

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

A. Tinjauan Pustaka

I. Umum

Perencanaan struktur gedung di daerah rawan gempa harus direncanakan sedemikian rupa sehingga struktur mampu memberikan perilaku daktail saat dilanda gempa. Ketentuan ini didasarkan pada kenyataan bahwa secara ekonomi tidaklah lazim untuk merencanakan struktur sedemikian kuat sehingga tahan terhadap gempa secara elastik.

Suatu struktur yang didirikan di daerah gempa harus mampu menahan gaya gempa yang terjadi tanpa terjadinya keruntuhan, walaupun boleh terjadi kerusakan struktur. Pada struktur beton bertulang karena terbuat dari beton dan tulangan, maka dapat bersifat daktail dan dapat bersifat getas tergantung cara penulangannya. Pada struktur beton bertulang tahan gempa selalu diusahakan agar struktur bersifat daktail sehingga tidak mudah runtuh bila terjadi gempa besar. Oleh karena itu cara penulangannya harus mengikuti cara-cara penulangan struktur beton bertulang tahan gempa.

Perencanaan komponen struktur beton dilakukan sedemikian sehingga tidak timbul retak berlebihan pada penampang sewaktu mendukung beban kerja dan masih mempunyai keamanan yang cukup serta cadangan kekuatan untuk menahan beban dan tegangan lebih lanjut tanpa mengalami runtuh. Timbulnya tegangan lentur akibat terjadinya momen karena beban luar, merupakan faktor yang menentukan dalam menetapkan dimensi geometris penampang komponen struktur. Proses analisis perencanaan sendiri umumnya dimulai dengan memenuhi persyaratan terhadap lentur, kemudian persyaratan yang lain seperti kapasitas geser, defleksi, retak ataupun panjang penyaluran sehingga keseluruhan memenuhi syarat yang ditentukan.

Metode yang dapat digunakan dalam perencanaan struktur beton bertulang

Metode tegangan kerja terpusat pada keadaan beban layan (*service load*). Dalam metode ini suatu struktur direncanakan sedemikian rupa sehingga tegangan yang diakibatkan oleh beban kerja, tidak melampaui suatu harga yang ditetapkan terlebih dahulu. Metode tegangan kerja dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\sigma_{\text{terjadi}} \leq \sigma_{\text{ijin}} \dots\dots\dots(2.1)$$

dengan,

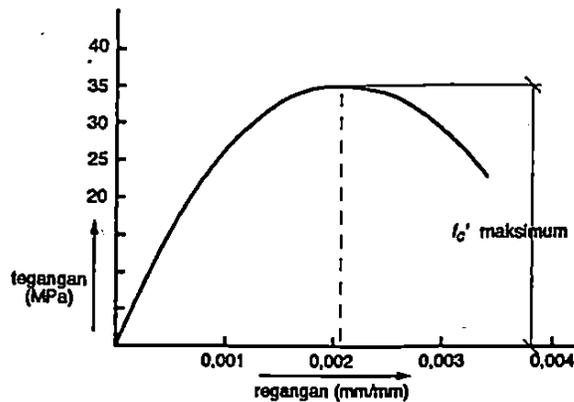
σ_{terjadi} : tegangan yang didukung oleh beton

σ_{ijin} : tegangan ijin beton

Metode tegangan kerja didasarkan atas anggapan bahwa distribusi tegangan maupun regangannya berupa garis lurus, dari garis netral ke nilai maksimum diserat terluar. Dengan demikian nilai tegangan berbanding lurus dengan nilai regangan, dalam hal ini berlaku sampai tercapainya batas sebanding (*proportional limit*).

Metode pendekatan lain yang lebih realistis ialah bahwa hubungan sebanding antara tegangan dan regangan dalam beton terdesak hanya berlaku sampai pada suatu batas keadaan pembebanan tertentu yaitu pada tingkat beban sedang, pendekatan ini dinamakan metode perencanaan kekuatan atau metode perencanaan kuat ultimit (*ultimite strenght design method*).

Anggapan-anggapan yang dipakai sebagai dasar untuk metode kekuatan identik dengan yang digunakan pada metode tegangan kerja. Perbedaannya terletak pada kenyataan yang diperoleh dari berbagai hasil penelitian yang menunjukkan bahwa tegangan tekan beton kira-kira sebanding dengan regangannya hanya sampai pada tingkat pembebanan tertentu. Pada tingkat pembebanan ini, apabila beban ditambah terus-menerus maka keadaan sebanding akan lenyap dan diagram tegangan tekan pada penampang beton akan berbentuk yang setara dengan kurva tegangan regangan beton tekan seperti terlihat pada gambar 2.1.



Gambar 2.1 Tegangan-Regangan Tekan Benda Uji Beton

Pada metode tegangan kerja, beban yang diperhitungkan adalah beban layan (*service load*) sedangkan penampang komponen struktur dianalisa berdasarkan pada nilai tegangan tekan lentur ijin yang umumnya ditentukan dengan nilai $0,45 f_c'$, dimana pola distribusi tegangan tekan linier atau berbanding lurus dengan jarak terhadap garis netral. Sedangkan pada metode kekuatan (*ultimit*), beban layan diperbesar dengan cara dikalikan suatu faktor beban dengan maksud untuk memperhitungkan terjadinya beban pada saat keruntuhan diambang pintu. Kemudian dengan menggunakan beban kerja yang sudah terfaktor tersebut, struktur direncanakan sedemikian rupa sehingga diperoleh nilai kuat guna pada saat runtuh, yang besarnya kira-kira lebih kecil dari kuat batas runtuh sesungguhnya.

Pada perancangan ini metode yang digunakan adalah metode perencanaan kekuatan (*ultimate strength design method*).

2. Keamanan struktur

Struktur yang dirancang harus aman terhadap keruntuhan dan bermanfaat dalam penggunaannya. Struktur harus mampu memenuhi persyaratan bahwa lendutan-lendutan yang terjadi cukup kecil, apabila ada harus diusahakan dalam batas-batas yang masih dapat ditolerir dan juga getaran-getaran yang terjadi harus diusahakan seminimal mungkin, begitu juga dengan syarat-syarat lainnya.

Keamanan mensyaratkan bahwa struktur harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk memikul semua beban yang mungkin bekerja padanya. Apabila kekuatan dari suatu struktur sesuai yang direncanakan maka keamanan struktur dapat ditentukan dengan jalan menyediakan daya dukung struktur sedikit lebih besar dari beban-beban yang telah diketahui pada struktur tersebut.

Pada perencanaan struktur beton bertulang terdapat sejumlah sumber ketidakpastian. Sumber ketidakpastian ini yang menyebabkan diperlukannya suatu faktor keamanan tertentu yang dapat dirinci sebagai berikut:

- a. Besar beban yang sebenarnya terjadi dapat berbeda dengan yang ditentukan dalam perencanaan.
- b. Beban yang sebenarnya bekerja pada struktur mungkin terdistribusi dengan cara yang berbeda dari yang ditentukan dalam perencanaan.
- c. Asumsi-asumsi dan penyederhanaan yang dilakukan dalam analisa struktur bisa memberikan hasil perhitungan pembebanan seperti momen, gaya geser, dan lain-lain berbeda dengan besar gaya sebenarnya yang bekerja pada struktur.
- d. Perilaku struktur yang sebenarnya dapat berbeda dari perilaku yang diasumsikan dalam perencanaan, disebabkan karena tidak sempurnanya pengetahuan mengenai kenyataan yang sesungguhnya terjadi.
- e. Kekuatan material yang sesungguhnya mungkin berbeda dari yang ditetapkan dalam perencanaan.

B. Landasan Teori

1. Prinsip perencanaan

a. Daktilitas

Daktilitas struktur adalah perbandingan antar simpangan rencana maksimum dan simpangan leleh awal struktur yang ditinjau. Gedung dan semua unsur penahan gempa harus dirancang dan didetail sedemikian rupa sehingga benar-benar bersifat daktail, bila batas kekuatan elastisnya telah terlampaui. Hal ini karena beban yang dikit

untuk merancang batas kekuatan elastis struktur yang mampu menahan beban kecil atau sedang.

Menurut SK SNI T-15-1991-03 bahwa struktur beton bertulang dapat direncanakan dengan 3 (tiga) tingkat daktilitas :

1). Tingkat daktilitas 1 (elastis)

Struktur dengan daktilitas ini harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. Untuk ini beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K=4,0$.

2). Tingkat daktilitas 2 (daktilitas terbatas)

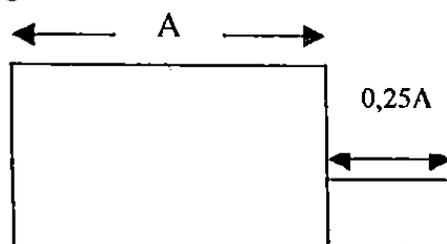
Struktur dengan daktilitas ini harus direncanakan sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu berperilaku inelastis terhadap beban siklis gempa tanpa mengalami keruntuhan getas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 2,0.

3). Tingkat daktilitas 3 (daktilitas penuh)

Struktur dengan daktilitas 3 atau daktilitas penuh harus direncanakan terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1.

b. Simetris

Struktur penahan beban gempa sedapat mungkin dibuat simetris agar tidak terjadi puntiran bila menerima beban gempa. Hal ini karena menurut pengalaman bila suatu gedung dilanda gempa, struktur yang simetris berkelakuan yang baik.

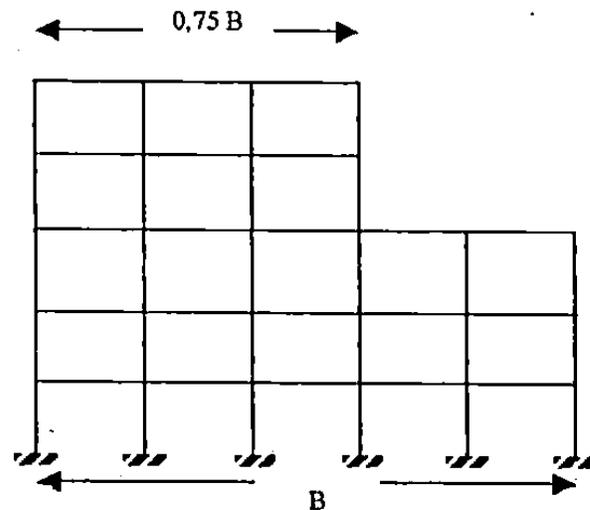


Gambar 2.2. Denah Gedung

Pada denah sebaiknya tidak ada tonjolan yang lebih dari 0,25 kali panjang bagian inti gedung (gambar 2.2). Apabila terpaksa ada tonjolan yang lebih besar dari batas tersebut, maka strukturnya harus dihitung dengan analisis dinamis. Untuk menghindari hal yang sulit ini, sebaiknya tonjolan dibuat terpisah dari bagian inti.

c. Loncatan bidang muka

Pada gedung yang mempunyai loncatan bidang muka (tonjola potog vertikal) ukuran lebar yang menjulang harus lebih besar dari 75% lebar bagian bawah (gambar 2.3).



Gambar 2.3. Tampak Samping Gedung

d. Keseragaman kekakuan tingkat

- 1). Nilai banding antar berat lantai dan kekakuan tingkat tertentu tidak boleh lebih kecil dari 50% atau lebih besar dari 150% nilai banding rata-rata dari seluruh tingkat. Hal ini untuk menghindari adanya *soft story*, yang berarti sendi plastis terbentuk pada kolom bukan pada balok.
- 2). Bila pada suatu tingkat nilai banding antara berat lantai dan kekakuannya berselisih lebih dari 25% dari nilai rata-rata seluruh tingkat, maka distribusi beban gempa harus dihitung dengan analisis dinamis. Hal ini karena pembagian beban horisontal pada setiap lantai yang dihitung

dengan cara analisis ststik ekivalen tidak sesuai dengan beban horisontal pada tiap lantai.

e. Pemencaran energi

Pada prinsipnya beban gempa ialah beban bolak – balik (*cyclic loading*). Untuk menghindari keruntuhan gedung akibat terlanda gempa besar, struktur harus mampu memencarkan energi, yaitu lendutan bolak – balik beberapa kali secara plastis. Apabila sistem strukturnya telah terpilih maka ditentukan tempat-tempat yang akan memencarkan energi kemudian elemen tersebut didetail sedemikian rupa agar benar-benar bersifat daktail bila dilanda beban gempa besar. Adapun elemen-elemen struktur yang lain diberi cadangan kekuatan elastis, agar elemen ini masih tetap elastis (mungkin hampir tercapai batas kekuatan elastisnya) pada waktu elemen yang diharapkan memencarkan energi telah mengalami deformasi plastis.

f. Besar kekakuan tingkat

Akibat beban gempa besar, terjadi retakan-retakan beton terutama di tempat terbentuknya sendi plastis dan sekitarnya. Hal ini mengakibatkan kekakuan strukturnya berkurang sehingga dalam perhitungan, besar momen inersia dianggap hanya sebesar 75 % saja dari momen inersia sewaktu masih utuh. Reduksi momen inersia ini penting dalam menghitung besar lendutan struktur akibat beban gempa.

g. Diafragma dan ikatan lantai

Sistem ikatan lantai atau diafragma harus direncanakan untuk sehingga dapat membagi gaya-gaya pada tingkat unsur-unsur penahan horisontal yang ada dibawahnya.

Pada struktur beton bertulang, pelat lantai dapat dianggap mempunyai kekakuan arah horisontal yang tidak terhingga besarnya, sehingga lendutan horisontal pada suatu lantai sama besarnya pada masing-masing unsur vertikal.

h. Hubungan antara fondasi

Fondasi setempat harus saling dihubungkan satu sama lain dalam dua arah yang biasanya saling terak lurus dengan suatu balok hubung. Balok

h. Hubungan antara fondasi

Fondasi setempat harus saling dihubungkan satu sama lain dalam dua arah yang biasanya saling tegak lurus dengan suatu balok-hubung. Balok hubung ini harus mampu menahan beban aksial, beban tarik, ataupun tekan, sekurang-kurangnya 10% beban vertikal maksimum oleh gempa pada salah satu fondasi yang dihubungkan. Bila beban vertikal maksimum pada salah satu fondasi kurang dari 20% dari fondasi yang satu, maka beban aksial balok hubung harus diambil sekurang-kurangnya 10% dari beban rata-rata kedua fondasi tersebut.

2. Analisis struktur portal

a. Analisis Statik Ekuivalen

Cara analisis ekuivalen dapat dipakai apabila gedung memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- 1). Tinggi gedung tidak lebih dari 40 meter.
- 2). Denah gedung tidak menunjukkan adanya tonjolan yang lebih dari 25% dari ukuran sisi terbesar bagian inti.
- 3). Bagaiant yang menjulang tidak kurang dari 75% dari ukuran gedung yang dibawah.
- 4). Perbandingan antar berat lantai dan kekakuannya pada setiap tingkatan tidak berselisih lebih besar dari 25% nilai rata-rata dari nilai banding tersebut dari seluruh tingkat.

b. Faktor-faktor penentu beban gempa rencana

Besarnya beban gempa rencana menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung dapat dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W_t \dots\dots\dots(2.2)$$

dimana :

V : Gaya geser dasar horisontal total akibat gempa.

C : Koefisien gempa dasar seperti ditentukan dalam spektrum respon percepatan

I : Faktor keutamaan gedung.

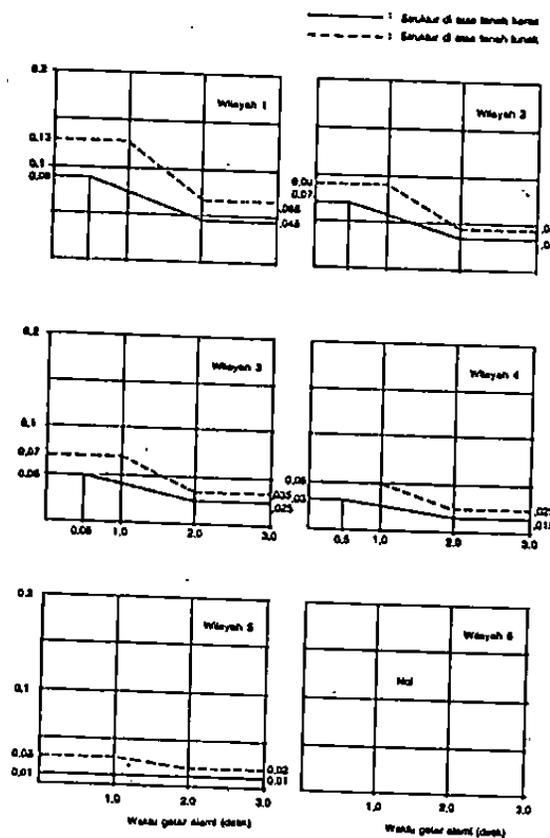
K : Faktor jenis struktur.

W_t : Berat total bangunan.

Beberapa faktor penting yang mempengaruhi gaya geser dasar horizontal akibat gempa adalah akan diuraikan sebagai berikut :

1). Koefisien gempa dasar, C

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C bergantung pada frekwensi terjadinya gerak tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada tiap wilayah, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Pedoman Perencanaan Tahan Gempa untuk Rumah dan Gedung menentukan besarnya nilai koefisien gempa dasar seperti terlihat pada gambar 2.4.



Gambar 2.4. Koefisien Gempa Dasar

Waktu getar alami gedung dapat dihitung dengan rumus empiris dibawah ini :

Untuk portal baja :

$$T = 0,085 H^{3/4} \dots\dots\dots (2.5).$$

Untuk portal beton :

$$T = 0,06 H^{3/4} \dots\dots\dots(2.6).$$

Untuk struktur lain :

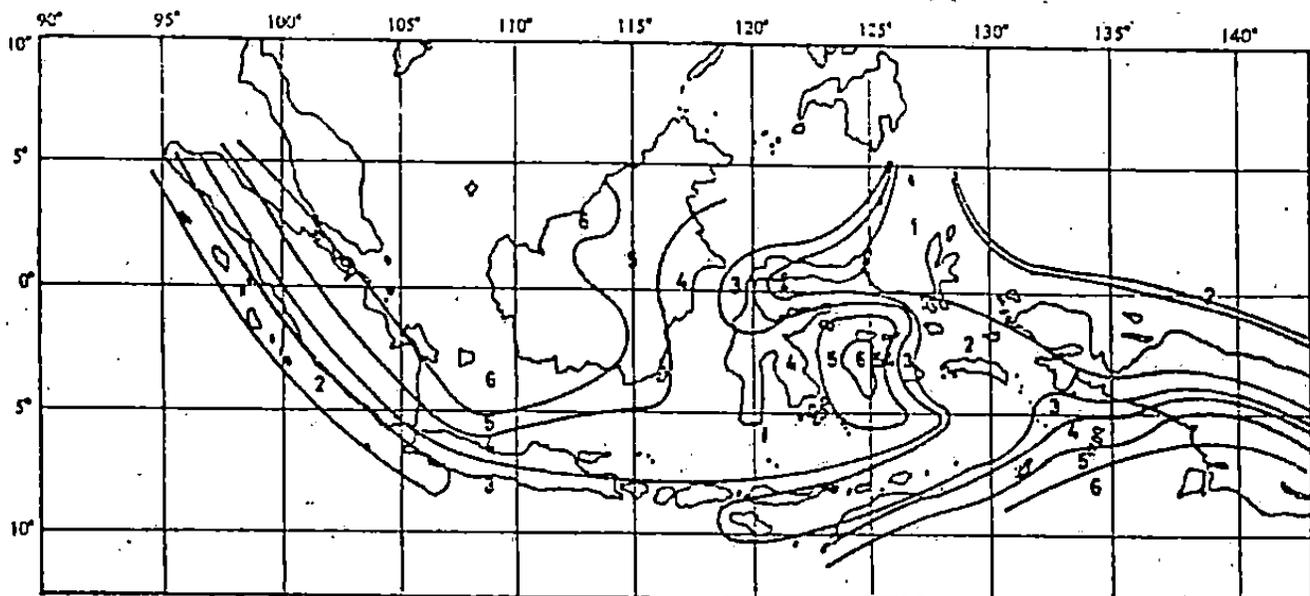
$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{B}}$$

dengan,

H :Tinggi bagian utama gedung; dihitung dari tempat penjepit lateral (m).

B : Lebar bagian bawah gedung pada arah gempa yang ditinjau (m)

Dan wilayah gempa di Indonesia dapat dilihat pada gambar 2.5 dibawah ini :



Gambar 2.5. Wilayah Wilayah Gempa untuk Indonesia

2). Faktor keutamaan gedung, I.

Tingkat kepentingan suatu struktur terhadap gaya bahaya gempa dapat berbeda-beda tergantung pada fungsinya. Oleh karena itu semakin penting struktur tersebut semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan (I) dipakai untuk memperbesar beban gempa dengan periode ulang yang lebih panjang dan tingkat kerusakan yang lebih kecil. Nilai-nilai dan faktor-faktor keutamaan gedung dapat dilihat pada tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2.1. Faktor keutamaan (I) untuk berbagai jenis gedung.

No	Jenis Gedung	Faktor Keutamaan (I)
1.	Gedung-gedung monumental	1,5
2.	Fasilitas-fasilitas penting yang harus tetap berfungsi sesudah gempa terjadi, seperti : a. Rumah sakit b. Bangunan sekolah c. Bangunan penyimpanan bahan pangan. d. Pusat penyelamatan dalam keadaan darurat. e. Pusat pembangkit tenaga f. Bangunan air minum. g. Fasilitas radio dan televisi. h. Tempat orang berkumpul.	1,5
3.	Fasilitas distribusi bahan gas dan minyak bumi di daerah perkotaan.	2,0
4.	Gedung-gedung yang menyimpan bahan-bahan berbahaya (seperti asam, bahan beracun, dll)	2,0
5.	Gedung-gedung lain	1,0

Sumber : Pedoman Perancangan Pembebanan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, 1987.

3). Faktor Jenis Struktur

Faktor jenis struktur (K) dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi

gempa kuat. Adapun penentuan faktor K dapat dilihat pada tabel 2.2 dibawah ini.

Tabel 2.2. Faktor jenis struktur (K) untuk berbagai jenis gedung.

Jenis struktur gedung	Bahan-bahan dan unsur pemencar gempa	Faktor K
Portal Daktail	Beton bertulang	1,0
	Beton Pratekan	1,4
	Baja	1,0
	Kayu	1,2
Dinding geser berangkai daktail	Beton bertulang	1,0
Dinding geser kantilever daktail	Beton bertulang	1,5
	Tembok berrongga bertulang	3,0
	Kayu	2,5
Struktur kantilever tak bertingkat	Beton bertulang	2,5
	Baja	2,5
Cerobong, tangki kecil	Beton bertulang	3,0
	Baja	3,0
Struktur lain		

Sumber : Pedoman Perancangan Pembebanan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, 1987.

3. Distribusi Beban Gempa

Distribusi beban gempa ketiap lantai sepanjang tinggi gedung adalah dengan menggunakan rumus dibawah ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Dimana :

F_i : Beban horisontal yang terpusat pada lantai i

h_i : Tinggi lantai i dari titik penjepitan tanah

W_i : Beban total pada lantai i.

V : Gaya gempa horisontal.

a. Jika perbandingan antara tinggi dan lebar gedung > 3 maka :

1). $0,1 V$ dipusatkan di atap.

2). $0,9 V$ didistribusikan sesuai dengan rumus diatas

- b. Pada cerobong, 0,2 V terpusat di puncak dan 0,8 V didistribusikan menurut rumus diatas.
- c. Pada tangki air, beban horisontal V ditempatkan pada titik berat seluruh strukturnya (terpusat pada tangki dan isinya).

4. Waktu getar struktur dengan cara Rayleigh

Dengan melakukan analisa struktur, dapat dihitung besarnya simpangan (deformasi lateral total) akibat gempa. Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dapat dihitung berdasarkan simpangan dengan rumus *T Rayleigh* :

$$T = 6,3 \cdot \sqrt{\left(\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right)}$$

Dimana :

W_i : Beban vertikal (mati+hidup) pada lantai i.

F_i : Gaya gempa horisontal pada lantai i

d_i : Deformasi lateral total akibat F_i yang terjadi pada lantai i ; dari hasil perhitungan analisis struktur.

g : Percepatan grafitasi = 9,81 m/dt².

Jika T Rayleigh < 80% T empiris maka beban gempa harus dihitung ulang dengan T Rayleigh.

5. Kuat Perlu

Agar supaya struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan laik pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban berdasarkan SKSNI T.-15-1991-03 yakni sebagai berikut :

- a. Kuat perlu U yang manahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2D + 1,6L \dots\dots\dots(2.10)$$

- b. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D , L dan W berikut harus dipelajari untuk menentukan nilai U yang terbesar

$$U = 0,75 (1,2D + 1,6L + 1,6W) \dots\dots\dots(2.11)$$

Dimana kombinasi beban harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, dan

$$U = 0,9D + 1,3 W \dots\dots\dots(2.12)$$

Dengan catatan bahwa untuk setiap kombinasi beban D, L dan W akan diperoleh kekuatan U yang tidak kurang dari persamaan (2.10).

- c. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (beban E) harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai U harus diambil sebagai :

$$U = 1,05 (D + L_R \pm E) \dots\dots\dots(2.13)$$

Atau

$$U = 0,9(D \pm E) \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana L_R adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan ketentuan SNI 1726 – 1989 F tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung. Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan yang ditentukan dalam SNI 1726 – 1989 F tersebut diatas.

- d. Bila ketahanan terhadap tekanan tanah H, diperhitungkan dalam perencanaan, maka kekuatan yang diperlukan U minimum harus sama dengan :

$$U = 1,2D + 1,6L + 1,6H \dots\dots\dots(2.15)$$

Kecuali pada keadaan dimana D atau L mengurangi pengaruh dari H. dalam hal ini nilai maksimum dari U ditentukan dengan mengganti 1,2D dengan 0,9D dan nilai L diambil nol. Untuk setiap kombinasi dari D, L, dan H, nilai U tidak boleh lebih kecil dari persamaan (2.10).

- e. Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida, yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik dan maksimum ketinggian F yang terkontrol diperhitungkan dalam perencanaan, maka beban tersebut harus dikalikan dengan faktor beban 1,2 dan ditambahkan pada semua kombinasi beban yang diperhitungkan.

- f. Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup L.
- g. Bila pengaruh struktur T. dari perbedaan penurunan, rangkai, susut, atau perubahan suhu mungkin menentukan dalam perencanaan, maka kekuatan yang diperlukan U minimum harus sama dengan :

$$U = 0,75 (1,2D + 1,2T. + 1,6L) \dots\dots\dots(2.16).$$

Tetapi nilai U tidak boleh kurang dari:

$$U = 1,2 (D + T.) \dots\dots\dots(2.17).$$

Perkiraan atas perbedaan penurunan, rangkai, susut, atau perubahan suhu harus didasarkan pada pengkajian yang realistis dai pengaruh tersebut selama masa pakai.

6. Analisis struktur dengan program SAP90

Gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur dianalisis dengan menggunakan program SAP90. Pada program SAP90 memiliki blok-blok data untuk membuat data input yang bisa dimengerti oleh SAP90. Blok-blok data ini merupakan bahasa yang menjembatani komunikasi antara pengguna (*brainware*) dengan program SAP90. Blok data bersifat harus ada (*mandatory*) dan ada yang tidak harus tergantung dari struktur yang sedang dianalisis. Pada perencanaan ini ada beberapa blok data yang diperlukan, yakni sebagai berikut:

a. Baris judul

Baris judul adalah baris pertama data input program yang berfungsi sebagai label output dari hasil program.

b. System

Blok data ini berfungsi sebagai informasi pengontrol dari struktur yang akan dianalisis.

c. Joints

Blok data yang berfungsi untuk mendefinisikan kedudukan join-joint dari struktur sesuai dengan koordinatnya.

d. Restraints

Setiap joint dari suatu model struktur memiliki enam komponen perpindahan tiga pergeseran global X, Y, dan Z, dan tiga momen

global RX, RY dan RZ. Keenam komponen perpindahan ini dikenal sebagai *degrees of freedom* (derajat kebebasan) dari suatu join. Data Restraint dari suatu join terdiri dari enam buah konstanta, masing-masing konstanta mempresentasikan ke enam derajat kebebasan dari join. Konstanta tersebut dapat memiliki nilai 0 atau 1. Jika perpindahan pada suatu join dari ke enam derajatnya sama dengan 0 maka merupakan derajat kebebasan aktif dan sebaliknya jika perpindahan pada suatu join dari ke enam derajatnya sama dengan 1 maka merupakan derajat kebebasan tidak aktif.

e. Frame

Blok data ini mendefinisikan sifat-sifat elemen struktur, lokasi serta pembebanannya dalam model frame.

f. Loads

Beban terpusat dapat diberlakukan pada setiap join dalam struktur. Blok data Loads mendefinisikan beban join sesuai dengan jumlah kondisi pembebanan. Beban tidak dapat diberlakukan pada derajat kebebasan yang dikekang (*restrained degree of freedom*).

g. Shell

Blok data ini hanya dipersiapkan pada model struktur seperti cangkang, pelat maupun membran. Struktur *shear wall* dalam perancangan Tugas Akhir ini dimasukkan kedalam blok data shell.

h. Combo

Blok data combo digunakan untuk mendefinisikan kombinasi pembebanan yang bekerja pada struktur. Kombinasi pembebanan di definisikan sebagai kombinasi linier dari kondisi pembebanan yang didefinisikan sebelumnya. Jika blok data ini tidak didefinisikan, maka hasil keluaran program yang berhubungan dengan kondisi beban akan diperoleh tanpa adanya kombinasi.

7. Analisis Penulangan struktur beton dengan SAPCON

SAPCON merupakan *post processor* untuk analisis program SAP90 untuk itu sebelum menggunakan SAPCON, kita harus memahami terlebih dahulu

terlebih dahulu. Pada SAPCON, penulangan beton berdasarkan peraturan beton Amerika Serikat (ACI-318-89) yang dalam beberapa hal berbeda dengan peraturan di Indonesia (SKSNI T. -15 -1991-03) seperti faktor keamanan terhadap kemungkinan kegagalan penampang, baik pada SNI maupun ACI diperhitungkan terhadap faktor reduksi kekuatan (ϕ). Nilai faktor reduksi dari kedua peraturan ini agak berbeda, seperti tercantum pada tabel 2.3. dibawah ini.

Tabel 2.3. Perbedaan faktor reduksi kekuatan (ϕ) antara SNI dan ACI.

Keterangan	ϕ menurut SNI	ϕ menurut ACI
Beban lentur tanpa gaya aksial	0,8	0,9
Gaya aksial tarik dan gaya aksial tarik dengan lentur	0,8	0,85
Gaya aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur	0,65	0,7
Gaya geser dan torsi	0,6	0,75

Akibat adanya perbedaan antara kedua peraturan ini, maka data masukan sesuai dengan perencanaan yang berdasarkan SKSNI T.-15-1991-03, dimodifikasi pada blok data *control* dari SAPCON (lihat pada data input SAPCON). Adapun blok-blok data yang wajib dalam SAPCON adalah sebagai berikut :

a. Control

Blok data ini mendefinisikan informasi kontrol yang berhubungan dengan desain beton. Blok data control ini sifatnya tidak *mandatory* (tidak harus). Jika blok data ini tidak diperlengkapi, maka *default* nilai-nilai untuk semua variabel akan diasumsi.

b. Combo

Blok data combo berfungsi untuk mendefinisikan variabel beban kombinasi untuk struktur yang akan didesain atau dicek. Kombinasi beban didefinisikan seperti kombinasi beban pada SAPCON.

c. Sections

Blok data ini untuk menunjukkan tipe kolom, balok atau struktur lain yang sebelumnya di definisikan dalam input data elemen *frame* SAP90. *Section properties* ini ditunjukkan oleh tiap-tiap elemen di dalam blok data *Frame*.

File SAP90 dan file SAPCON harus memiliki identitas (nama file) yang berbeda. Sebelum menjalankan SAPCON terlebih dahulu SAP90 dijalankan, untuk menghitung gaya-gaya yang bekerja pada elemen. Hal ini disebabkan SAPCON hanya bekerja sebagai *post-processor* SAP90.

Pada penentuan tulangan baik tulangan lentur maupun tulangan geser pada komponen struktur balok ataupun kolom berdasarkan output SAPCON adalah sebagai berikut.

a. Tulangan pokok kolom

Dimensi tulangan pokok kolom diambil berdasarkan data masukan pada *input* SAPCON yang memuat diameter dan susunan penempatan dari tulangan yang akan dipasang pada penampang kolom. Analisis penulangan pada kolom berdasarkan diagram interaksi M-P dari *output* SAPCON. Kapasitas penampang kolom cukup kuat menahan gaya normal dan momen lentur apabila rasio kapasitas penampang tegangan terletak didalam diagram interaksi M-P atau rasio tegangan kapasitas lebih kecil dari 1.

b. Tulangan geser kolom

Pada *output* SAPCON akan diperoleh luas tulangan sengkang minimum yang harus terpasang dengan luas dalam cm^2 per meter panjang dan diambil nilai yang terbesar dan kemudian dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$100 \times A_s/S = A_v / N \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana, A_s : Luas satu penampang tulangan (cm^2)

S : Jarak sengkang (cm)

A_v : Luas total tulangan sengkang hasil SAPCON (cm^2)

N : Jumlah kaki sengkang

c. Tulangan lentur balok

Berdasarkan output SAPCON diperoleh luas tulangan minimum yang terpasang pada balok, baik itu luas tulangan atas maupun tulangan bawah pada balok. Luas penampang tulangan yang terpasang diasumsikan sendiri oleh perancang, kemudian dihitung jumlah tulangan yang terpasang sebagai berikut:

$$\text{Jumlah tulangan atas} : \text{Top / As} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$\text{Jumlah tulangan bawah} : \text{Bot / As} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana, Top : Luas tulangan atas minimum (cm^2)

Bot : Luas tulangan bawah minimum (cm^2)

As : Luas satu penampang tulangan (cm^2).

d. Tulangan geser balok

Penentuan tulangan geser balok sama seperti tulangan geser kolom, adapun perhitungannya sebagai berikut :

$$100 \times \text{As/S} = \text{SHR/ N} \dots\dots\dots(2.21)$$

dimana, As : Luas satu penampang tulangan (cm^2)

S : Jarak sengkang (cm)

SHR : Luas total tulangan sengkang hasil SAPCON (cm^2)

N : Jumlah kaki sengkang

8. Perencanaan Shear Wall

Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 bahwa persyaratan perencanaan dinding geser diatur sebagai berikut :

a. Tebal dinding geser

- 1). Tebal dinding geser tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi dan tidak pula kurang 100 mm ($t_w \geq 100$ mm atau $h/t_w < 25$).
- 2). Tebal dinding geser luar bawah tanah dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 180 mm ($t_w \geq 180$ mm).

b. Penulangan vertikal

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.7.3 butir 2, bahwa rasio minimum dari luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton harus :

- 1). $A_v \text{ min} = 0,12\% A_g$, untuk batang deform $\varnothing < 16 \text{ mm}$, $f_y \geq 400 \text{ Mpa}$.
- 2). $A_v \text{ min} = 0,15\% A_g$, untuk baja deform lainnya.
- 3). $A_v \text{ min} = 0,12\% A_g$, untuk jaringan kawat las baja polos atau deform D $< 31 \text{ mm}$.

c. Penulangan horisontal

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.7.3 butir 3, bahwa :

- 1). $A_h \text{ min} = 0,20\% A_g$, untuk batang deform $\varnothing < 16 \text{ mm}$, $f_y \geq 400 \text{ Mpa}$.
- 2). $A_h \text{ min} = 0,25\% A_g$, untuk baja deform lainnya.
- 3). $A_h \text{ min} = 0,20\% A_g$, untuk jaringan kawat las baja polos atau deform D $< 31 \text{ mm}$.

d. Pengaturan jarak antar tulangan

Menurut pasal 3.14.15 butir 6-9 dalam SKSNI T-15-1991-03 bahwa :

- 1). Untuk dinding dengan $t_w > 250 \text{ mm}$ harus dipasang dua lapis tulangan pada setiap arah.
 - 2). Jarak antar tulangan vertikal diambil $\leq 200 \text{ mm}$ untuk daerah sendi plastis, dan $\leq 300 \text{ mm}$ untuk daerah lainnya.
 - 3). Jarak antar tulangan horisontal diambil < 6 kali diameter tulangan vertikal, atau $< t_w/2$, atau $< 150 \text{ mm}$ untuk daerah sendi plastis, dan diambil $< 3 l_w$ atau $< l_w/5$, atau $< 450 \text{ mm}$ untuk daerah lainnya.
- Dengan panjang daerah sendi plastis diambil $\geq l_w$ atau $h_{tot} / 6$, namun tidak boleh lebih besar dari $2 l_w$.