

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Umum

Dalam perencanaan dan perancangan komponen struktur beton dilakukan sedemikian rupa, sehingga tidak akan timbul retak-retak yang berlebihan pada waktu menerima dan mendukung beban, serta masih mempunyai sifat cukup aman. Struktur harus dirancang dengan mempunyai cadangan kekuatan untuk menahan beban tegangan lebih lanjut tanpa mengalami runtuh. Proses perancangan umumnya dimulai dengan memenuhi beberapa persyaratan antara lain, persyaratan terhadap lentur, kapasitas geser, defleksi retak dan panjang penyaluran, sehingga keseluruhan memenuhi persyaratan.

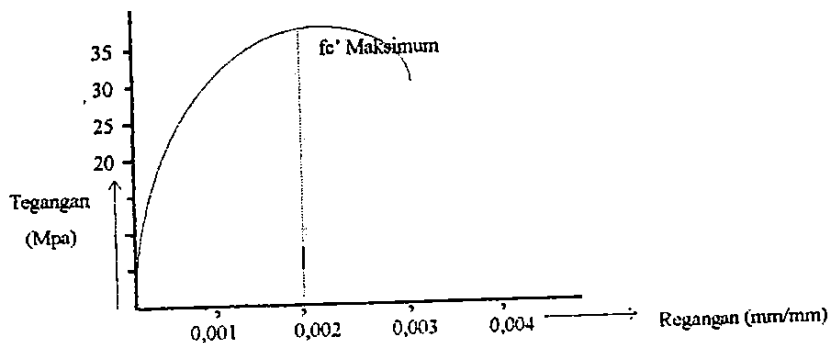
Suatu struktur bangunan dan komponen-komponen harus dirancang untuk mampu memikul beban lebih diatas beban yang diharapkan bekerja. Kapasitas lebih tersebut disediakan untuk memperhitungkan dua kemungkinan yang dapat terjadi yaitu terdapatnya beban kerja yang lebih besar dari yang ditetapkan dan terjadinya penyimpangan kekuatan komponen struktur, akibat bahan dasar ataupun pengerjaan yang tidak memenuhi persyaratan.

3.1.1. Dasar-dasar Perencanaan

Karakteristik yang paling penting dari suatu elemen struktur adalah kekuatan yang sesungguhnya. Kekuatan ini harus mempunyai

harga yang cukup besar, supaya dapat memikul, dengan masih mempunyai faktor keamanan yang cukup besar, semua dan sembarang beban yang mungkin akan bekerja padanya selama usia struktur tersebut, tanpa menyebabkan terjadinya keruntuhan atau kerugian-kerugian lainnya. Perilaku dari struktur yang mengalami pembebanan sebagian besar tergantung pada hubungan regangan-tegangan dari material pembentuknya, sesuai dengan jenis tegangan yang bekerja pada struktur (Winter, 1993, dalam Utomo, 1999).

Untuk bahan yang bersifat serba sama dan elastis, distribusi regangan maupun tegangan linier berupa garis lurus dari garis netral kenilai maksimum diserat tepi terluar. Dengan demikian nilai maksimumnya berbanding lurus dengan dicapainya batas sebanding (*Proportional Limit*). Berbagai hasil penelitian yang menunjukkan bahwa tegangan beton tekan kira-kira sebanding dengan regangannya hanya sampai pada tingkat pembebanan tertentu.

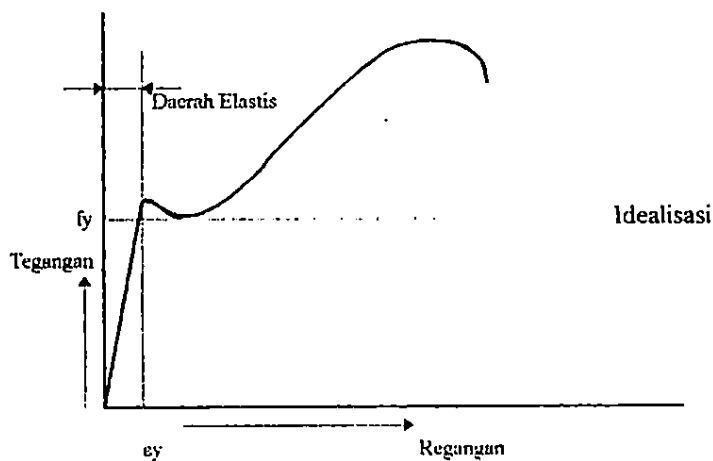


Gambar 3.1. Tegangan tekan benda uji beton (Dipohusodo, 1994)

Pada tingkat pembebanan ini, apabila beban ditambah terus, keadaan sebanding akan lenyap dan diagram tegangan tekan pada

penampang balok beton akan berbentuk setara dengan kurva tegangan-regangan beton tekan seperti pada gambar 3.1 diatas.

Seperti diketahui bahwa sifat beton tidak bisa menahan gaya tarik melebihi nilai tertentu tanpa mengalami retak-retak. Untuk itu agar beton dapat bekerja dalam suatu sistem struktur, perlu dibantu dengan memberi kekuatan penulangan yang terutama dalam mengemban tugas menahan gaya tarik yang akan timbul pada sistem tersebut. Untuk itu digunakan tulangan dari bahan baja yang memiliki sifat teknis yang menguntungkan. Sifat fisik bahan baja yang paling penting untuk digunakan dalam perhitungan perencanaan beton bertulang ialah tegangan luluh (f_y) dan modulus elastis (E_s). Suatu hubungan tipikal untuk batang baja tulangan dapat dilihat pada gambar 3.2.

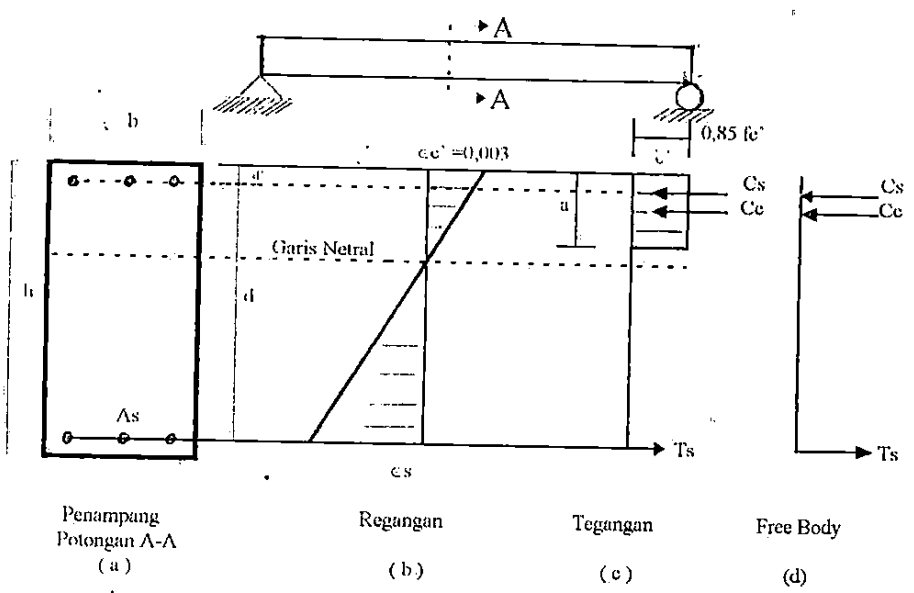


Gambar 3.2. Diagram tegangan-regangan tulangan baja
(Dipohusodo, 1994)

Metode perencanaan yang sering digunakan untuk sistem portal ialah metode perencanaan kekuatan batas (*Ultimate Strength Design Methode*), dengan anggapan bahwa hubungan sebanding antara tegangan dan anggapan dalam beton terdesak hanya berlaku sampai pada suatu batas keadaan pembebanan tertentu, yaitu pada tingkat beban sedang. Pada metode kekuatan batas (*Ultimit*), service load (*beban kerja*) diperbesar, dikalikan suatu faktor beban pada saat keruntuhan diambang pintu. Kemudian dengan menggunakan beban kerja yang sudah diperbesar (*beban terfaktor*) tersebut, struktur direncanakan sedemikian sehingga dicapai nilai kuat guna pada saat runtuh yang besarnya kira-kira lebih kecil sedikit dari kuat batas sesungguhnya. Kekuatan pada saat runtuh dinamakan beban ultimit. Kuat rencana penampang komponen struktur didapatkan melalui perkalian kuat teoritis atau kuat nominal dengan faktor kapasitas yang dimaksudkan untuk memperhitungkan kemungkinan buruk yang berkaitan dengan faktor-faktor bahan, tenaga kerja, ukuran-ukuran, dan pengendalian mutu pekerjaan pada umumnya. Kuat teoritis atau kuat nominal diperoleh berdasarkan pada keseimbangan statis dan kesesuaian regangan-tegangan yang tidak linier didalam penampang komponen tertentu.

Pada gambar 3.3. dapat dilihat distribusi tegangan dan regangan yang timbul pada keadaan pembebanan ultimit dimana apabila kapasitas batas kekuatan beton terlampaui dan tulangan baja mencapai

luluh, balok mengalami hancur. Sampai dengan tahap ini tampak bahwa tercapainya kapasitas ultimit merupakan proses yang tidak dapat berulang. Komponen struktur telah retak dan tulangan baja meluluh, mulur terjadi lendutan besar, dan tidak akan dapat kembali ke panjang semula. Bila komponen lain dari sistem mengalami hal yang sama, mencapai kapasitas ultimitnya, struktur secara keseluruhan remuk dalam strata runtuh atau setengah runtuh meskipun belum hancur secara keseluruhan. Walaupun tidak dapat dijamin sepenuhnya untuk dapat terhindar dari keadaan tersebut, namun dengan menggunakan beberapa faktor aman tercapainya keadaan ultimit dapat diperhitungkan serta dikendalikan (Dipohusodo, 1994).



Gambar 3.3. Perilaku lentur pada balok ultimit (Dipohusodo, 1994)

Pada struktur beton rangka terbuka persyaratan dasar perencanaan di daerah gempa adalah bahwa batang-batang horisontal (*balok-balok*) harus runtuh lebih dahulu sebelum terjadinya kerusakan-kerusakan pada batang-batang vertikal (*kolom-kolom*).

Sumber ketidakpastian dapat diperinci sebagai berikut :

- a) Besar bahan yang sebenarnya terjadi dapat berbeda dengan beban yang ditentukan dalam perencanaan..
- b) Beban yang sebenarnya bekerja pada struktur mungkin didistribusikan dengan cara yang berbeda dari yang ditentukan dalam perencanaan.
- c) Asumsi-asumsi dan penyederhanaan-penyederhanaan yang dilakukan didalam analisis struktur bisa memberikan hasil perhitungan pembebanan seperti momen, geser dan lain-lainnya yang berbeda dengan besar gaya-gaya yang sebenarnya pada struktur.
- d) Perilaku struktur yang sebenarnya dapat berbeda dari perilaku yang dimisalkan dalam perencanaan, disebabkan karena tidak sempurnanya pengetahuan mengenai kenyataan yang sesungguhnya terjadi.
- e) Besar dimensi batang yang sesungguhnya terdapat dilapangan dapat berbeda dari dimensi yang ditentukan oleh perencana.
- f) Letak tulangan mungkin tidak pada posisi yang sebenarnya.

- g) Kekuatan material yang sesungguhnya mungkin berbeda dari yang ditetapkan oleh perencana.

3.1.2. Konsep Desain Kapasitas

Konsep desain kapasitas seperti ditetapkan dalam SK SNI T-15-1991-03 merupakan konsep perencanaan struktur yang dapat menjamin suatu struktur yang tidak akan rusak jika terjadi gempa kecil atau sedang. Adapun pada saat dilanda gempa kuat yang jarang sekali terjadi diharapkan struktur tersebut mampu berperilaku duktail, dengan cara memancarkan energi gempa yang terjadi pada struktur, dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk kedalam struktur tersebut. Dengan menerapkan konsep desain kapasitas ini, maka diharapkan akan dapat suatu struktur yang jauh lebih ekonomis dibandingkan apabila struktur tersebut harus tetap elastis pada saat gempa kuat. Besarnya tiap pembebanan gempa tidak berperilaku universal, melainkan sangat bervariasi untuk masing-masing wilayah tergantung dari kondisi, seismoteknik, geografis dan geologi setempat. Dalam wilayah Indonesia terdapat beberapa daerah dengan perbedaan tingkat risiko gempa. Hal ini menyebabkan perlunya penentuan taraf pembebanan gempa yang berbeda-beda pula.

3.1.3. Dasar Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan untuk gempa rencana terhadap bangunan dibedakan menjadi dua cara, yaitu Analisis Beban Statis Ekuivalen dan Analisis Dinamis. Dua cara analisis beban gempa tersebut dipakai

untuk menghitung beban/gaya geser, dengan perbedaan pemakaian satu dengan yang lain diatur dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SKBI 1.3.53.1987.

Dalam peraturan ini ditentukan persyaratan perencanaan dan penentuan beban gempa untuk struktur (*Rumah dan Gedung*) yaitu gedung-gedung yang termasuk dalam salah satu dari ketentuan berikut :

- a) Semua rumah dan gedung yang mempunyai luas lantai lebih dari 20 m^2 .
- b) Setiap rumah dan gedung yang tingginya lebih dari 5 m.
- c) Semua rumah dan gedung yang dapat dimasuki oleh umum.
- d) Semua dinding pasangan atau beban yang tingginya lebih dari 1,5 m.
- e) Tangki-tangki yang dinaikan dengan kapasitas sampai 200 m^3 (*tangki yang lebih besar dari ini hendaknya ditinjau ulang secara khusus*).

3.2. Analisis Beban Statis Ekuivalen

Metode analisis beban statis ekuivalen merupakan cara analisis struktur akibat beban gempa dengan ketentuan pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statis horisontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah.

Cara analisis ini merupakan cara pendekatan dari cara analisis dinamis untuk mendistribusikan beban gempa pada lantai. Apabila beban-beban

gempa pada tiap lantai telah diperoleh, kemudian dengan menggunakan teori mekanika teknik dapat dihitung dalam struktur.

3.2.1. Beban Gempa Horisontal

Pengaruh komponen horisontal dan gempa ini dianggap ekivalen dengan beban statik horisontal dan harus ditinjau secara bersama pada setiap tingkat lantai dan atap dari gedung.

Untuk merencanakan balok biasanya cukup meninjau beban gempa yang searah, akan tetapi untuk merencanakan kolom atau dinding geser sebaiknya berupa kombinasi dari 100 % gempa arah X dan 30 % gempa arah Y, serta 30 % arah X dan 100 % arah Y (X dan Y sumbu horisontal denah gedung yang saling tegak lurus). Besar beban gempa rencana menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung dapat dinyatakan dengan persamaan :

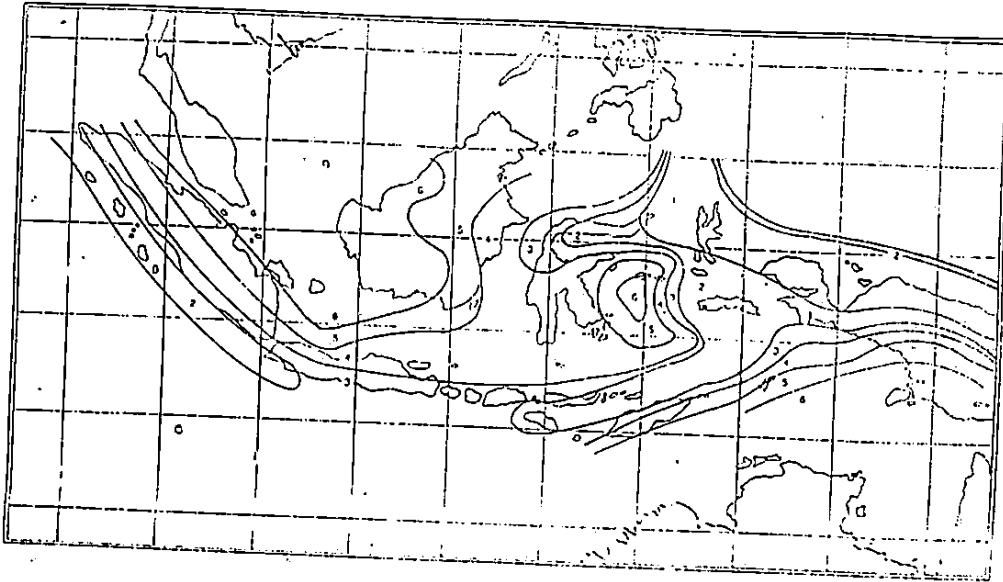
$$V = C . I . K . Wt \dots\dots\dots (1-0)$$

3.2.2. Koefisien Gempa Dasar

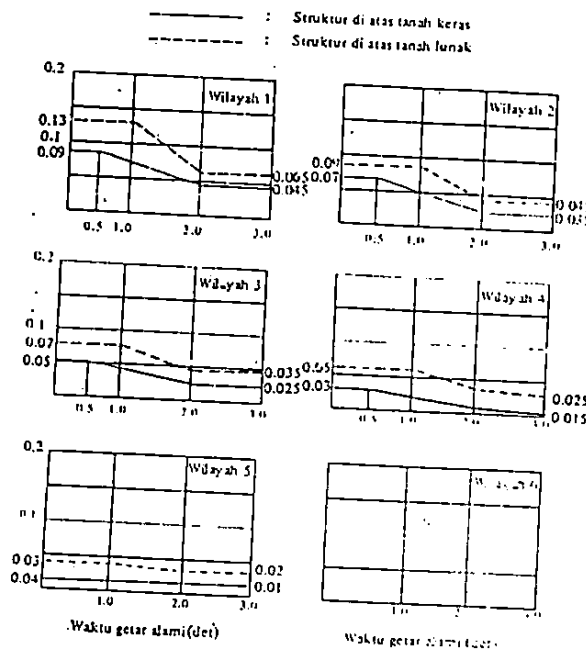
Koefisien gempa dasar berfungsi untuk mengasumsi agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekwensi terjadinya gerakan tanah yang bersifat sangat merusak dan berbeda-beda pada setiap daerah wilayah gempa.

Wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan

Gedung menentukan besarnya nilai koefisien gempa dasar seperti yang terlihat pada gambar 3.4 dan 3.5.



Gambar 3.4 Peta wilayah gempa Indonesia (Gedeon dan Takim, 1993)



Gambar 3.5 Koefisien gempa dasar (Gedeon dan Takim, 1993)

3.2.3. Faktor Keutamaan (I)

Faktor keutamaan suatu struktur terhadap bahaya gempa tergantung dari beberapa besar tingkat kepentingan struktur tersebut akan difungsikan, oleh karena itu semakin penting struktur tersebut harus semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan (I) dipakai untuk memperbesar beban gempa dengan periode ulang lebih panjang atau dengan kata lain untuk tingkat kerusakan yang lebih kecil.

Nilai (I) yang lebih besar dari 1,0 dipakai untuk struktur yang penting, agar struktur tersebut tetap berfungsi setelah terjadi gempa yang besar.

Tabel III.1. Faktor Keutamaan Jenis Gedung

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

3.2.4. Waktu Getar Alami Struktur (T)

Untuk keperluan analisis pendahuluan struktur dan pendimensian pendahuluan dari unsur-unsurnya, waktu getar alami struktur gedung dalam detik dapat ditentukan dengan rumus-rumus pendekatan sebagai berikut :

3.2.4.1. Untuk struktur-struktur gedung berupa portal-portal tanpa uinsur-unsur pengaku yang membatasi simpangan :

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \text{ untuk portal baja(1-1)}$$

$$T = 0,060 \cdot H^{3/4} \text{ untuk portal beton(1-2)}$$

dengan :

H = Tinggi bagian utama gedung, dihitung dari tempat penjepit
(dalam meter)

3.2.4.2. Untuk struktur-struktur gedung lain :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \text{(1-3)}$$

dengan :

h_i = Tinggi lantai I dari titik penjepit tanah (dalam meter)

F_i = Beban Horisontal yang terpusat pada lantai I (dalam Kilogram)

3.2.5. Struktur Rangka Daktalitas Penuh

Dalam perencanaan struktur dengan sifat daktalitas mempunyai tujuan untuk pengendalian dan mempertahankan perilaku elastoplastis dalam struktur pada waktu menahan gaya gempa, dimana perilaku

struktur masih kuat melampaui batas elastis harus terjamin dengan baik. Apabila struktur tersebut telah ditentukan, maka tempat-tempat yang direncanakan bagi sendi-sendi plastis untuk pemencaran energi harus ditentukan dan dibuatkan detailnya, sedemikian sehingga struktur bersangkutan benar-benar berperilaku daktail.

Daktalitas suatu struktur pada hakikatnya adalah perbandingan antara simpangan maksimum rencana dengan simpangan luluh awal pada komponen struktur yang ditinjau. Standar SK SNI T-15-1991-03 menetapkan tingkatan daktalitas rencana untuk beton bertulang, yang dibagi dalam tiga kelas sebagai berikut :

3.2.5.1. Tingkat daktalitas 1

Struktur dengan daktalitas 1 harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. Untuk ini beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K=4$.

3.2.5.2. Tingkat daktalitas 2

Struktur dengan tingkat daktalitas 2 atau daktalitas terbatas ($\mu = 2,0$) 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.

3.2.5.3. Tingkat daktilitas 3

Struktur dengan tingkat daktilitas 3 atau daktilitas penuh ($\mu = 4,0$) harus direncanakan, terhadap siklus gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Hal ini beban gempa diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1,0.

3.3. Persyaratan Perencanaan Struktur Rangka Beton Bertulang

Pada struktur beton rangka terbuka persyaratan dasar perencanaan didaerah rawan gempa adalah, bahwa batang-batang horisontal (*balok*) harus runtuh lebih dahulu, sebelum terjadinya kerusakan-kerusakan pada batang-batang vertikal (*kolom*).

Balok pada umumnya tidak akan runtuh meskipun sudah terjadi kerusakan yang besar pada sendi-sendi plastis, sedangkan kolom akan runtuh segera akibat beban vertikal walaupun baru terjadi kerusakan kecil.

Jenis-jenis keruntuhan yang terjadi harus diakibatkan oleh lentur bukan akibat, keruntuhan joint-joint diantara batang-batang harus dihindari, yang dipilih adalah keruntuhan dektail bukan keruntuhan getas.

3.3.1. Perencanaan Balok Terhadap Lentur

3.3.1.1. Momen Rencana Balok

Menentukan kuat balok dapat dilakukan dengan menghitung beban momen dan kuat perlu balok portal yang dinyatakan dengan M_{ub} ditentukan dengan berdasarkan kombinasi pembebanan sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2M_{D,b} + 1,6M_{L,b} \dots\dots\dots (1-4)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{L,br} \pm M_{E,b}) \dots\dots\dots (1-5)$$

$$M_{u,b} = 0,9M_{D,b} \pm M_{E,b} \dots\dots\dots (1-6)$$

dengan :

$M_{D,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor.

$M_{L,br}$ = Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai tingkat yang ditinjau, sesuai dengan "Tata Cara Pembebanan untuk rumah dan Gedung 1987" dan "Peraturan Muatan Indonesia 1970"

$M_{E,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban gempa tak berfaktor.

3.3.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

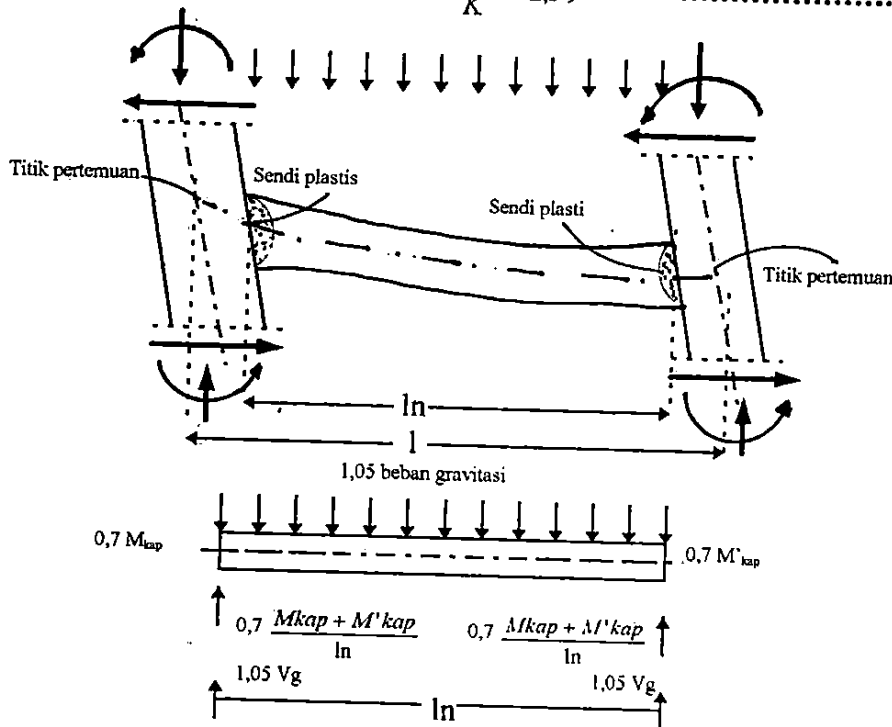
Sesuai dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus

dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (*positif dan negatif*), menurut persamaan berikut :

$$V_{u,b} = 0,7 \times \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} + 1,05 \dots \dots \dots (1-7)$$

tetapi tidak lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,07 \left\{ V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right\} \dots \dots \dots (1-8)$$



Gambar 3.6. Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya

dengan :

M_{kap} = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom.

M'_{kap} = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom.

L_n = Bentang bersih balok.

$V_{D,b}$ = Gaya geser balok akibat beban mati .

$V_{L,b}$ = Gaya geser balok akibat beban hidup .

$V_{E,b}$ = Gaya geser balok akibat beban gempa.

K = Faktor jenis struktur ($K > 1,0$).

3.3.3. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Kuat Lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka baik $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut.

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \omega_d \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots (1-9)$$

atau

$$M_{u,k} = 0,7 \omega_d \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots\dots\dots (1-10)$$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k}) \dots\dots\dots (1-11)$$

dengan :

ω_d = Faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3

α_k = Faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau xsesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

$$\sum M_{kap,b} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka} \dots\dots\dots (1-12)$$

dengan :

$M_{kap, ki}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

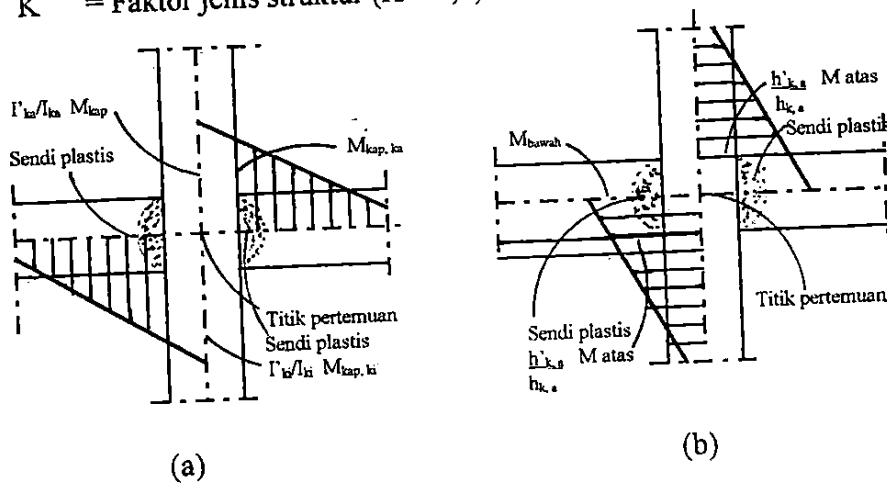
$M_{kap, ka}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom

$M_{D,k}$ = Momen pada kolom akibat beban mati .

$M_{L,k}$ = Momen pada kolom akibat beban hidup .

$M_{E,k}$ = Momen pada kolom akibat beban gempa.

K = Faktor jenis struktur ($K > 1,0$)



Gambar 3.7. Pertemuan balok kolom dengan sendi plastis pada ujung balok disebelah kiri dan sebelah kanan.

Sedangkan beban aksial rencana $N_{u, k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktalitas penuh dihitung dari :

$$N_{u, k} = \frac{0,75 \cdot R_n \sum M_{kap, b}}{l_b} + 1,05 N_{g, k} \dots \dots \dots (1-13)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih dari :

$$N_{u, k} = 1,05 N_{g, k} + \frac{4,0}{K} N_{E, k} \dots \dots \dots (1-14)$$

dengan :

R_n = Faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

$$1,0 \quad \text{untuk } 1 < n < 4$$

$$1,1 - 0,025 n \quad \text{untuk } 4 < n < 20$$

$$0,6 \quad \text{untuk } n > 20$$

n = Jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau

l_b = Bentang balok dari pusat ke pusat kolom

$N_{g,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{g,k}$ = Gaya aksial akibat beban gempa

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus dapat memperhitungkan pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah lain tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan).

3.3.4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser.

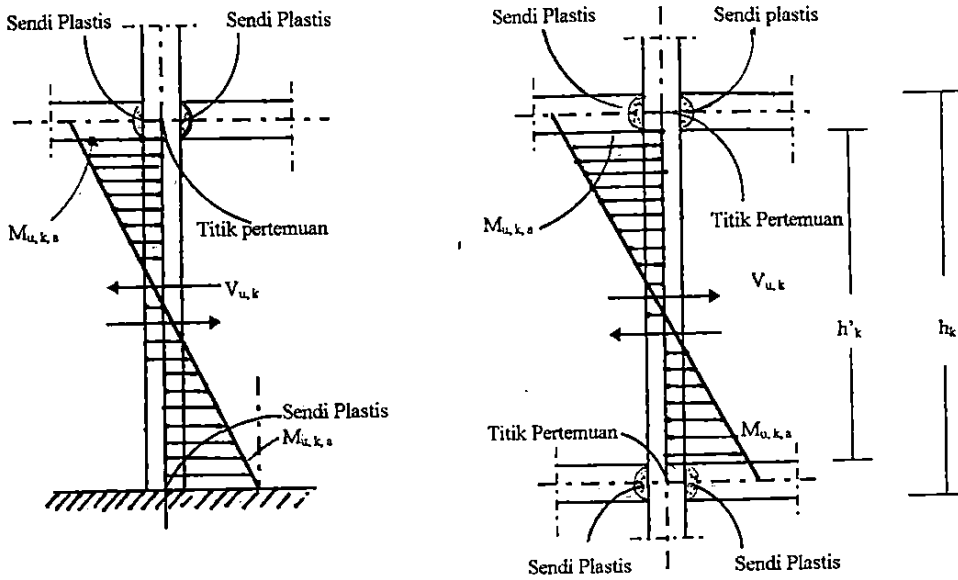
Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'k} \dots\dots\dots (1-15)$$

Untuk Kolom lantai dasar

dan dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari

$$V_{u,k} = 1,05 (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k}) \dots\dots\dots(1-16)$$



(a) Kolom lantai dasar

(b) Kolom lantai atas

Gambar 3.8. Kolom lantai dasar dan kolom lantai atas dengan $M_{u,k}$ yang ditetapkan berdasarkan kapasitas sendi plastis Balok

Dengan :

$M_{u,k \text{ atas}}$ = Momen rencana kolom ujung atas dihitung pada muka balok

$M_{u,k \text{ bawah}}$ = Momen rencana kolom ujung bawah dihitung pada muka balok

$M_{kap,k \text{ atas}}$ = Kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar :
 $\phi M_{nak,k}$

$M_{kap,k \text{ bawah}}$ = Kuat lentur ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang).

h'_k = Tinggi bersih kolom

$V_{D,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban mati.

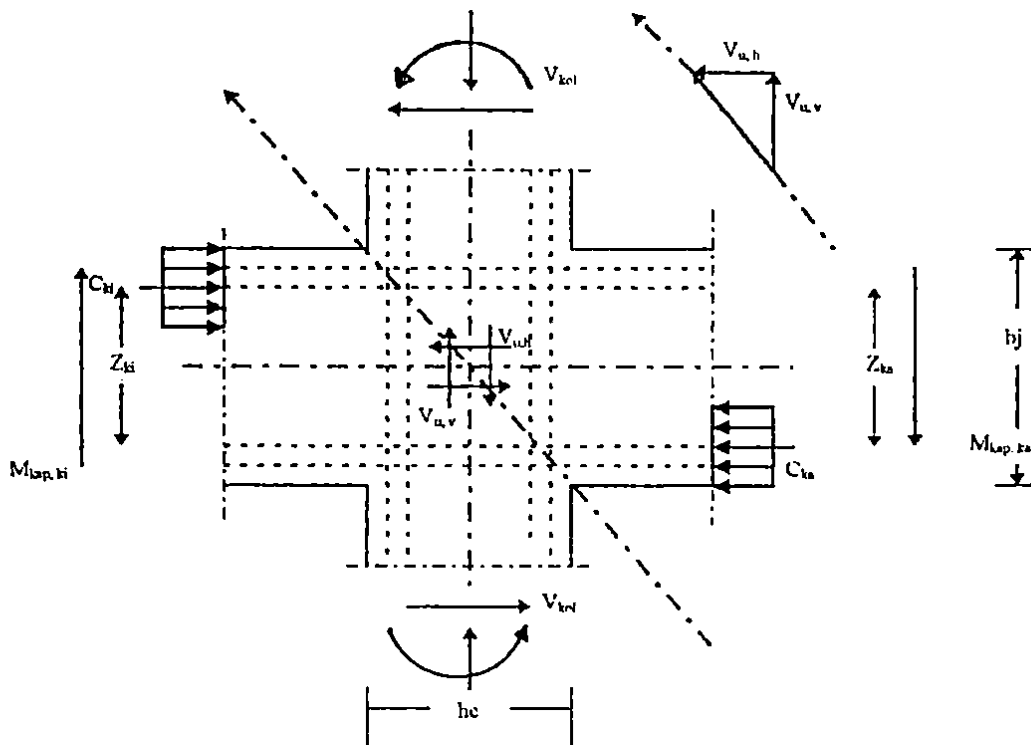
$V_{L,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$ = Gaya geser kolom akibat beban gempa.

3.3.5. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu $V_{u,k}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u,v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu.

Gaya-gaya yang membantu keseimbangan pada join rangka adalah seperti terlihat pada gambar 3.9. sebagai berikut :



Gambar 3.9. Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok.

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots (1-17)$$

$$C_k = T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots (1-18)$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots (1-19)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left[\frac{L_{ki}}{L_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{L_{ka}}{L_{ka}'} M_{kap,ka} \right]}{1/2(hk,a + hk,b)} \dots\dots\dots (1-20)$$

Tegangan geser horisontal nominal dalam join adalah :

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} \dots\dots\dots (1-21)$$

dengan :

b_j = Lebar efektif join (mm)

h_c = Tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau (mm)

V_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1,5 \sqrt{f_c}$ (Mpa)

gaya geser horisontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti

join yaitu :

- a) Serat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V_{ek} .
- b) Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan serat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{jh} .

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan nol kecuali bila :

3.3.5.1. Tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton diatas join termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1 f_c'$ maka :

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{\left[\frac{Nu, k}{As} \right]} - 0,1 f_c' b_j h_c \dots \dots \dots (1-22)$$

3.3.5.2. Balok diberi gaya prategang yang melewati join maka:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \dots \dots \dots (1-23)$$

dengan pcs adalah gaya permanen dalam baja prategang yang terletak disepertiga bagian tengah tinggi kolom

3.3.5.3. Seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang balok diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 A_s/A_s V_{jh} \left[1 + \frac{Nu, k}{0,4 \cdot Ag \cdot f_c'} \right] \dots \dots \dots (1-24)$$

dimana rasio A_s/A_s tidak boleh diambil lebih besar dari 1.

Dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom maka kemampuan mekanisme strat tekan berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan melalui tulangan tekan. Pelelehan pada tulangan juga dapat mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk kedalam inti join sehingga ikatan antara tulangan dengan strat tekan berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekanan pada join, sendi plastisnya terletak bersebelahan dengan muka kolom tidak bekerja, sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul

oleh V_{sh} (bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas join kurang dari $0,1 f_c'$).

Bila $\rho_c < 0,1 f_c'$ maka :

$$V_{sh} = V_{jh} - 2/3 \sqrt{\left[\frac{Nu, k}{As} \right]} - (0,1 f_c') b_{jh} \dots\dots\dots(1-25)$$

pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{ch} = V_{jh} - 0,5 A_s/A_s V_{jh} \left[1 + \frac{Nu, k}{0,4 Ag. f_c'} \right] \dots\dots\dots (1-26)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horisontal yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakan didaerah tekan join efektif b_j tidak boleh kurang dari

$$A_j = \frac{V_{jh}}{f_y} \dots\dots\dots(1-27)$$

Kegunaan sengkang horisontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser join vertikal V_{jv} dapat dihitung dari

$$V_{jv} = V_{jv} \frac{hc}{b_j} \dots\dots\dots (1-28)$$

sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots\dots\dots (1-29)$$

menjadi

$$V_{ch} = A_{sc} \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left[0,6 + \frac{Nu, k}{Ag. f_c'} \right] \dots\dots\dots (1-30)$$

dengan

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tekan

A_{sc} = Luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_v}$$

Tulangan geser join vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*intermediate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertikal (Gedeon dan Takim)

3.4. Perhitungan Gaya Dalam

3.4.1. Penjelasan Umum

Dalam menghitung beban-beban yang bekerja dalam suatu struktur baik beban mati, beban hidup maupun beban gempa dapat digunakan bermacam-macam metode salah satunya dengan bantuan program komputer misalnya : **Microfeap-P1, SAP-90, Sans** dan sebagainya. Dalam perhitungan gaya dalam untuk tugas akhir ini digunakan bantuan program komputer SAP-90.

Program SAP-90 (*Structural Analisis Program 90*) Release 5.4. diprogram oleh Profesor Edward L. Wilson¹, yang merupakan salah satu software yang digunakan untuk menganalisis suatu struktur teknik

¹ Profesor Edward L. Wilson merupakan guru besar Universitas Avenue Berkeley California USA.

sipil, dan pada saat ini banyak dipergunakan dalam bidang jasa konsultan perencanaan struktur.

Pengoperasian SAP-90 dapat dilakukan dengan memori minimal 640 Kb, Math Prosesor dan sebuah hard disk dengan kapasitas 30 MB, sedang kapsitas problem yang dapat diolah dengan konfigurasi seperti diatas adalah 10000 join/titik. Program SAP-90 mampu menganalisis struktur bangunan secara 3 dimensi dan 2 dimensi dan didalamnya dipergunakan Standar Tata Cara Perhitungan ACI 318-86.

3.4.2. Input Data SAP-90

Input data SAP-90 berupa blok-blok data, yang antara blok satu dengan blok berikutnya dibatasi oleh sparaor (:). Informasi data yang ditulis dalam blok-blok data ini sangat penting, sebab berhasil tidaknya kita membuat input data yang dapat dimengerti oleh SAP-90 tergantung dari isi blok-blok data yang kita masukan. Macam-macam blok SAP-90 yang akan dipergunakan didalam menganalisis struktur bangunan adalah sebagai berikut :

3.4.2.1. Beri judul (Title Line)

SAP-90 hanya memberikan satu baris judul dengan 70 karakter, baris judul ini akan dicetak pada setiap bagian atas halaman, dari output file yang dihasilkan dalam eksekusi SAP-90. Khusus untuk judul ini batas akhirnya tanpa sparator.

3.4.2.2. Blok Data System

Blok data system berfungsi sebagai informasi kontrol yang akan dianalisis, blok data sistem ini sifatnya mandatory dengan bentuk sebagai berikut :

3.4.2.2.1. Blok data joins

Blok data joints berfungsi mendefinisikan kedudukan join-join dari struktur sesuai dengan koordinatnya. Blok data join ini adalah mandatory dengan bentuk sebagai berikut :

3.4.2.2.2. Blok Data Restraints

Setiap join dari model struktur memiliki 6 komponen perpindahan (*displacement*), yaitu terdiri dari tiga komponen pertama merupakan perpindahan geser searah sumbu global X, Y, Z dan 3 komponen terakhir merupakan perputaran sumbu global (*global rotations*) RX, RY, RZ. Keenam komponen perpindahan ini dikenal sebagai degrees of freedom titik buhul (*derajat kebebasan pada join*). Komponen-komponen tersebut mempunyai konstanta dengan nilai 0 dan 1 (*untuk komponen yang memiliki nilai konstanta 0 berarti komponen yang bersangkutan dalam kondisi aktif, tetapi*

apabila bernilai 1 maka komponen tersebut tidak aktif).

3.4.2.2.3. Blok Data Frame

Blok data Frame ini mendefinisikan sifat-sifat elemen struktur, lokasi pembebanannya ada dalam model tiga dimensi, setiap dua dimensi atau elemen rangka atau berbagai elemen rangka tiga dimensi yang kemungkinan berbentuk elemen kotak yang khusus.

3.4.2.2.4. Blok Data Loads

Beban terpusat dan momen dapat diberlakukan pada joint dalam struktur. Blok data LOADS mendefinisikan beban join sesuai dengan jumlah kondisi pembebanan (*sejumlah nld*). Beban tidak dapat diberlakukan pada derajat kebebasan yang dikekang (*restrained degree of freedom*).

3.4.2.2.5. Blok data COMBO

Blok data COMBO dipergunakan untuk mendefinisikan kombinasi pembebanan yang bekerja pada struktur. Kombinasi pembebanan yang didefinisikan sebagai kombinasi linier dari kondisi pembebanan nld yang didefinisikan maka keluaran program yang berhubungan dengan kondisi beban

nd dan kondisi dinamis diperoleh tanpa mendefinisikan satu kombinasi pembebanan yang diinginkan.

3.4.2.3. Output Data SAP-90

SAP-90 merupakan rangkaian awal pemrograman komputer untuk menganalisis dan merencanakan struktur bangunan, adapun hasil keluaran dari program SAP-90 ini masih berupa file-file data hasil analisis struktur dari konstruksi yang dianalisis yaitu berupa file-file sebagai berikut :

- a) FILE. SAP, berisi sebuah tabulasi dari informasi blok-blok data yang ada.
- b) FILE. SOL, berisi data ragam bentuk, perpindahan join, dan reksi join.
- c) FILE. F3F, berisi data besar gaya elemen dari elemen FRAME.
- d) FILE. ERR, berisi peringatan dan kesalahan yang terjadi selama proses eksekusi.
- e) FILE. EIG, berisi data eigenvalues hubungan frekwensi dengan periode waktu

Bagan Alir program SAP-90 dapat dilihat pada lampiran 2.