu ditahan oleh balok beton (N)

b_w = lebar balok beton (mm)

s = jarak antar tulangan sengkang (mm)

f_{yt} = kuat tarik baja tulangan polos (N/mm²)

3.7.3. Analisa Tulangan Kolom

Menurut SNI 2847-2013 definisi kolom adalah komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melampaui 3 yang digunakan terutama untuk menumpu beban tekan aksial. Komponen struktur dengan perubahan dimensi lateral, dimensi lateral terkecil adalah rata-rata dimensi atas dan bawah sisi yang lebih kecil. Kolom didesain untuk menahan gaya yang disalurkan oleh elemen balok kemudian dari kolom akan menyalurkan ke Pondasi. Kolom memiliki dua macam tulangan yaitu tulangan longitudinal yang ditentukan melalui diagram interaksi Mn-Pn dan tulangan geser yang ditentukan melalui kebutuhan luasan sengkang.

Diagram Mn-Pn adalah diagram yang digunakan untuk menentukan tulangan longitudinal kolom. Apabila nilai Pn dan Mn dihubungkan dalam sebuah diagram cartesian, sumbu x menggambarkan momen M dan sumbu y

menggambarkan beban aksial P , maka akan didapatkan sebuah diagram interaksi kolom seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.29. Menurut MacGregor (2012) beberapa kondisi yang dialami suatu kolom dapat direpresentasikan pada titik-titik dalam suatu diagram interaksi kolom sebagai berikut.

1. Titik A (Pure Axial Load)

Kondisi ini sering disebut sebagai kondisi beban aksial murni, eksentrisitas yang terjadi adalah sebesar 0 sehingga tidak mengalami momen. Berikut merupakan persamaan yang digunakan.

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (3.79)$$

Dimana:

A_{st} = luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A_s'$

A_g = luas total penampang kotor

2. Titik B (Zero Tension, Onset of Cracking)

Kondisi ini menunjukkan beban aksial dan momen pada saat mulai terjadinya retak pada beton.

3. Titik A-C (Compression Controlled Failures)

Kolom dengan beban aksial P_n dan Momen M_n berada pada daerah A-C akan mengalami keruntuhan penampang terkendali tekan. Kondisi ini adalah kondisi disaat $P > P_b$ atau $e < e_b$. Pada patah desak tebal beton desak cukup besar sehingga $c > c_b$, sehingga baja tarik belum leleh. Persamaan gaya yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad (3.80)$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.81)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (3.82)$$

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = \left(\frac{h-c}{c} \right) \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (3.83)$$

Substitusi persamaan akan diperoleh,

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) - A_s \cdot f_s \quad (3.84)$$

Sehingga,

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\frac{1}{2} h_t - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{1}{2} h_t - d' \right) - T_s \left(d - \frac{1}{2} h_t \right) \quad (3.85)$$

4. Titik C (Balance Failures, Compression Controlled Limit Strain)

Kondisi ini menunjukkan regangan yang terjadi pada beton sudah mencapai regangan tekan maksimum sebesar 0,003, bersamaan dengan itu tulangan terluar pada sisi tarik mencapai regangan lelehnya. Persamaan gaya yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$P_b = C_c + C_s - T_s \quad (3.86)$$

Yang mana,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b \quad (3.87)$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.88)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.89)$$

Substitusi persamaan akan diperoleh,

$$P_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b + A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) - A_s \cdot f_y \quad (3.90)$$

Sehingga,

$$M_b = P_b \cdot e = C_c \left(\frac{1}{2} h_t - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{1}{2} h_t - d' \right) - T_s \left(d - \frac{1}{2} h_t \right) \quad (3.91)$$

5. Titik D (Tensile Controlled Limit)

Kondisi ini menunjukkan keadaan ketika regangan tekan beton mencapai 0,003 dan keadaan regangan tarik mencapai 0,005 pada baja tarik terjauh.

6. Titik C-E (Transition Region)

Kondisi ini menunjukkan keadaan nilai dari regangan tarik neto berada diantara batas regangan terkendali tekan dan batas regangan terkendali tarik. Kondisi terjadi saat $P_n < P_b$, $e > e_b$, atau $c < c_b$. pada kondisi ini beban aksial yang bekerja P_n relatif kecil, tetapi eksentrisitasnya besar. Akibatnya tebal beton

desak c relatif kecil dan mungkin saja baja desak belum leleh, namun baja tarik jelas sudah leleh. Persamaan gaya yang digunakan adalah sebagai berikut.

$\epsilon'_s = \epsilon_c \cdot (c-d)/c > \epsilon_y$ maka baja desak masih leleh

$\epsilon_s = \epsilon_c \cdot (h-c)/c > \epsilon_y$ maka baja tarik pasti leleh

Sehingga,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.92)$$

$$C_s = A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad (3.93)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.94)$$

Substitusi persamaan akan diperoleh,

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' (f_y - 0,85 \cdot f'_c) - A_s \cdot f_y \quad (3.95)$$

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\frac{1}{2} h_t - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{1}{2} h_t - d' \right) - T_s \left(d - \frac{1}{2} h_t \right) \quad (3.96)$$

7. Titik E

Kondisi ini menunjukkan eksentrisitas yang terjadi pada kolom sangat besar sehingga momen lentur yang ditimbulkan juga sangat besar sehingga beban aksial dapat diabaikan karena relatif kecil terhadap momen lentur. Pada kondisi ini kolom akan berperilaku sebagaimana balok, karena tulangan yang dipasang simetri maka baja desak belum leleh. Persamaan gaya yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (3.97)$$

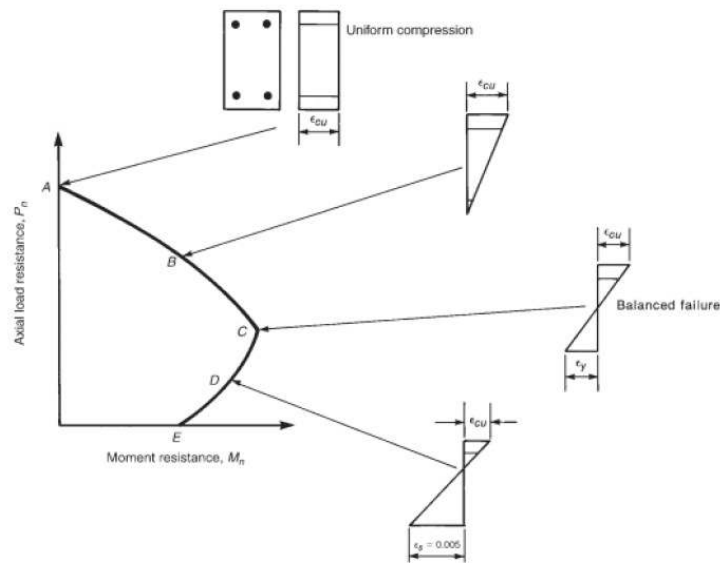
$$C_s = A_s' \cdot f_s \quad (3.98)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.99)$$

$$P_n = 0 \quad (3.100)$$

Sehingga,

$$M_n = P_n \cdot e = C_c (h-a/2) - T_s (d-h) \quad (3.101)$$



Gambar 3.29 Diagram Interaksi Kolom

(Sumber: Wigh & MacGregor, 2012)

3.7.4. Perencanaan Struktur Dinding tipe *Cantilever Wall*

Konsep perencanaan dinding geser ini mengacu pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung, sesuai dengan SNI 2847-2013 yang didasarkan pada gaya dalam yang terjadi akibat beban gempa dan sesuai buku “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*” yang ditulis oleh Paulay and Priestly (1992).

1. Peninjauan Geometri

Peninjauan geometri yang dimaksud adalah pemeriksaan kestabilan struktur dinding tipe *cantilever wall*, *coupled walls*, dan kestabilan *coupling beams*. Dalam peraturan SNI 2847-2013 untuk pemeriksaan stabilitas struktur dinding tidak diatur, maka pemeriksaan dilakukan berdasarkan perumusan yang ditulis oleh Paulay dan Priestly (1992).

- a. Untuk menjamin kestabilan struktur dinding, ukuran lebar *boundary element* b , dan panjang *boundary element* b_l seperti pada Gambar 3.30 harus memenuhi persamaan 3.101 sampai 3.106.

$$b \geq h_l/16 \quad (3.101)$$

$$b \geq b_c \quad (3.102)$$

$$b_l \geq b_w \quad (3.103)$$

$$b_l \geq \frac{b_c \cdot I_w}{10 \cdot b} \quad (3.104)$$

$$b_l \geq \frac{b_c^2}{b} \quad (3.105)$$

$$b_l \geq h_l/16 \quad (3.106)$$



Gambar 3.30 Dimensi Minimum Struktur Dinding
(Paulay & Priestly, 1992)

Dimana b , b_l , b_w , l_w , h_l , dan b_c adalah secara berurutan lebar *boundary element*, panjang *boundary element*, tebal dinding, tinggi dinding dan untuk nilai b_c , didapat dari hubungan antara ketebalan kritis struktur dinding b_c , dan daktilitas *displacement* μ_{Δ} .

- b. Untuk menjamin kestabilan pada *coupling beams*, maka dimensi *coupling beams* harus memenuhi batas-batas kelangsingan sesuai dengan persamaan 3.107 dan 3.108.

$$\frac{l_n}{b_w} \leq 25 \quad (3.107)$$

$$\frac{l_n \cdot h}{b_w^2} \leq 100 \quad (3.108)$$

Dimana l_n , b_w , dan h adalah secara berurutan bentang bersih balok, tebal struktur dinding, dan tinggi balok.

2. Persyaratan Penulangan

Sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.9.2 menjelaskan bahwa rasio tulangan badan (*web*) yaitu ρ_l (longitudinal) dan ρ_t (transversal) untuk dinding struktur tidak boleh kurang dari 0,0025, kecuali jika gaya geser rencana V_u , tidak melebihi

persamaan 3.109, ρ_l (longitudinal) dan ρ_t (transversal) diizinkan untuk direduksi menjadi nilai-nilai yang diisyaratkan pasal 14.3.

$$0,83 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c} \quad (3.109)$$

Spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak boleh melebihi 450 mm. Pasal 21.9.2.2 menjelaskan bahwa paling sedikit dua lapis tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika gaya geser rencana V_u , melebihi persamaan 3.110.

$$0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c} \quad (3.110)$$

Dimana A_{cv} adalah luas penampang struktur dinding, $f'c$ adalah kuat desak beton dan nilai λ adalah faktor modifikasi untuk beton, berdasarkan pasal 8.6.1, nilai untuk beton ringan $\lambda = 1$.

3. Kapasitas Struktur Dinding Menahan Beban Geser

Gaya geser rencana V_u , diperoleh dari hasil analisis beban gempa dengan kombinasi beban terfaktor. Sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.9.6 menjelaskan bahwa kuat geser beton V_c , untuk struktur dinding diambil nilai paling kecil dari kedua persamaan 3.111 dan 3.112.

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{p_u \cdot d}{4 l_w} \quad (3.111)$$

$$V_c = \left[0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{l_w (0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 0,2 \frac{p_u}{l_w \cdot h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] \frac{hd}{10} \quad (3.112)$$

Dimana h , P_u , l_w dan M_u adalah secara berurutan ketebalan total struktur dinding, gaya aksial rencana, Panjang horizontal struktur dinding dan momen rencana. Persamaan 3.78 tidak berlaku bila $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ adalah negative, dengan nilai P_u adalah negatif untuk Tarik dan positif untuk tekan. Menurut SNI 2847-2013 pasal 11.9.4 menjelaskan bahwa nilai d harus diambil sama dengan $0,8 l_w$. Sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.9.8 menjelaskan bahwa apabila gaya geser rencana V_u , kurang daripada $0,5 \cdot V_c$, maka tulangan dinding untuk menahan geser harus disediakan sesuai pasal 11.9.9. Menurut SNI 2847-2013 pasal

21.9.4.4. menjelaskan bahwa batas kuat geser untuk individu tiap dinding dapat dihitung dengan persamaan 3.113.

$$0,83 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c} \quad (3.113)$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1 menjelaskan bahwa kuat geser dinding tidak boleh melebihi kuat geser nominal yang dapat dihitung dengan persamaan 3.114.

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot f_y) \quad (3.114)$$

Nilai ρ_t adalah rasio tulangan dan koefisien $\alpha_c = 0,25$ untuk $h_w / l_w \leq 1,5$, $\alpha_c = 0,17$ untuk $h_w / l_w \geq 2,0$ dan dapat digunakan interpolasi linier untuk nilai diantaranya.

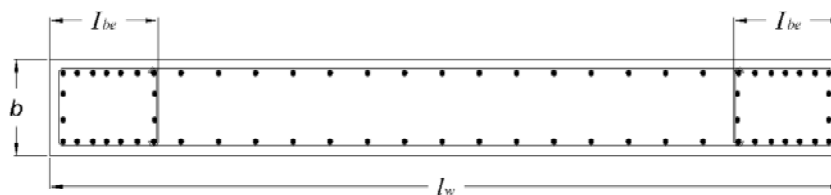
4. Desain Komponen Batas (*Boundary Element*)

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.6.3 menjelaskan bahwa suatu dinding geser memerlukan komponen batas bila memenuhi persamaan 3.115.

$$f_{max} > 0,2 \cdot f'c \quad (3.115)$$

Nilai f_{max} adalah tegangan tekan tepi pada serat terluar, akibat beban kombinasi terfaktor termasuk beban gempa. Bila digunakan komponen batas (*Boundary Element*), maka harus memenuhi persyaratan dengan komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat desak terluar sejarak tidak kurang dari persamaan yang terdapat pada SNI 2847-2013 pasal 21.9.6.4 yang ditulis dalam persamaan 3.116.

$$I_{be} \geq \max(c - 0,1 \cdot l_w, c/2) \quad (3.116)$$



Gambar 3.31 Komponen Batas (*boundary element*)

Dimana l_w adalah lebar dinding geser dan nilai c adalah tinggi sumbu netral terbesar yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor. Nilai c mempunyai syarat seperti pada persamaan 3.117.

$$c > \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta u}{h_w}\right)} \quad (3.117)$$

Sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.9.6.2 bahwa nilai rasio $\frac{\delta u}{h_w}$ tidak boleh kurang dari 0,007. Tulangan transversal komponen batas harus memenuhi syarat berikut :

- a. Rasio tulangan *boundary element* ρ_s , tidak boleh kurang dari SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.4 (a) sesuai persamaan 3.118.

$$\rho_s = 0,12 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.118)$$

- b. Spasi tulangan *boundary element* tidak boleh lebih dari syarat SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.3 sesuai persamaan 3.119.

$$\frac{1}{4} \cdot b, 6 \cdot d_b \text{ dan } S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) \quad (3.119)$$

- c. Luas penampang total tulangan sengkang A_{sh} , tidak boleh kurang dari ketentuan SNI 2837-2013 pasal 21.6.4.4 (b), sesuai persamaan 3.120 dan 3.121.

$$A_{sh} \geq 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right] \quad (3.120)$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (3.121)$$

Dimana A_{sh} , s , b_c , dan A_{ch} adalah luas penampang total Sengkang, spasi minimum Sengkang, tebal dinding diukur dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik, dan luasan penampang struktur dinding dimana lebar dan tebalnya sudah dikurangi penutup beton.

5. Kapasitas Struktur Dinding menahan Beban Lentur dan Aksial

Untuk mengetahui kekuatan struktur dinding dalam menahan beban lentur dan aksial, maka digunakan diagram $M - P$ yang menunjukkan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas dengan menggunakan ukuran penampang struktur dinding sebagai kolom. Setiap titik kurva menunjukkan kombinasi M dan P sebagai kapasitas penampang terhadap suatu garis netral tertentu. Adapun titik-titik tersebut adalah :

- a. Beban aksial tekan maksimum/ teori (P_{n-0})

$$P_{n-0} = 0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (3.122)$$

- b. Beban aksial tekan maksimum yang diijinkan (P_{n-maks})

$$P_{n-maks} = 0,8 \cdot P_{n-0} \quad (3.123)$$

- c. Beban lentur dan aksial pada kondisi *balance* , nilainya ditentukan dengan mengetahui kondisi regangan beton, $\epsilon_{cu} = 0,003$ dan baja $\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$

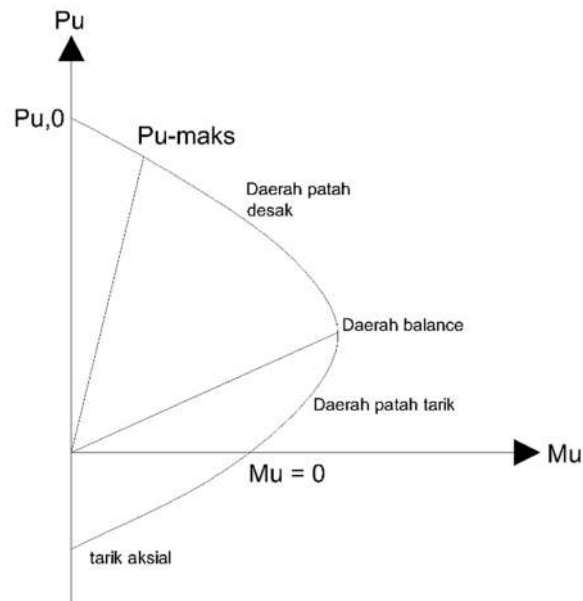
- d. Beban lentur pada kondisi beban aksial nol, kondisi sama seperti balok

- e. Beban aksial tarik maksimum (P_{n-T})

$$P_{n-T} = \Sigma - (A_{st} \cdot f_y) \quad (3.124)$$

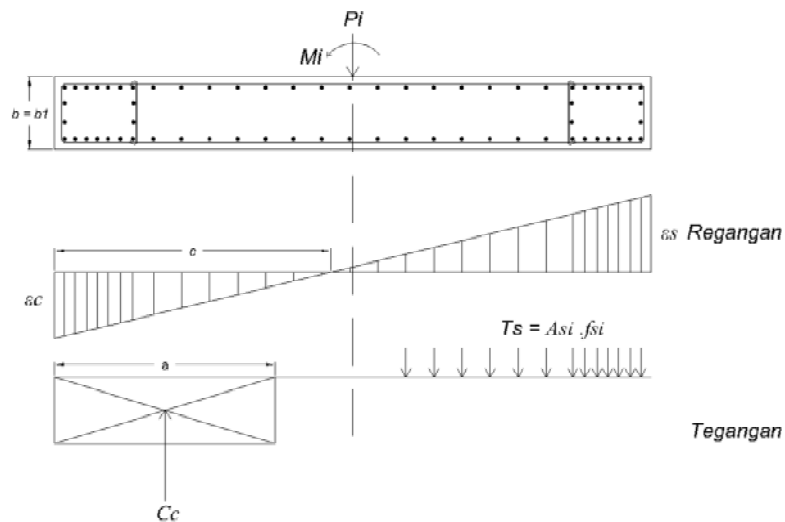
- f. Titik-titik tambahan diantara keruntuhan tarik dan tekan

Dimana A_g , A_{st} adalah luas bruto penampang struktur dinding dan jumlah luas tulangan pada penampang struktur dinding.



Gambar 3.32 Diagram Interaksi Mn-Pn

Pada gambar diatas menunjukkan keseimbangan gaya-gaya dalam mulai dari regangan dan tegangan pada penampang struktur dinding dimana gaya aksial P , dan momen M , akibat dari beban gravitasi dan beban gempa.



Gambar 3.33 Keseimbangan Gaya-gaya dalam pada Struktur Dinding

a. Keseimbangan gaya :

$$C_c + \sum A_{si} f_{si} = P_i \quad (3.125)$$

b. Keseimbangan momen didapatkan dengan mengambil lengan gaya terhadap sumbu netral tegangan :

$$M_i = C_c \left(c - \frac{a}{2} \right) + \sum A_{si} f_{si} (c - y_i) + P_i \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (3.126)$$

c. Kesesuaian regangan dan tegangan

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cu} \frac{c - y_i}{c} \quad (3.127)$$

$$f_y \geq E_s \cdot \varepsilon_{si} \geq f_y \quad (3.128)$$

Dimana C_c , A_{si} , f_{si} , c dan y_i secara berurutan adalah gaya desak beton, luasan baja tulangan pada baris ke-i, tegangan dalam tulangan baris ke-i, tebal beton desak, dan jarak titik berat tulangan pada baris ke-i sampai ke serat terluar.