

BAB III

LANDASAN TEORI

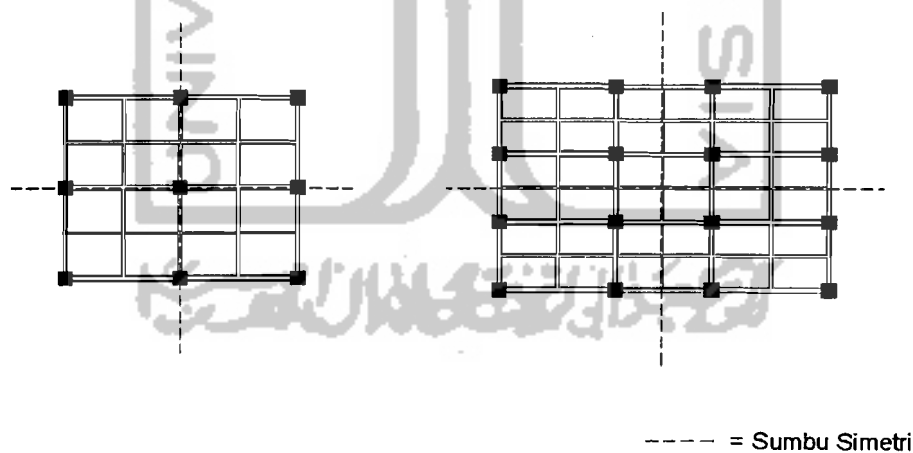
3.1. Pendahuluan

Sesuai dengan fungsinya, portal adalah suatu rangka struktur yang harus mampu menahan beban-beban yang bekerja, baik beban mati, beban hidup yang merupakan beban statik, maupun beban-beban dinamik seperti beban gempa. Berbagai peraturan perencanaan bangunan tahan gempa yang berlaku di negara lain termasuk pedoman perencanaan tahan gempa yang berlaku di Indonesia menetapkan suatu taraf beban gempa rencana yang menjamin suatu struktur tidak akan rusak pada saat dilanda gempa kecil atau sedang, dan pada saat dilanda gempa kuat yang jarang terjadi. Struktur tersebut harus mampu berperilaku duktail dengan memancarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur.

Pada perencanaan bangunan, tidak jarang dihadapi struktur-struktur gedung yang tidak beraturan. Dari segi analisis hal ini tidak menjadi masalah, dengan tersedianya berbagai perangkat lunak bantu dari komputer yang cukup canggih saat ini. Disertai pula dengan kemampuan tinggi menganalisis struktur yang rumit, seyogyanya dipakai juga untuk mengontrol perilaku struktur tersebut dalam responnya terhadap gempa. Pengontrolan ini dilakukan terkait dengan kenyamanan penghuni gedung saat terjadi gempa.

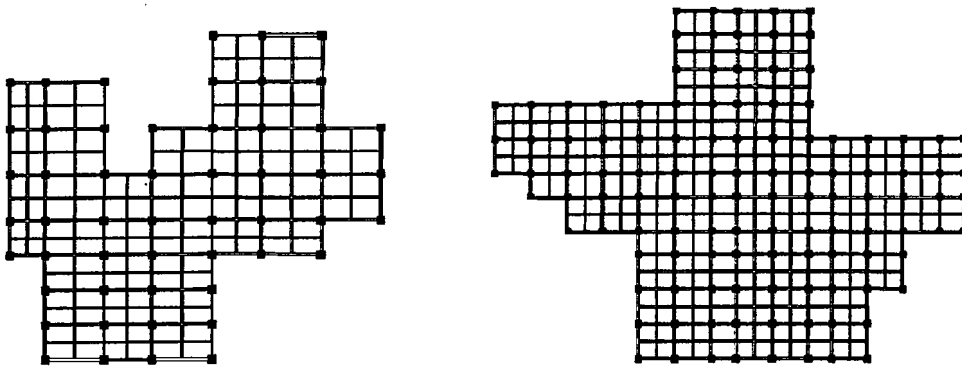
3.2. Model Denah Bangunan

Dilihat dari konfigurasi struktur secara umum dapat dikategorikan menjadi bangunan yang beraturan maupun yang tidak beraturan. Untuk kategori bangunan yang beraturan terdapat pasal-pasal yang menjelaskan persyaratan untuk bangunan tersebut (PPKDURDG, 2002). Pada tahap perencanaan kadang dijumpai denah bangunan yang asimetris. Pada konfigurasi bangunan asimetris memang tidak mempunyai sebuah sumbu simetris. Struktur bangunan asimetris dapat di analisis dengan cara analisis tiga-dimensi atau *complete three-dimensional analysis* atau dengan suatu analisis penuh struktur dua-dimensi atau *full-structure two-dimensional analysis*. Gambar 3. 1 menunjukkan sebuah contoh denah struktur bangunan yang memiliki sumbu simetri sehingga bangunan tersebut dapat dikategorikan sebagai bangunan yang simetris.



Gambar 3. 1. Denah struktur yang simetris dan mempunyai sumbu simetri

Berbeda dengan Gambar 3. 2, bangunan ini tidak memiliki sumbu simetri sehingga bangunan ini dikategorikan sebagai bangunan yang tidak simetris.



Gambar 3. 2. Denah struktur yang tidak simetris dan tidak mempunyai sumbu simetri

Pada bangunan yang regular letak antara pusat kekakuan dan pusat *massa* diperkirakan akan selalu berhimpit. Namun pada bangunan yang asimetris akan ada jarak antara pusat *massa* dan pusat kekakuan. Jarak antara pusat *massa* dan pusat kekakuan ini dinamakan sebagai eksentrisitas teoritis (e_c). Jika nilai $0 \leq e_c \leq 0,3 \cdot b$ maka nilai e_d harus diperhitungkan dengan persamaan $e_d = 1,5 \cdot e_c + 0,05 \cdot b$ atau $e_d = e - 0,05 \cdot b$. Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana eksentrisitas rencana e_d antara pusat *massa* dan pusat kekakuan harus ditinjau baik dalam analisis statik maupun analisis dinamik 3 dimensi. (PPKGURDG, 2002).

Gaya horizontal yang terjadi akibat gempa diasumsikan bekerja pada pusat-pusat massa. Untuk distribusi gaya kearah vertical maka umumnya sudah sepakat bahwa gaya-gaya tersebut akan bekerja pada masing-masing lantai tingkat. Apabila dilihat secara keseluruhan bangunan pada bidang horizontal, maka gaya gempa akan bekerja pada pusat massa CM (*center of mass*). Untuk menentukan letak pusat massa maka dipakai statik momen unit-unit massa baik terhadap sumbu X. maupun terhadap sumbu Y.

Selain pusat massa CM, pada desain bangunan tahan gempa juga perlu diketahui letak pusat kekakuan CS (*Center of Stiffness*). Cara menghitungnya identik dengan cara menentukan pusat massa hanya saja unsur-unsur yang dipakai adalah kekakuan kolom dan kekakuan *walls*. Apabila letak pusat kekakuan sudah diperoleh maka dapat diketahui apakah terdapat eksentrisitas beban gempa.

3.3. Sistem Struktur

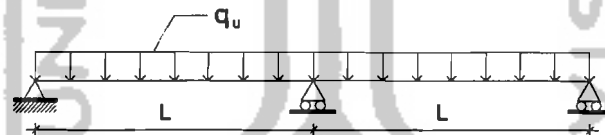
Dari berbagai tipe sistem struktur, masih bisa dikelompokkan menjadi 2 bagian berdasarkan pemakaian sumbu koordinat, yaitu struktur portal 2 dimensi dan struktur portal 3 dimensi. Balok menerus, sistem Struktur Bidang, dan sistem Struktur Grid, dapat dikategorikan sebagai sistem struktur 2 dimensi, sedangkan sistem Struktur Ruang dikategorikan sebagai sistem struktur 3 dimensi.

Sedangkan sistem struktur secara umum terbagi menjadi beberapa macam, seperti sistem struktur jembatan, gedung, tangki, bendungan dan sebagainya. Secara khusus penamaan ini dibedakan dari fungsi sistem menerima beban luar. Bagi kajian analisis sistem struktur dibedakan dua kategori dasar sistem, yaitu, struktur Kerangka (Portal) dan Struktur Kontinum.

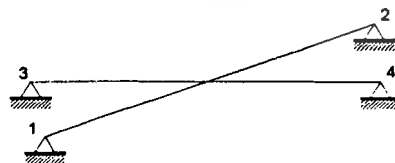
Suatu sistem struktur kerangka terdiri dari rakitan elemen struktur. Dalam sistem struktur beton bertulang, elemen balok, kolom atau dinding geser membentuk struktur kerangka yang disebut juga sistem struktur portal. Hubungan elemen pembentuk sistem portal ini biasanya kaku/monolit, serta ukuran penampang elemen (lebar atau tinggi) adalah kecil bila dibandingkan dengan

bentang. Sistem struktur yang tidak dapat dibedakan unsur elemennya, seperti pelat, cangkang, atau tangki dinamakan sistem struktur Kontinum.

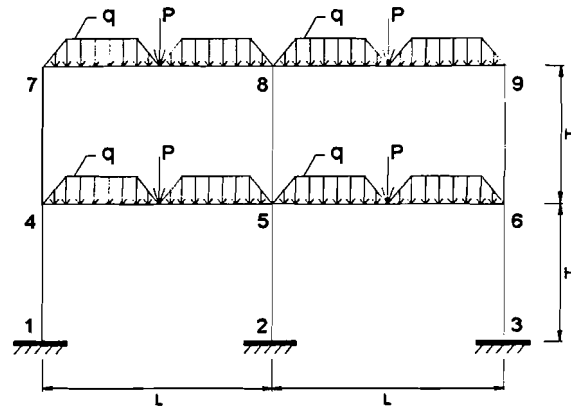
Balok menerus seperti pada Gambar 3. 3 merupakan konstruksi yang paling sederhana. Elemen balok terletak pada satu sumbu dan menerima beban luar transversal terhadap sumbu tersebut. Sistem struktur seperti pada Gambar 3. 5 disebut Portal Bidang. Semua unsur elemen struktur berada dalam bidang portal. Demikian pula halnya dengan beban luar yang bekerja. Struktur Grid seperti pada Gambar 3. 4 mempunyai unsur elemen pada suatu bidang datar dan semua beban luar bekerja transversal pada bidang tersebut. Portal Ruang seperti ditunjukkan pada Gambar 3. 6, merupakan pemodelan tipe struktur portal yang ideal bagi sistem struktur kerangka, karena pemodelannya berupa sistem struktur dalam ruang (tiga dimensi), seperti sistem struktur bangunan yang sesungguhnya.



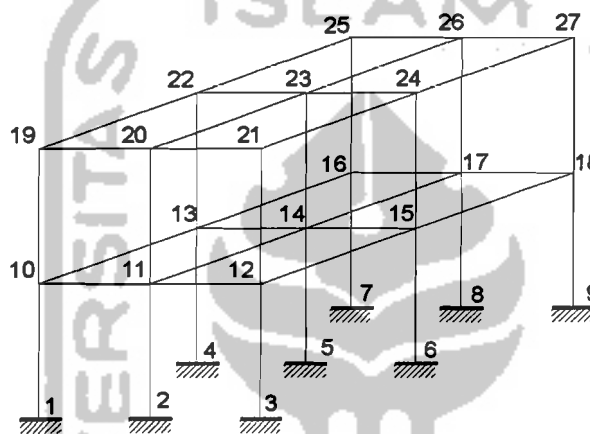
Gambar 3. 3. Struktur Balok Menerus



Gambar 3. 4. Struktur Grid



Gambar 3. 5. Struktur Portal Bidang (2D)



Gambar 3. 6. Struktur Portal Ruang (3D)

3.3.1. Sistem Koordinat Global

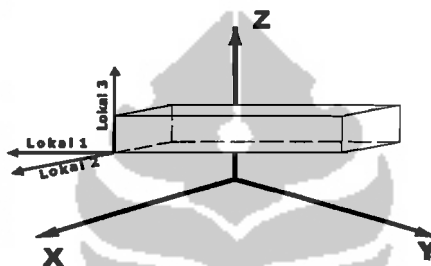
Semua sistem koordinat pada model ditentukan dengan mematuhi satu sistem koordinat global X-Y-Z. Sistem koordinat global merupakan koordinat dalam 3 dimensi, mengikuti aturan tangan kanan (*right handed*) dan merupakan koordinat Cartesian. Tiga sumbu dengan notasi X, Y, dan Z ialah sumbu yang saling tegak lurus sesuai dengan aturan tangan kanan, dengan ibu jari sebagai arah X, diikuti dengan telunjuk dan jari tengah sebagai sumbu yang lain dan berurutan secara sekuensial. Letak dan orientasi sumbu global tersebut dapat berubah-ubah, asalkan tetap sesuai dengan aturan tangan kanan.

Lokasi pada sistem koordinat global dapat ditentukan menggunakan variable X, Y, dan Z. Vektor dalam sistem koordinat global dapat ditentukan dengan memberikan lokasi dua titik, sepanjang sudut, atau dengan memberikan arah koordinat. Arah koordinat ditunjukkan dengan nilai X_{\pm} , Y_{\pm} dan Z_{\pm} . Sebagai contoh X_{+} menunjukkan vektor sejajar dan searah dengan sumbu X positif. Bidang X-Y merupakan bidang horizontal, dengan sumbu X_{\pm} merupakan sumbu utama. Sudut pada bidang horizontal diukur dari sumbu positif X, dengan sudut positif ialah berlawanan arah dengan arah putaran jarum jam.

Pada struktur 2 dimensi (2D), sumbu global X didefinisikan sebagai sumbu datar, sumbu global Y sebagai sumbu tegak/vertikal yang tegak lurus dengan sumbu X. Selama ini dalam penyelesaian analisis struktur biasanya hanya menggunakan 2 sumbu (2D) yaitu sumbu X dan sumbu Y. Asumsi yang sering dipakai untuk analisis 2D adalah sumbu mendatar/horizontal adalah sumbu X dan yang tegak/vertikal adalah sumbu Y. Sebenarnya asumsi tersebut bukan suatu aturan yang baku. Sumbu Z pun bisa diasumsikan sebagai sumbu mendatar atau tegak, dengan syarat adalah konsisten terhadap arah yang digunakan. Jika sumbu Z akan diasumsikan sumbu tegak maka harus konsisten bahwa sumbu Z itu adalah sumbu tegak selama menganalisis.

3.3.2. Sistem Koordinat Lokal

Pada setiap elemen frame mempunyai sistem koordinat lokal yang digunakan untuk menentukan potongan *property*, beban dan gaya-gaya keluaran. Sumbu-sumbu koordinat lokal ini dinyatakan dengan simbol 1, 2 dan 3. Sumbu 1 arahnya ialah searah sumbu elemen, dua sumbu yang lain tegak lurus dengan elemen tersebut dan arahnya dapat ditentukan sendiri, Gambar 3. 7 menjelaskan perletakan sumbu-sumbu lokal pada sebuah elemen.



Gambar 3. 7. Sistem Koordinat Lokal

3.4. Beban Gempa Rencana Dengan Metode Statik Ekuivalen

Beban statik ekuivalen adalah representasi dari beban gempa yang telah disederhanakan, yaitu penyederhanaan gaya inersia yang bekerja pada suatu massa dan disederhanakan menjadi suatu beban statik. Gaya inersia adalah suatu gaya yang bekerja pada suatu massa dengan arah yang berlawanan dengan arah gerakan massa yang bersangkutan oleh adanya beban dinamis gempa. Jadi beban statik ekuivalen merupakan beban yang ekuivalen dengan beban gempa yang bekerja pada bangunan dalam batas tidak terjadi *overstress*. (widodo, 1991)

Sehingga apabila bangunan mempunyai banyak massa maka 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. Gaya geser dasar ini secara keseluruhan membentuk keseimbangan dengan gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap massa bangunan tersebut.

3.4.1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa (V). Besarnya beban geser rencana (V) dapat dinyatakan sebagai berikut (PPKGURDG, 2002):

$$V = \frac{C_1 \times I}{R} \times W_t \dots\dots\dots (3.1)$$

dengan :

V = Gaya geser dasar horizontal akibat beban gempa

C_1 = Nilai faktor respon spektrum gempa yang didapat dari respon spektrum gempa rencana.

I = faktor keutamaan

R = Faktor reduksi gempa

W_t = Berat total gedung

3.4.2. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Untuk suatu wilayah gempa tertentu dengan menggunakan waktu getar alami struktur jenis portal beton yang dihitung dengan rumus (Gideon 3, 1993):

$$T = 0,06 \cdot H^{3/4} \dots\dots\dots (3.2)$$

dengan: T = Waktu getar alami bangunan (detik)

H = Tinggi bangunan (meter)

Setelah mendapatkan nilai T dengan persamaan 3.2, maka koefisien gempa dasar dapat ditentukan, dari Gambar 3. 8 nilai C akan didapatkan. Selanjutnya dalam analisis, beban gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau (Widodo, 1991). Pada penelitian ini, periode struktur yang terjadi dievaluasi dengan menggunakan metode *Rayleigh* dengan rumus:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \dots\dots\dots (3.3)$$

dengan

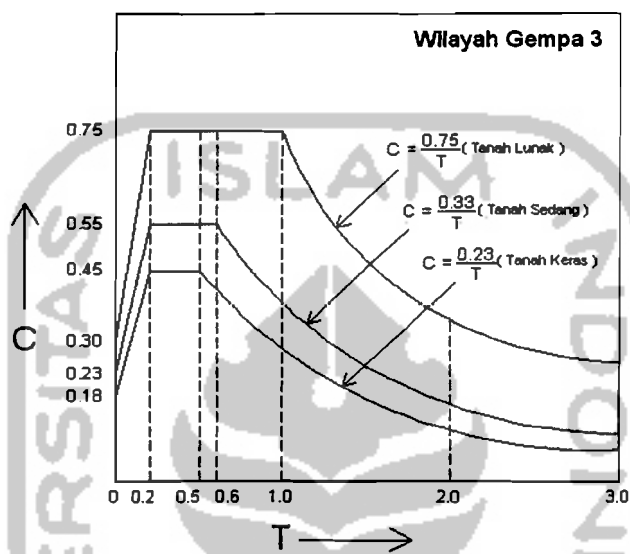
W_i = berat bangunan di lantai ke- i (KN),

d_i = defleksi tiap lantai (m),

g = percepatan gravitasi (= $9,81 \text{ m/det}^2$)

F_i = gaya geser dasar horisontal akibat gempa (KN).

Nilai periode getar (T) dengan menggunakan metode *Rayleigh* ini harus mendekati 20% dari asumsi periode waktu getar awal. Ini dilakukan agar persyaratan *supply-demand* dari struktur tersebut terpenuhi.



Gambar 3. 8. Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 3

(disadur dari PPKGURDG, 2002)

Koefisien C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat.

3.4.3. Faktor Keutamaan (I)

Faktor keutamaan (I) dipakai untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur mampu memikul beban gempa dengan periode ulang yang lebih panjang atau dengan kata lain struktur tersebut dapat menahan gempa dengan

tingkat kerusakan yang lebih kecil. Dalam penelitian ini digunakan faktor keutamaan = 1, sesuai dengan kategori gedung yaitu, gedung umum seperti perkantoran, perniagaan dan perumahan.

3.4.4. Faktor reduksi gempa (R)

Faktor reduksi gempa (R) didapatkan pada tabel yang sudah tersedia di Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung tahun 2002. Nilai faktor reduksi gempa (R) di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan. Untuk menentukan nilai faktor reduksi gempa yang akan digunakan dalam perencanaan struktur gedung maka tinjauan yang harus dilihat adalah tingkat daktilitas strukturnya.

Daktilitas struktur adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Sedangkan faktor daktilitas adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

Ada 3 jenis daktilitas yang dapat dipilih dalam perencanaan struktur gedung yaitu (PPKGURDG, 2002):

1. Daktilitas penuh.

Suatu tingkat daktilitas struktur gedung yang strukturnya mampu mengalami simpangan pasca elastic pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3. nilai faktor reduksi gempa (R) = 8,5.

2. Daktilitas parsial.

Seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas diantara untuk struktur gedung tak elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3. Nilai faktor reduksi gempa rencana (R) = 2,4 – 8,0 tergantung nilai faktor daktilitas struktur gedung yang dipakai.

3. Elastik penuh.

Struktur dengan elastik penuh akan berperilaku elastik saat terjadi gempa kuat. Nilai factor daktilitas struktur gedung sebesar 1,0 dan nilai faktor reduksi gempa (R) = 1,6.

Dalam Tugas Akhir ini, nilai faktor reduksi (R) diambil sebesar 8,5 karena gedung yang didesain direncanakan dengan daktilitas penuh.

3.4.5. Beban geser dasar akibat gempa sepanjang tinggi gedung

Distribusi gaya horizontal akibat beban gempa (F_i) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya sebagai berikut (PPKGURDG, 2002):

Struktur bangunan yang memiliki nilai $H/B < 3$, maka gaya horizontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V \dots\dots\dots (3.4)$$

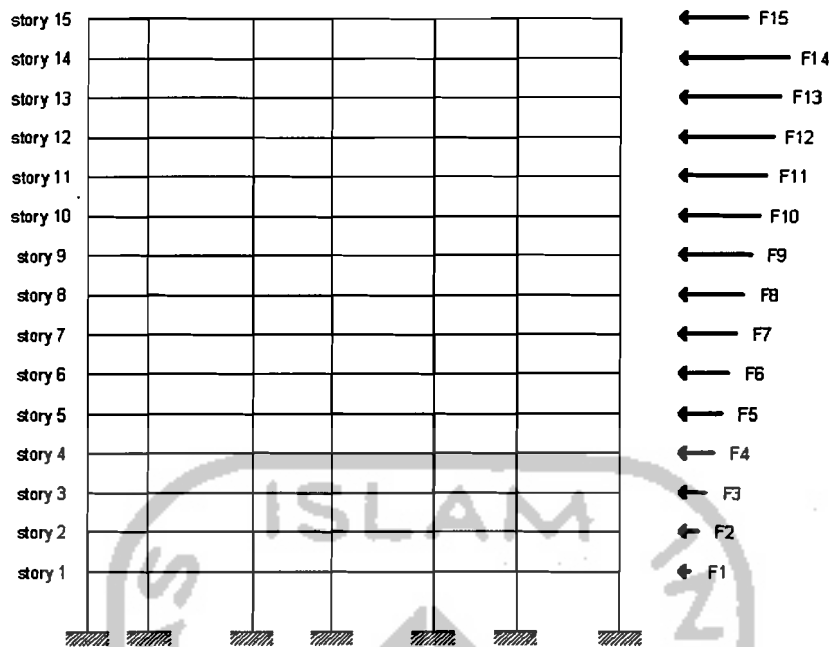
Struktur bangunan yang memiliki nilai $H/B \geq 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horizontal akibat gempa (F_i) untuk masing-masing lantai. Dan 10% beban lainnya ditambahkan pada beban paling atas atau atap, yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} 0.9V + [0,1 \cdot V_{\text{puncak}}] \dots\dots\dots (3.5)$$

Sedangkan untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} 0,9V \dots\dots\dots (3.6)$$

Gambar 3. 9 memberikan contoh distribusi gaya horizontal akibat gempa dengan $H/B < 3$.



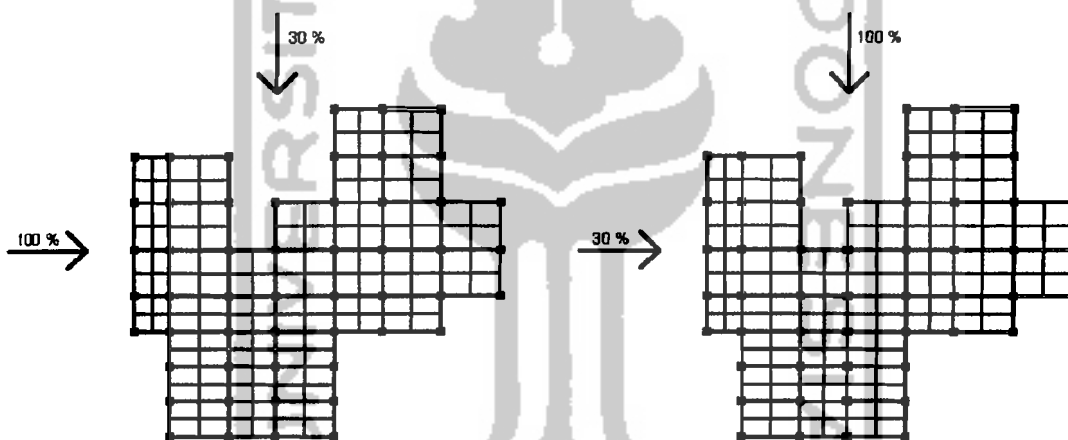
Gambar 3. 9. Pembebanan Gempa dengan Metode Statik Ekuivalen

3.4.6. Pembebanan Dan Gaya Horizontal Portal 2D dan 3D

Pada portal 2D beban gempa horizontal yang bekerja hanya pada satu arah saja, yaitu arah X saja atau arah Y saja. Besar gempa horizontal yang bekerja sesuai dengan hasil perhitungan dengan metode statik ekuivalen. Sedangkan pada portal 3D beban gempa horizontal bekerja pada 2 arah yang saling tegak lurus artinya gempa arah X dikerjakan pada unsur dalam arah itu dikombinasikan dengan pengaruh gempa arah Y dikerjakan tegak lurus dengan arah X (PPKGURDG, 2002). Sperti yang disebutkan didalam PPKGURDG 2002 dan 1987 bahwa beban gempa yang bekerja dalam masing-masing arah utama dengan di kombinasi dengan 0,3 beban gempa yang bekerja pada arah tegak lurus pada arah utama yang ditinjau. Kombinasi yang menghasilkan pengerahan kekuatan unsur yang maksimum adalah yang ditinjau. Dapat ditulis sebagai berikut:

- Gravitasi $\pm 100\%$ gempa arah x $\pm 30\%$ gempa arah y
- Gravitasi $\pm 30\%$ gempa arah x $\pm 100\%$ gempa arah y

Pada penelitian ini, pembebanan pada struktur 3D dicoba dengan memasukkan kombinasi pembebanan 2 arah sesuai dengan ketentuan yang sudah ada di Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung 2002. Gambar 3. 10 menunjukkan pola pembebanan gempa dua arah terhadap bangunan yang direncanakan.



Gambar 3. 10. Pembebanan Gempa pada portal 3D dengan kombinasi arah gempa x dan arah gempa y

Dalam perencanaan suatu gedung beban-beban yang akan diterima oleh struktur harus diperhitungkan agar gedung yang akan dibangun tersebut harus aman dan tidak runtuh dalam menerima kombinasi beban-beban yang ada. Beban-beban yang diterima oleh struktur gedung adalah beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin dan beban salju (jika gedung tersebut dibangun di daerah

yang mengalami musim salju). Untuk wilayah Indonesia, pembebanan yang digunakan dalam tahap perancangan adalah beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa.

Beban mati (D) adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat permanen termasuk dinding-dinding, pemisah-pemisah, kolom-kolom, lantai-lantai, atap-atap, mesin-mesin dan peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung.

Beban hidup (L) adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah-berpindah dan atau beban akibat air hujan pada atap.

Beban-beban yang diterima oleh struktur dalam kenyataannya tidak hanya salah satu beban saja yaitu beban mati atau beban hidup saja, melainkan kombinasi dari beban-beban tersebut. Agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban berikut:

1. Kuat perlu (U) yang menahan beban mati (D) dan beban hidup (L) minimal sama dengan:

$$U = 1,2D + 1,6L \dots\dots\dots (3.7)$$

2. Bila beban gempa (E) dimasukkan dalam kombinasi pembebanan struktur dalam perencanaan, maka nilai U harus diambil sebagai:

$$U = 1,05 (D + L.r \pm E) \dots\dots\dots (3.8)$$

atau

$$U = 0,9(D \pm E) \dots\dots\dots (3.9)$$

Dengan nilai r = Koefisien reduksi beban hidup untuk peninjauan gempa (PPIUG, 1983) = 0,80.

Dalam tugas akhir ini, beban-beban yang diperhitungkan hanya beban mati, beban hidup dan beban gempa. Dikarenakan analisis yang diteliti salah satunya adalah analisis 3 dimensi maka kombinasi-kombinasi yang digunakan adalah:

1. Comb 1 → $U = 1,2D + 1,6L$
2. Comb 2 → $U = 1,05(D + 0,8L + 0,3Ex, \text{ kiri} + Ey, \text{ atas})$
3. Comb 3 → $U = 1,05(D + 0,8L + Ex, \text{ kiri} + 0,3Ey, \text{ atas})$
4. Comb 4 → $U = 1,05(D + 0,8.L + 0,3Ex, \text{ kiri} + Ey, \text{ bawah})$
5. Comb 5 → $U = 1,05(D + 0,8.L + Ex, \text{ kiri} + 0,3Ey, \text{ bawah})$
6. Comb 6 → $U = 1,05(D + 0,8.L + 0,3Ex, \text{ kanan} + Ey, \text{ atas})$
7. Comb 7 → $U = 1,05(D + 0,8.L + Ex, \text{ kanan} + 0,3Ey, \text{ atas})$
8. Comb 8 → $U = 1,05(D + 0,8.L + Ex, \text{ kanan} + 0,3Ey, \text{ bawah})$
9. Comb 9 → $U = 1,05(D + 0,8.L + 0,3Ex, \text{ kanan} + Ey, \text{ bawah})$

Keterangan:

D = Beban mati.

L = Beban hidup.

Ex, kiri = Beban gempa dari arah X sebelah kiri (arah barat).

Ex, kanan = Beban gempa arah X sebelah kanan (arah timur).

E_y , atas = Beban gempa dari arah Y sebelah atas (arah utara).

E_y , bawah = Beban gempa arah Y sebelah bawah (arah selatan).

Untuk analisis 2 dimensi, kuat perlu (U) yang digunakan adalah:

1. $U = 1,2D + 1,6L$
2. $U = 1,05 (D + L.r + E)$
3. $U = 0,9 (D + E)$

3.5. Prinsip-Prinsip Dasar Konsep Disain Kapasitas

Bila suatu struktur bangunan direncanakan tahan terhadap gempa, tidaklah berarti struktur tidak rusak sama sekali bila dilanda gempa. Kerusakan pada struktur boleh terjadi, tetapi pada daerah tertentu dan pada batas-batas tertentu yang tidak membahayakan penghuninya.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur harus dikendalikan sedemikian rupa sehingga berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh pada saat dilanda gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan terlebih dahulu dapat dilakukan, terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai konsep Desain Kapasitas atau *Capacity Design* (Gideon, 1994)

Prinsip dari disain kapasitas adalah:

1. Salah satu/elemen tertentu penahan gaya horizontal dipilih untuk di desain secara khusus agar dapat berfungsi untuk tujuan memencarkan energi pada tingkat deformasi inelastik. Tempat kritis yang disengaja untuk berdeformasi secara inelastik disebut *plastic hinge* atau sendi-sendi plastik.
2. Elemen-elemen yang lain diproteksi sedemikian rupa sehingga tidak akan terjadi kerusakan. Kerusakan sudah dilokalisir di daerah tertentu dimana sendi-sendi plastik itu berada. Dengan detailing yang baik maka sendi-sendi plastik akan berperilaku daktil. (Widodo, 2002)

Guna menjamin terjadinya mekanisme goyang dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis pada balok, konsep desain kapasitas diterapkan untuk merencanakan agar kolom lebih kuat dari balok (*strong column weak beam*). Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi dahulu dari kegagalan-kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar. Untuk konsep *strong column weak beam*, hanya pada ujung bawah kolom dasar dan kolom paling atas yang didesain secara inelastik, sedangkan pada kolom-kolom pada tingkat di atas kolom dasar sampai kolom dibawah kolom paling atas dikehendaki tetap masih pada kondisi elastis pada gempa menengah sampai gempa besar. Untuk mencapai tujuan tersebut perlu adanya beberapa faktor atau koefisien yang perlu diperhitungkan.

3.5.1. Karakteristik Disain Kapasitas

Secara lebih terperinci dan bersifat operasional, disain kapasitas pada struktur bangunan tahan gempa mempunyai beberapa karakteristik, antara lain sebagai berikut di bawah ini:

1. Pada desain kapasitas, tempat-tempat yang potensial terjadinya sendi-sendi plastis telah direncanakan. Hal ini dapat dilakukan dengan baik apabila kuat lentur nominal (M_n) yang sebenarnya dapat diketahui secara tepat. Kuat lentur nominal (M_n) ini merupakan *supply* dan diberikan untuk mengatasi kuat perlu (M_u) yang diminta (*required strength*).
2. Pada tempat-tempat sendi-sendi plastis yang direncanakan tersebut didetail secara baik, teliti dan cukup agar daktilitas yang diinginkan pada daerah ini dapat dicapai dengan baik. Detail yang dimaksudkan dalam hal ini adalah pemasangan tulangan geser sedemikian rupa sehingga mampu menghindari terjadinya rusak geser dan mampu menimbulkan pengekangan pada beton di tempat-tempat sendi-sendi plastis tersebut.
3. Pada tempat-tempat selain di daerah sendi-sendi plastis tersebut, didesain sedemikian rupa sehingga masih dalam kondisi elastis pada saat gempa besar. Desain yang dimaksudkan untuk melindungi terjadinya rusak geser maupun terjadinya rusak karena *bond* (keruntuhan ikatan).

Selain karakteristik yang diungkapkan di atas, terdapat karakteristik/ciri utama *capacity design* adalah (Paulay & Priestley, 1992):

1. Letak kemungkinan terjadinya sendi plastik sudah ditentukan secara jelas. Hal ini diperoleh dengan memilih pola penggoyangan yang tepat yaitu

“*Beam Sway Mechanism*” yang mana kolom direncanakan lebih kuat daripada balok. Dengan kondisi seperti itu maka sendi-sendi plastik akan terjadi pada ujung-ujung balok dan ujung bawah kolom tingkat dasar.

2. Lokasi yang direncanakan sendi plastik didetail secara baik sehingga walaupun berdeformasi secara inelastik tetapi tetap daktil. Pada kondisi tersebut tidak akan terjadi kerusakan secara “prematuur”. Karena elemen daktil mampu menjaga kestabilan (tidak runtuh) pada deformasi inelastik, maka proses disipasi (pemancaran) energi dapat berlangsung secara baik.
3. Elemen-elemen yang berpotensi *brittle* (getas) dan tidak baik dalam melakukan disipasi (memancarkan) energi “sengaja diperkuat” sehingga tidak akan terjadi sendi-sendi plastik (pada kolom). Cara memperkuat elemen tersebut adalah dengan memberikan kekuatan yang lebih besar dari pada (*overstrenght*) yang ada pada balok. Dengan demikian elemen kolom senantiasa tetap elastik selama beban gempa berlangsung (sementara balok boleh berperilaku inelastik).
4. *Shear failure* pada saat terjadinya *inelastik deformation*, harus dihindari dengan jalan memasang *lateral confinement* yang cukup. Selain itu, *anchorage failure* dan bentuk-bentuk instabilitas yang lain (*beam coloumn joint failure*) sangat dihindari dengan detail elemen yang baik.

3.6. Perencanaan Struktur Dan Beton Bertulang

Beton sebagai suatu struktur umumnya dibentuk dari campuran semen, air agregat halus (pasir) dan agregat kasar (batu belah atau kerikil) dengan

perbandingan tertentu. Beton kuat terhadap tekan, tetapi lemah terhadap tarik (kuat tarik beton dianggap tidak ada), maka struktur beton memerlukan tulangan sebagai penahan gaya tarik yang bekerja pada struktur beton tersebut.

Dalam perencanaan struktur beton dikenal ada 2 metode, yaitu metoda tegangan kerja (metode elastis) dan metode kuat batas (metode ultimit). Untuk Tugas Akhir ini, metode perencanaan beton yang dipakai adalah metode kuat batas. Pada metode kuat batas digunakan beban terfaktor dan kekuatan penampang yang di hitung pada ambang keruntuhan, sedang tegangan beton desak kira-kira sebanding dengan regangannya (hanya sampai tingkat pembebanan tertentu). Angapan-anggapan yang digunakan untuk perhitungan kekuatan lentur nominal adalah:

1. Kekuatan unsur-unsurnya harus memenuhi syarat-syarat keseimbangan dan kompatibilitas (keserasian) tegangan,
2. Regangan di dalam baja tulangan dan beton dianggap berbanding lurus dengan jarak terhadap garis netral,
3. Regangan maksimum yang dapat dipakai (ϵ_{cu}) pada serat desak ekstrim beton diambil sebesar 0,003.
4. Kuat tarik beton diabaikan.
5. Modulus elastisitas baja tulangan (E_s) diambil sebesar 200000 Mpa,
6. Antara beton dan baja tulangan terjadi lekatan sempurna dan tidak ada slip,
7. Untuk alasan praktis, maka distribusi tegangan desak beton diambil sebagai distribusi tegangan persegi ekuivalen.

Di dalam analisis struktur secara statik, besaran-besaran yang diperoleh pada umumnya adalah momen lentur, gaya aksial dan gaya lintang. Besaran-besaran ini dapat diperoleh karena adanya beban yang bekerja pada struktur, baik bersifat beban gravitasi maupun beban sementara.

Pada umumnya nilai maksimum gaya-gaya tersebut diperoleh pada suatu kombinasi pembebanan tertentu. Pada bangunan tinggi bertingkat banyak dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang, umumnya beban gempa menjadi lebih dominan dibandingkan dengan beban gravitasi. Dengan demikian, kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa menjadi menentukan.

Kekuatan elemen setiap struktur harus diperhitungkan dengan menggunakan kriteria kekuatan yang terjadi harus lebih besar atau sama dengan kekuatan yang dibutuhkan. Kekuatan yang dibutuhkan (kuat perlu) merupakan beban rencana, yang mana beban rencana (beban terfaktor) ini didapat dari estimasi beban kerja dikalikan dengan faktor beban.

3.6.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Balok adalah komponen atau elemen yang tidak terpisahkan pada struktur gedung. Untuk mendisain balok agar aman dan kuat maka harus ada tahap-tahap yang harus dilakukan dalam pendisaiannya.

Tentunya, syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan balok adalah :

$$\phi M_n \geq M_u \dots\dots\dots (3. 10)$$

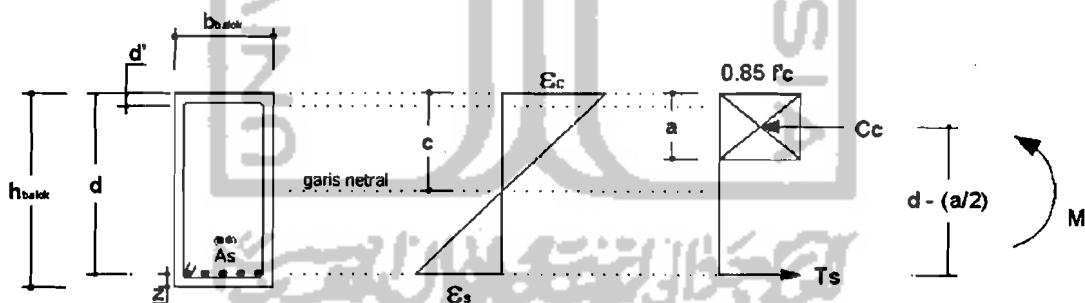
M_n = Momen nominal balok berdasarkan tulangan terpasang

M_u = Momen ultimate balok (hasil analisis struktur)

ϕ = Faktor reduksi kekuatan untuk beban momen lentur = 0,8

Momen nominal balok adalah momen ideal berdasarkan ukuran ideal, mutu bahan ideal dan penempatan tulangan yang ideal. SKSNI memberikan nilai factor keamanan yaitu factor reduksi kekuatan (ϕ). Maksud dari munculnya factor reduksi ini adalah untuk memperhitungkan terhadap kekuatan bahan, pengerjaan, ketidaktepatan ukuran, pengendalian dan pengawasan. Apabila nilai momen yang di didesain (M_n) tidak dikalikan dengan factor reduksi (ϕ), dikhawatirkan dengan balok yang dilaksanakan di lapangan tidak sesuai dengan apa yang telah direncanakan.

Pada perhitungan kuat lentur nominal (M_n), didasarkan pada distribusi tegangan yang mendekati bentuk parabola. Dengan menggunakan distribusi tegangan persegi ekuivalen, kuat lentur nominal dapat diperoleh sebagai berikut:



Gambar 3. 11. Tampang, regangan dan tegangan kondisi imbang pada balok

Gaya – gaya internal pada balok, seperti pada Gambar 3. 11:

$$\text{Gaya Tekan (Compression)} : C_c = 0,85. f_c. a. b \dots\dots\dots (3. 11)$$

$$\text{Gaya Tarik (Tension)} : T_s = A_s. f_y \dots\dots\dots (3. 12)$$

Berdasarkan keseimbangan $C_c = T_s$ didapatkan :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (3.13)$$

Sehingga momen tahan nominalnya adalah :

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (3.14)$$

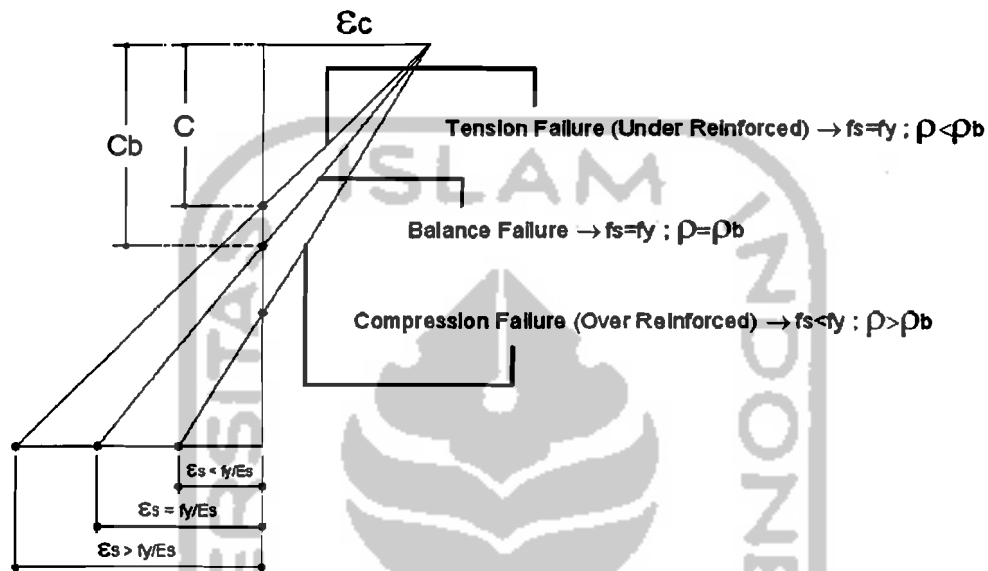
3.6.1.1 Kondisi Kerusakan elemen balok

Kuat nominal diasumsikan tercapai apabila regangan di dalam serat desak beton ekstrim sama dengan runtuh beton ϵ_{cu} , diambil sebesar 0,003. Berdasarkan jenis keruntuhan balok dapat dikelompokkan pada :

1. Kerusakanimbang (*balance failure*), suatu balok mengalami keruntuhan pada saat balok mencapai kekuatan Mn dimana beton mencapai regangan ultimit $\epsilon_c = 0,003$ dan baja tarik mencapai regangan leleh ϵ_y .
2. Kerusakan desak (*Compression failure*) atau sering disebut dengan *over-reinforced*, suatu balok mengalami keruntuhan pada saat balok mencapai kekuatan Mn dimana baja tarik belum leleh tetapi beton desak sudah mencapai ϵ_{cu} . Kejadian ini ditandai dengan hancurnya beton bagian yang mengalami desak. Pada kondisi *over reinforced*, balok rusak secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan dini (lendutan relatif kecil). Kerusakan balok jenis ini tidak dianjurkan karena sangat berbahaya bagi penghuni.
3. Kerusakan tarik (*Tension failure*) atau sering disebut dengan *under-reinforced*, suatu balok mengalami keruntuhan pada saat balok mencapai Mn, yaitu pada saat kondisi baja sudah leleh tetapi beton belum mencapai ϵ_{cu} . Kejadian ini ditandai dengan terjadinya luluh pada tulangan bajanya. Kerusakan balok jenis ini dianjurkan hal ini dikarenakan sebelum balok

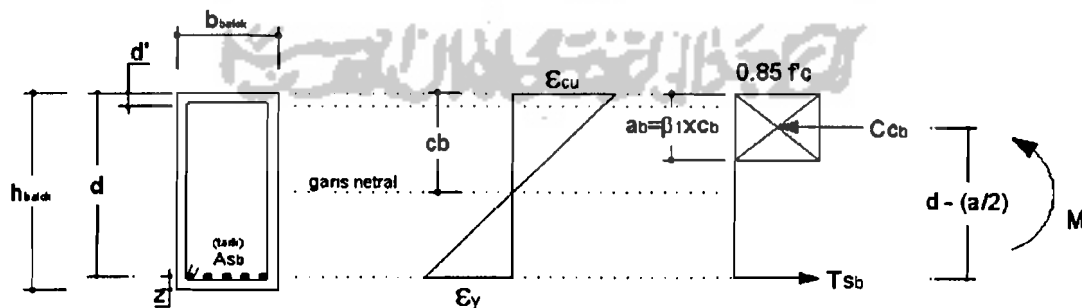
runtuh, balok tersebut memperlihatkan tanda-tanda sebelum runtuh yaitu berupa lendutan yang cukup besar.

Tanda-tanda diatas jika dirangkum dapat diilustrasikan seperti pada Gambar 3. 12 berikut ini:



Gambar 3. 12. Diagram regangan pada ragam kerusakan elemen balok

3.6.1.2 Kondisi elemen balok rusakimbang (*balanced failure*)



Gambar 3. 13. Diagram tegangan regangan dan kopel momen balok kondisi rusakimbang/balance failure

Kondisi seimbang adalah keadaan tampang pada kondisi saat regangan hancur beton dicapai bersama dengan regangan luluh baja tulangan.

Untuk menyatakan jumlah luas relatif baja tulangan tarik di dalam suatu balok terhadap luas efektif penampang, dinyatakan atau sering disebut dengan rasio tulangan adalah :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \rightarrow \rho_b = \frac{As_b}{b \times d} \dots \dots \dots (3. 15)$$

dari diagram regangan berimbang (Gambar 3. 13):

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \left(\frac{fy}{Es}\right)} = \frac{0,003}{0,003 + \left(\frac{fy}{200000}\right)}$$

$$\frac{c_b}{d} = \frac{600}{600 + fy} \dots \dots \dots (3. 16)$$

dari keseimbangan antara gaya desak Cc_b dan Ts_b seperti yang tampak pada Gambar 3. 13 diperoleh:

$$Cc_b = Ts_b$$

$$0,85 \times f'c \times a_b \times b = As_b \times fy$$

$$0,85 \times f'c \times a_b \times b = (\rho_b \times b \times d) \times fy$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times a_b}{d \times fy} \dots \dots \dots (3. 17)$$

dengan tebal blok desak beton imbang (a_b):

$a_b = \beta_1 \times c_b$, maka rasio tulangan imbang (ρ_b) dapat diubah menjadi

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1 \times c_b}{d \times fy}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{c_b}{d} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (3.18)$$

Keterangan: 1) Jika $f'c \leq 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85$

2) Jika $f'c > 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \geq 0,65$

Dari keseimbangan antara gaya desak Cc_b dan Ts_b , seperti yang tampak pada Gambar 3.13 juga dapat diperoleh $Cc_b = Ts_b$

$$0,85 \times f'c \times a_b \times b = A s_b \times f_y$$

$$0,85 \times f'c \times a_b \times b = (\rho_b \times b \times d) \times f_y$$

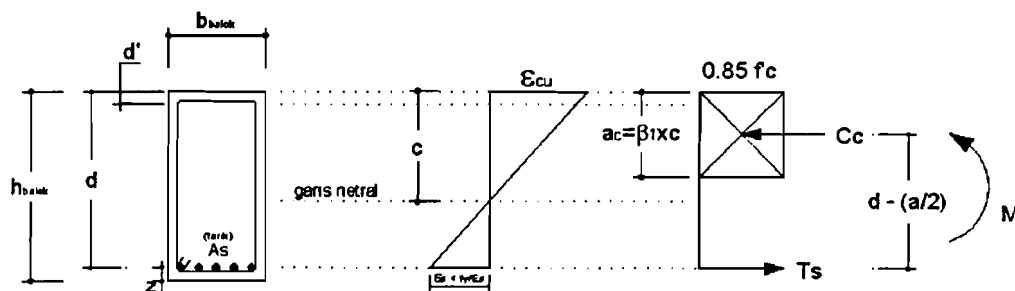
$$a_b = \frac{\rho_b \times d \times f_y}{0,85 \times f'c} \dots \dots \dots (3.19)$$

momen nominal yang dapat dikerahkan oleh potongan balok pada kondisi rusak imbang/*balance failure* adalah

$$Mn_b = Cc_b \times \left(d - \frac{a_b}{2} \right)$$

$$Mn_b = 0,85 \times f'c \times a_b \times b \times \left(d - \frac{a_b}{2} \right) \dots \dots \dots (3.20)$$

3.6.1.3 Kondisi elemen balok rusak desak (*compression failure*)



Gambar 3.14. Diagram tegangan regangan dan kopel momen balok kondisi rusak desak/*compression failure*

Kondisi elemen balok rusak desak/*compression failure* diakibatkan karena jumlah tulangan ($\rho > \rho_b$) yang ada pada balok tersebut cukup besar. Kondisi ini sering dinamakan dengan *over reinforced*. Gambar 3. 14 menunjukkan bahwa kondisi ini mengatakan bahwa regangan desak/tegangan desak beton akan mencapai maksimum/ultimit (ϵ_{cu}) sebelum baja tulangannya mencapai regangan leleh.

Pada kondisi elemen balok rusak desak/*compression failure*, regangan tarik baja belum mencapai regangan leleh, maka tegangan baja juga belum mencapai tegangan leleh ($f_s < f_y$). Dapat dicermati pada Gambar 3. 14 bahwa tegangan tarik baja:

$$f_s = \epsilon_s \times E_s \rightarrow \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \dots\dots\dots (3. 21)$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - c}{c}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \times \epsilon_{cu}$$

$$\frac{f_s}{E_s} = \left(\frac{d - c}{c} \right) \times \epsilon_{cu}$$

$$f_s = \left(\frac{d - c}{c} \right) \times \epsilon_{cu} \times E_s \dots\dots\dots (3. 22)$$

dengan memperhitungkan keseimbangan gaya-gaya internal, maka tebal blok desak beton (a_c):

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \times f'_c \times a_c \times b = A_s \times f_y \quad \text{dimana } f_y > f_s, \text{ maka}$$

$$0,85 \times f'c \times a_c \times b = As \times fs$$

$$0,85 \times f'c \times a_c \times b = As \times \left(\frac{d-c}{c} \times \varepsilon_{cu} \times Es \right)$$

$$0,85 \times f'c \times a_c \times b = \rho \times b \times d \times \left(\frac{d-c}{c} \times \varepsilon_{cu} \times Es \right)$$

$$0,85 \times f'c \times a_c \times b = \rho \times b \times d \times \left(\frac{d - \frac{a_c}{\beta_1}}{\frac{a_c}{\beta_1}} \times \varepsilon_{cu} \times Es \right) \xrightarrow{\text{dikalikan}} \frac{a_c}{\beta_1}$$

$$0,85 \times f'c \times a_c \times b \times \frac{a_c}{\beta_1} = (\rho \times b \times d^2 \times \varepsilon_{cu} \times Es) - (\rho \times b \times d \times \frac{a_c}{\beta_1} \times \varepsilon_{cu} \times Es)$$

→ persamaan ini dikalikan dengan $\frac{\beta_1}{b \times \rho \times \varepsilon_{cu} \times Es}$, akan menjadi:

$$\left(\frac{0,85 \times f'c}{\rho \times \varepsilon_{cu} \times Es} \right) a_c^2 + ha_c - \beta_1 d^2 = 0 \dots\dots\dots (3.23)$$

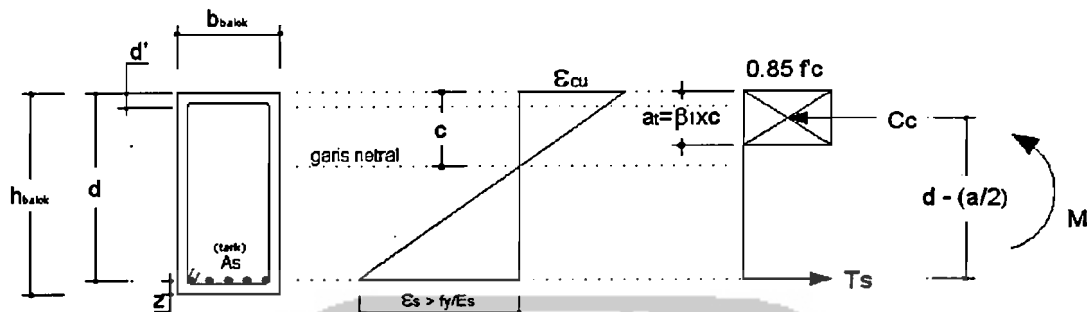
Persamaan 3.23 merupakan persamaan kuadrat dalam a_c . Jika data yang lain seperti $f'c$, ε_{cu} , Es , ρ dan d diketahui maka tebal beton desak (a_c) dapat dihitung.

Momen nominal yang dapat dikerahkan adalah :

$$Mn = Cc \times \left(d - \frac{a_c}{2} \right)$$

$$Mn = 0,85 \times f'c \times a_c \times b \times \left(d - \frac{a_c}{2} \right) \dots\dots\dots (3.24)$$

3.6.1.4 Kondisi elemen balok rusak tarik (*tension failure*)



Gambar 3. 15. Diagram tegangan regangan dan kopel momen balok kondisi rusak tarik/*tension failure*

Kondisi elemen balok rusak tarik/*tension failure* diakibatkan karena jumlah tulangan ($\rho < \rho_b$) yang ada pada balok tersebut sedikit. Kondisi ini sering dinamakan dengan *under reinforced*. Dilihat dari Gambar 3. 15 tampak jelas bahwa kondisi ini mengatakan bahwa baja tulangan akan leleh dan mencapai tegangan leleh (f_y) sebelum regangan desak beton mencapai regangan ultimit (ϵ_{cu}). Pada beban yang bertambah besar, tegangan tarik baja tetap sebesar f_y dan gaya tarik baja tetap sebesar $A_s \cdot f_y$. Namun demikian, regangan tarik baja akan bertambah (retak beton tarik juga bertambah) dan tegangan desak beton sudah bersifat non linear/parabolik (Widodo, 2002).

Pada kondisi dimana lengan kopel momen membesar, regangan tarik baja bertambah. Lalu akan diikuti dengan dicapainya regangan desak ultimit (ϵ_{cu}), garis netral akan bergerak sedikit ke atas yang mengakibatkan panjang jarak garis netral tegangan ke sisi terjauh beton desak (c) semakin membesar dan tebal blok desak beton (a) menjadi lebih pendek. Apabila beban terus diperbesar, regangan baja tulangan terus membesar tetapi kemudian diikuti dengan remuknya beton

desak. Apabila demikian, maka balok telah rusak tarik dan daya tahan momen lentur balok akan berkurang. Dikarenakan pada kondisi balok rusak tarik/*under reinforced* baja tulangan sudah leleh ($\epsilon_s > \epsilon_y$; $f_s = f_y$) maka momen nominal M_n juga dapat dihitung menjadi:

$$M_n = T_s \times \left(d - \frac{a_t}{2} \right)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_t}{2} \right) \dots \dots \dots (3.25)$$

dimana $a_t = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \times \rho \times b$ (didapat dari keseimbangan antara gaya desak dan

C_c dan T_s), maka momen nominal dapat menjadi:

$$M_n = (\rho \times b \times d) \times f_y \times \left(d - \frac{\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \times \rho \times d}{2} \right)$$

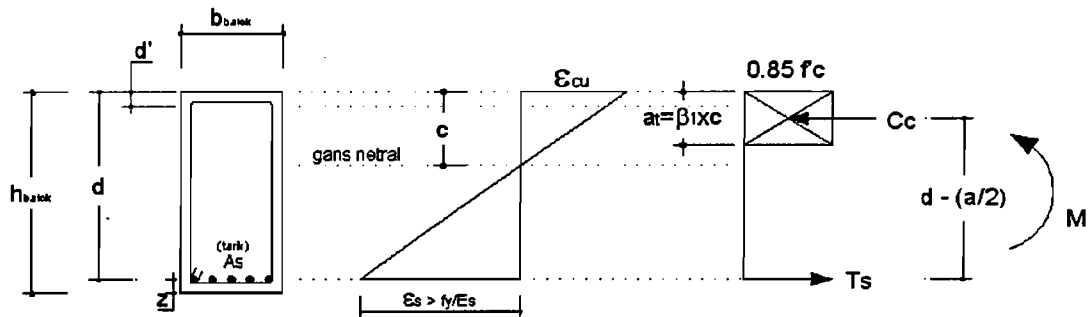
$$M_n = \rho \times b \times d \times f_y \times d \times \left(1 - 0,59 \times \frac{\rho \times f_y}{f'c} \right)$$

$$M_n = R_t \times b \times d^2 \dots \dots \dots (3.26)$$

$$\text{dengan } R_t = \rho \times f_y \times \left(1 - 0,59 \times \frac{\rho \times f_y}{f'c} \right) \dots \dots \dots (3.27)$$

3.6.2. Disain lentur balok tulangan sebelah

Dalam mendisain balok tulangan sebelah, prinsip yang dipakai dalam mendisain adalah balok tulangan sebelah dengan kondisi jumlah tulangan tarik sedikit/*under reinforced* dimana $\rho < \rho_b$ dan $f_s = f_y$.



Gambar 3. 16. Diagram tegangan regangan dan kopel momen balok tulangan sebelah

keseimbangan gaya-gaya internal:

$$C_c = T_s$$

$$0,85 \times f'c \times a_1 \times b = A_s \times f_y$$

$$0,85 \times f'c \times a_1 \times b = (\rho \times b \times d) \times f_y$$

$$a = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \times \rho \times d \dots\dots\dots (3. 28)$$

Momen nominal (M_n) yang dapat dikerahkan:

$$M_n = T_s \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \times d \right)$$

$$M_n = (\rho \times b \times d) \times f_y \times d \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$M_n = \rho \times f_y \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times m \right) \times b \times d^2$$

$$M_n = R_n \times b \times d^2 \dots\dots\dots (3. 29)$$

dengan:

$$Rn = \rho \times fy \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho \times m\right) \dots\dots\dots (3.30)$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d^2} \leq 0,75\rho_b \dots\dots\dots (3.31)$$

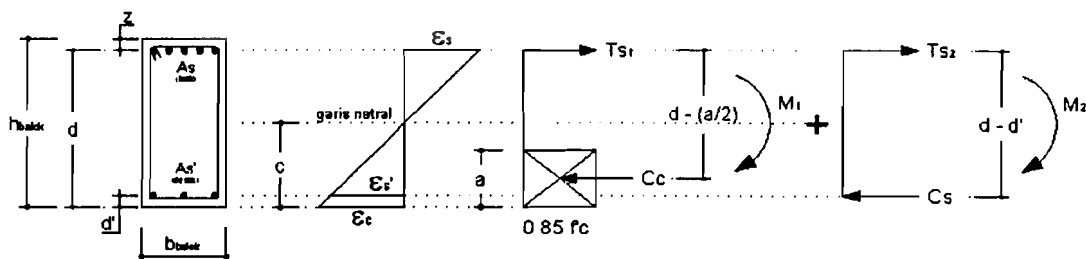
$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} \dots\dots\dots (3.32)$$

3.6.3. Balok Bertulangan Rangkap

Balok mempunyai tulangan rangkap apabila mempunyai tulangan tarik dan tulangan desak sekaligus. Pemakaian tulangan desak ini dikarenakan tulangan nominal lentur (M_n) yang ada belum mencukupi untuk mendukung momen yang terjadi dan juga bermanfaat untuk pembebanan bolak-balik.

Pada balok bertulangan rangkap, penampangnya secara teoritis dibagi menjadi dua bagian, yaitu :

1. Bagian yang bertulangan tunggal, termasuk blok segi empat ekuivalen, dengan luas tulangan tarik adalah $A_s - A_s'$
2. Bagian bertulangan ganda, dengan asumsi baja tulangan tarik dan desak ekuivalen luasnya sama.

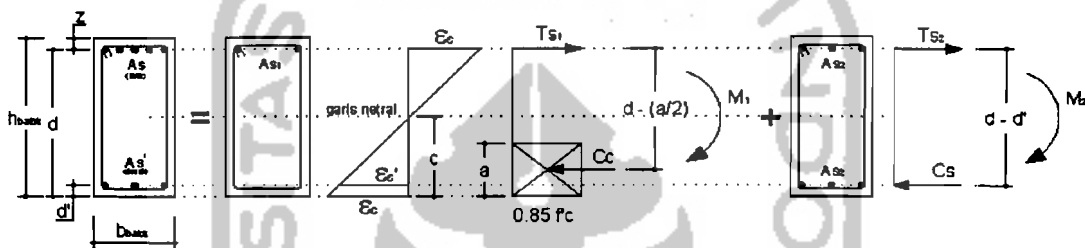


Gambar 3.17. Distribusi Tegangan Regangan pada Balok Tulangan Rangkap



3.6.3.1 Desain Balok Tulangan Rangkap (Baja Desak Leleh)

Kejadian balok tulangan rangkap dengan kondisi tulangan baja desak mengalami leleh disebabkan karena ukuran balok sangat dibatasi sehingga nilainya relatif kecil yang mengakibatkan momen nominalnya (M_n) menjadi kecil pula sehingga persyaratan $M_n > M_u/\phi$ tidak terpenuhi. Apabila demikian, maka kekurangan suplai kekuatan tersebut harus ditutupi oleh adanya tulangan rangkap.



Gambar 3. 18. Tegangan Regangan dan momen kopel pada Balok Tulangan Rangkap baja desak leleh

Momen nominal (M_n) yang dikerahkan oleh tulangan sebelah adalah :

$$M_{n1} = R_1 \times b \times d^2 \dots \dots \dots (3.33)$$

dimana :

$$R_1 = \rho_1 \times f_y \times \left(1 - \frac{1}{2} \times \rho_1 \times m\right) \dots \dots \dots (3.34)$$

$$\rho_1 = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots (3.35)$$

dengan demikian luas tulangan (A_1) untuk balok tulangan sebelah adalah :

$$A_{s1} = \rho_1 \times b \times d \dots \dots \dots (3.36)$$

dari persamaan 3.36 Maka jumlah tulangan (n_1) yang dibutuhkan dapat dicari dengan cara :

$$A_{tul} = \frac{1}{4} \times \pi \times d_{tul}^2 \dots \dots \dots (3.37)$$

$$n_1 = \frac{As_1}{A_{tul}} \dots\dots\dots (3.38)$$

keterangan :

n_1 = jumlah tulangan sebelah

As_1 = luas tulangan sebelah (mm^2)

setelah luas tulangan (As_1) pada persamaan 3.36 telah dihitung, maka jumlah tulangan untuk balok tulangan sebelah dapat dihitung.

SKSNI T-15-1991-03 (3.3.3 – 3) mengatakan bahwa nilai $\rho_{maks} < 0,75\rho_b$, hal ini dikarenakan agar balok dikondisikan ketika rusak balok tersebut dalam kondisi *under reinforced*/kondisi dimana balok rusak patah tarik. Oleh karena itu, $\rho_1 = \rho_{maks} = 0,75\rho_b$. Hal ini menimbulkan adanya sisa momen (Mn_2) yang harus diperhitungkan kembali agar persyaratan $Mn < Mu/\phi$ tercapai. Besarnya nilai sisa momen (Mn_2) tersebut adalah :

$$Mn_2 = \frac{Mu}{\phi} - Mn_1 \dots\dots\dots (3.39)$$

Keterangan :

ϕ = faktor reduksi (0,8)

Setelah momen sisa (Mn_2) diketahui, maka gaya tarik (Ts_2) dapat dicari yaitu :

$$Ts_2 = \frac{Mn_2}{d - d'} \dots\dots\dots (3.40)$$

maka, luas tulangan rangkap (As_2) yang didapat dari persamaan momen kopel pada Gambar 3.18 adalah :

$$As_2 = \frac{Ts_2}{fy} \dots\dots\dots (3.41)$$

Dari persamaan Maka jumlah tulangan (n_2) yang dibutuhkan dapat dicari dengan cara :

$$n_2 = \frac{As_2}{A_{tul}} \dots\dots\dots (3. 42)$$

dengan A_{tul} didapat dengan menggunakan persamaan 3.37.

keterangan :

n_2 = jumlah tulangan rangkap

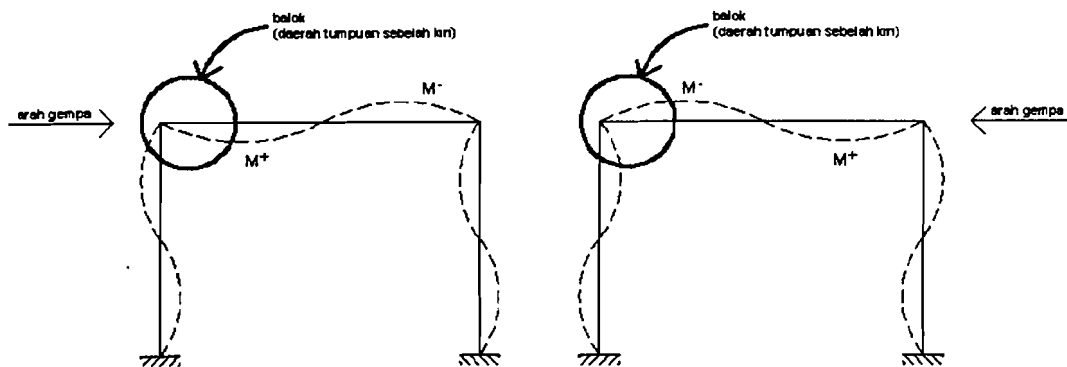
As_2 = luas tulangan rangkap (mm^2)

A_{tul} = luas 1 tulangan (mm^2)

Kebutuhan luas tulangan total untuk daerah tarik (As) adalah $As_1 + As_2$, sedangkan untuk luas tulangan total daerah desak (As') adalah As_2 . Dengan demikian maka jumlah total tulangan tarik adalah $n_1 + n_2$, sedangkan untuk tulangan desak adalah n_2 .

3.6.3.2 Desain Balok Tulangan Rangkap (Baja Desak Belum Leleh)

Pada pendisainan bangunan tahan gempa, balok di daerah tumpuan akan menerima dua momen yang bergantian, yaitu momen positif dan momen negatif. Pada Gambar 3. 19 tampak jelas akibat gempa kiri, momen yang terjadi di tumpuan sebelah kiri adalah momen positif (M^+), tetapi ketika gempa datangnya dari arah sebelah kanan, maka momen yang terjadi di tumpuan sebelah kiri menjadi momen negatif (M^-).



Gambar 3. 19. Perilaku struktur akibat menerima beban gempa

Tentunya hal semacam ini perlu dipertimbangkan dalam mendisain bangunan tahan gempa. Untuk tercapainya keadaan pada balok di daerah tumpuan dapat menahan momen negatif (M^-) dan momen positif (M^+) maka perlunya peninjauan kembali rumus yang telah ada selama ini dalam mendisain gedung tahan gempa, tentunya dengan memodifikasikan rumus yang telah ada.

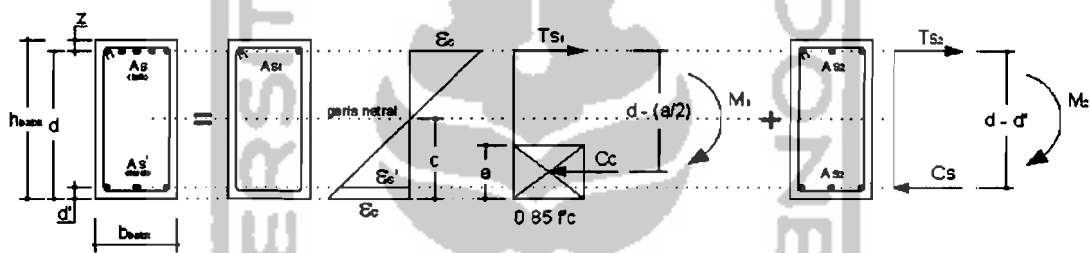
Dalam mendisain balok bertulangan rangkap pada kondisi baja desak belum luluh, nilai koefisien lawan untuk balok bertulangan rangkap pada kondisi baja desak belum leleh (R_1) dibuat menjadi lebih kecil dibandingkan dengan koefisien lawan yaitu (R_n) :

$$R_1 < R_n \dots\dots\dots (3.43)$$

dengan nilai R_n dapat dicari dengan pers 3.30.

Apabila nilai $R_1 < R_n$, maka nilai momen nominal untuk tulangan sebelah (M_{n1}) pada pers 3.33 akan lebih kecil dibandingkan dengan M_u/ϕ . Akibatnya masih ada sisa kebutuhan kekuatan yang harus ditahan oleh tulangan rangkap. Dalam hal ini banyak sedikitnya jumlah tulangan rangkap akan bergantung pada nilai R_1 . Semakin kecil nilai R_1 yang digunakan maka nilai momen nominal untuk

tulangan sebelah (M_1) semakin kecil. Nilai momen sisa (M_2) akan semakin besar dan jumlah tulangan rangkap simetri semakin banyak. Dengan demikian, jumlah tulangan tarik dan tulangan desak dapat diatur dengan mengatur nilai R_1 . Tentunya, dengan jumlah tulangan desak yang semakin banyak akan dapat membuat balok tersebut mampu menahan momen negatif (M^-) dan momen positif (M^+). Pada tahap awal mendisain tulangan rangkap kondisi baja desak belum leleh adalah dengan memperhatikan perhitungan tulangan sebalahnya terlebih dahulu terutama nilai R_1 .



Gambar 3. 20. Tegangan Regangan dan momen kopel pada Balok Tulangan Rangkap baja desak belum leleh

Momen yang dapat dikerahkan oleh balok dengan b (lebar balok) dan d (tinggi efektif balok) dapat dicari dengan pers 3.29 dan dengan nilai R_n sesuai dengan pers 3.30.

$$\rho \leq \rho_b \dots\dots\dots (3. 44)$$

dan ρ_b sesuai dengan pers 3.18

Sedangkan untuk mendisain dimensi balok, persamaan yang digunakan adalah:

$$M_n = R_m \cdot b \cdot d^2 \dots\dots\dots (3. 45)$$

$$R_m = 0,75 \cdot R_n \dots\dots\dots (3. 46)$$

Persamaan 3.46 dimaksudkan agar dimensi yang dihasilkan dapat lebih besar dan jumlah tulangan yang dihasilkan dapat berkurang. Untuk mendisain balok tulangan rangkap kondisi baja desak belum leleh dimana perhitungannya di tahap balok bertulangan sebelah, maka digunakan pers 3.34 dengan:

$$R_1 = 0,75 \cdot R_m \dots\dots\dots (3.47)$$

dengan nilai $R_1 < R_n$. Untuk menjadikan nilai $R_1 < R_n$, maka nilai R_n dikalikan dengan nilai faktor pengali. Besarnya nilai faktor pengali berkisar antara 0,2 sampai dengan 0,7. Nilai ini tergantung pada selisih antara momen negatif (M^-) dengan momen positif (M^+). Semakin besar selisih antara momen negatif (M^-) dengan momen positif (M^+) maka semakin besar pula nilai faktor pengalinya, dan sebaliknya.

$$R_1 = (0,2 - 0,7) \cdot R_n \dots\dots\dots (3.48)$$

Jika selisih antara momen negatif (M^-) dengan momen positif (M^+) besar dan nilai faktor pengalinya diambil yang kecil, maka jumlah tulangan balok tersebut menjadi banyak dan boros. Dikatakan boros karena momen nominal (M_n) yang dihasilkan jauh lebih besar dibandingkan momen yang diminta (M_u/ϕ). Dampak dari ini adalah harga per meter kubik balok menjadi semakin mahal dikarenakan harga tulangan lebih mahal dibandingkan dengan beton.

Untuk mencari tebal blok desak beton (a) dapat digunakan persamaan dengan melihat Gambar 3. 20:

$$M_1 = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (3.49)$$

Persamaan 3.49 Akan menghasilkan persamaan kuadrat a. Jika nilai M_1 , kuat desak beton (f_c), lebar balok (b) dan tinggi efektif balok (d) diketahui maka nilai tebal blok desak beton (a) dapat dihitung.

Jumlah tulangan (n_1) pada balok bertulangan sebelah dapat dihitung dengan menggunakan prinsip mekanika yang diambil gaya-gayanya pada Gambar 3. 20 Rumusnya menjadi :

$\sum H = 0$ dan $Ts_1 - Cc = 0$, nilai Cc dapat dicari dengan pers 3.11 dan nilai Ts_1 dicari dengan persamaan berikut:

$$Ts_1 = As_1 \times fy \dots\dots\dots (3. 50)$$

sehingga:

$$Ts_1 = Cc = As_1 \times fy$$

$$As_1 = \frac{Cc}{fy} \dots\dots\dots (3. 51)$$

Dengan diketahuinya luas tulangan yang dibutuhkan (As_1), maka jumlah tulangan (n_1) dapat dihitung dengan pers 3.38. M_1 merupakan momen yang dihasilkan oleh balok bertulangan sebelah saja. Tentunya, momen yang dihasilkan belum mampu menahan yang terjadi. Agar momen yang terjadi dapat dihasilkan mampu menahan momen yang terjadi, momen sisa (M_2) yang ditahan oleh balok bertulangan rangkap. Nilai M_2 ini dapat dicari dengan pers 3.39, kemudian nilai gaya tarik baja (Ts_2) dapat dihitung dengan menggunakan prinsip mekanika yang diambil gaya-gayanya pada Gambar 3. 20 Rumusnya menjadi :

$$\sum H = 0$$

$$Ts_2 - Cs = 0$$

$$T_{s_2} = C_s \dots\dots\dots (3. 52)$$

dari momen kopel tulangan rangkap dari Gambar 3. 20 didapatkan :

$$T_{s_2} = C_s = \frac{M_2}{d - d'} \dots\dots\dots (3. 53)$$

setelah nilai gaya tarik baja dihitung, maka luas tulangan untuk balok bertulangan rangkap (A_2) adalah :

$$A_{s_2} = \frac{T_{s_2}}{f_s} \dots\dots\dots (3. 54)$$

keterangan :

d' = jarak antara pusat tulangan desak ke sisi terjauh beton desak (mm)

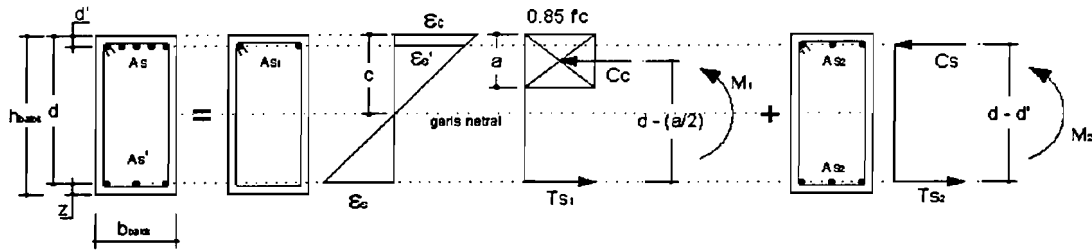
c = jarak garis netral tegangan ke sisi terjauh beton desak (mm)

jika baja desak sudah leleh maka nilai f_y langsung digunakan.

jumlah tulangan (n_2) yang dibutuhkan dicari dengan pers 3.42

Jadi, kebutuhan luas tulangan total untuk daerah tarik (A_s) adalah $A_{s_1} + A_{s_2}$, sedangkan untuk luas tulangan total daerah desak ($A_{s'}$) adalah A_{s_2} . Dengan demikian maka jumlah total tulangan tarik adalah $n_1 + n_2$, sedangkan untuk tulangan desak adalah n_2 .

Untuk menjamin aman atau tidak suatu balok bertulangan rangkap aman terhadap momen positif (M^+) maka perlu di kontrol. Sebelum di kontrol, tulangan yang semula berperan sebagai tulangan tarik diganti fungsinya menjadi tulangan desak. Sedangkan tulangan yang semula berperan sebagai tulangan desak diganti fungsinya menjadi tulangan tarik.



Gambar 3. 21. Tegangan Regangan dan momen kopel pada Balok

Tulangan Rangkap baja desak belum leleh (kontrol kuat lentur momen positif) dari gaya-gaya internal seperti pada Gambar 3. 21 :

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c + C_s$$

$$(A_{s'}) \cdot f_y = (0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) + \left(A_s \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \right) \dots\dots\dots (3. 55)$$

dari persamaan 3.55 Akan didapatkan persamaan kuadrat tebal blok beton desak (a) dimana nilai tebal blok beton desak (a) dapat dihitung. Jika nilai tebal blok beton desak (a) telah dihitung, maka M_1 dapat dicari dengan pers 3.49 dan M_2 dapat dihitung dengan persamaan:

$$M_2 = T_{s2} \times (d - d') = A_s \times f_s \times (d - d') \dots\dots\dots (3. 56)$$

syarat balok dapat menahan momen positif (M^+) adalah :

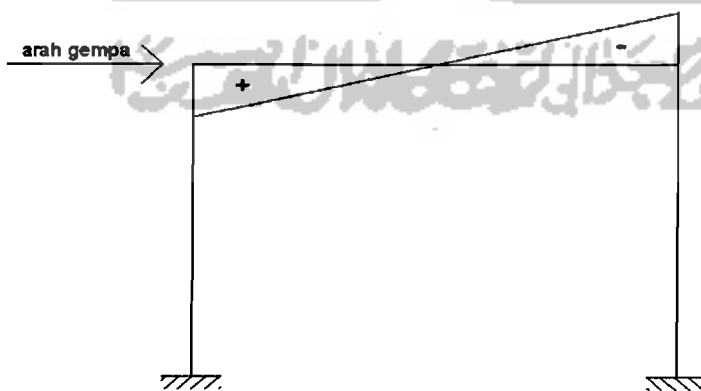
$$\frac{M_u}{\phi} \leq M_n = M_1 + M_2 \dots\dots\dots (3. 57)$$

jika persamaan 3.57 terpenuhi, maka balok bertulangan rangkap tersebut aman terhadap gempa dikarenakan mampu menerima momen positif (M^+) dan momen negatif (M^-).

3.7. Perhitungan Momen Kapasitas Balok

Di saat terjadi gempa seluruh struktur gedung mengalami goyangan akibat gempa tersebut. Suatu gedung yang telah direncanakan tahan gempa tidak mungkin tidak terjadi kerusakan pada struktur gedung tersebut. Prinsip konsep *strong column weak beam* adalah kolom harus lebih kuat dibandingkan dengan balok ketika terjadi gempa. Tentunya dalam perhitungan mendesain kolom dengan konsep *strong column weak beam* momen yang digunakan adalah momen kapasitas balok.

Momen kapasitas yang terjadi pada balok ada dua yaitu Momen Kapasitas Negatif (M_{kap}^-) dan Momen Kapasitas positif (M_{kap}^+). Momen-momen tersebut berada di bagian tumpuan balok. Untuk satu arah gaya lateral (gaya gempa) yang diterima oleh struktur gedung, momen yang muncul pada balok ada dua yaitu M_{kap}^+ berada di sebelah kiri dan M_{kap}^- di sebelah kanan jika arah gaya lateral tersebut berasal dari arah sebelah kiri struktur tersebut. Gambar 3. 22 berikut ini akan menjelaskan diagram momen yang timbul akibat beban gempa.

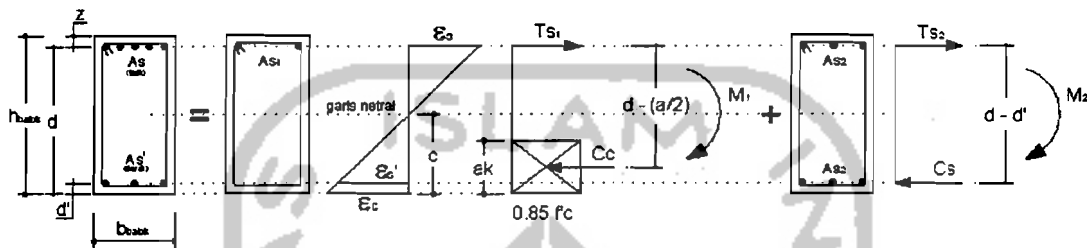


Gambar 3. 22. Diagram momen yang timbul akibat beban gempa dari arah kiri.

Perhitungan untuk menghitung momen kapasitas adalah sebagai berikut :

1) Momen Kapasitas Negatif (M_{kap}^-)

Momen negatif (M^-) yang dihasilkan dari analisis struktur nilainya lebih besar dibandingkan dengan momen negatif (M^+). Setelah balok didesain maka hasil gambarnya adalah sebagai berikut :



Gambar 3. 23. Tegangan Regangan dan momen kopel pada Balok Tulangan Rangkap

Pada perhitungan momen kapasitas momen negatif, tulangan desak dianggap sudah leleh. Pada umumnya, saat tulangan tarik mencapai kekuatan maksimum tetapi tulangan desak belum mencapai kekuatan maksimum. maka :

Keseimbangan gaya-gaya internal dari Gambar 3. 23 :

$$T_{s1} + T_{s2} = C_c + C_s$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \times f_y) \times \phi_0 = (0,85 \times f'_c \times a_k \times b) + (A_s' \times f_y)$$

$$a_k = \frac{(A_s \times f_y \times \phi_0) - (A_s' \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} \dots \dots \dots (3. 58)$$

dimana $a_k = \beta_1 \times c_k$, maka

$$c_k = \frac{a_k}{\beta_1} \dots \dots \dots (3. 59)$$

keterangan :

a_k = tebal blok desak beton pada momen kapasitas (mm)

ϕ_0 = overstrenght factor = 1,25

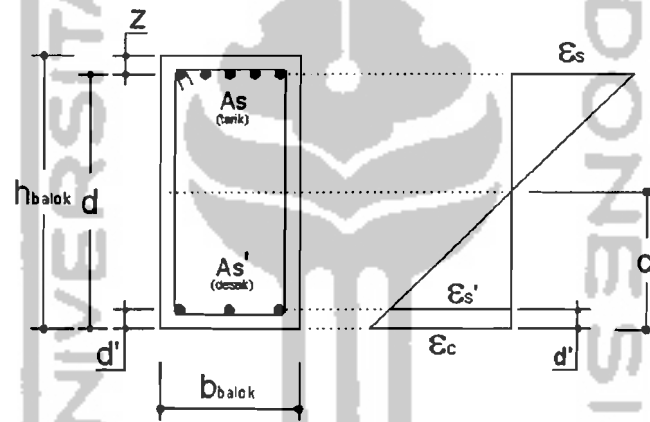
f_y = kuat leleh baja (MPa)

f'_c = kuat desak beton (MPa)

b = lebar balok (mm)

β_1 = konstanta yang merupakan fungsi dari kuat tekan beton = 0,85

Kontrol tulangan desak



Gambar 3. 24. Tegangan Regangan Balok

Dari Gambar 3. 24, nilai tebal blok desak beton (a) adalah :

$$\frac{c - d'}{c} = \frac{\varepsilon_s'}{\varepsilon_c}$$

$$\frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c = \varepsilon_s'$$

$$\left(\frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \right) \times \varepsilon_c = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\left(\frac{a - \beta_1 \times d'}{a} \right) \times \varepsilon_c = \frac{f_y}{E_s}$$

$$E_s \times \left(\frac{a - \beta_1 \times d'}{a} \right) \times \varepsilon_c = f_y$$

$$E_s \times (a - \beta_1 \times d') \times \varepsilon_c = f_y \times a$$

$$(E_s \times \varepsilon_c - f_y) \times a = \beta_1 \times d' \times E_s \times \varepsilon_c$$

$$a = \frac{\beta_1 \times d' \times E_s \times \varepsilon_c}{(E_s \times \varepsilon_c) - f_y} \dots \dots \dots (3.60)$$

dari persamaan 3.60, rumus tersebut dapat diolah lagi yang kemudian nilai c (jarak dari garis netral ke ke sisi terjauh beton desak) dapat diketahui dengan cara:

$$a = \frac{\beta_1 \times d' \times E_s \times \varepsilon_c}{(E_s \times \varepsilon_c) - f_y} \rightarrow \text{dimana } a = \beta_1 \times c$$

$$\beta_1 \times c = \frac{\beta_1 \times d' \times E_s \times \varepsilon_c}{(E_s \times \varepsilon_c) - f_y}$$

$$c = \frac{d' \times E_s \times \varepsilon_c}{(E_s \times \varepsilon_c) - f_y}$$

$$c = \frac{d'}{((E_s \times \varepsilon_c) - f_y) \times \frac{1}{E_s \times \varepsilon_c}}$$

$$c = \frac{d'}{1 - \frac{f_y}{E_s \times \varepsilon_c}} \dots \dots \dots (3.61)$$

Nilai dari persamaan 3.58 dan persamaan 3.61 dibandingkan, jika :

$a > a_k$; $c > c_k \rightarrow$ baja desak belum leleh ($\varepsilon_s' < \varepsilon_s$ atau $f_s' < f_y$)

$a < a_k$; $c < c_k \rightarrow$ baja desak leleh ($\varepsilon_s' > \varepsilon_s$ atau $f_s' > f_y$)

Untuk nilai momen kapasitas balok pada momen negatif (M_{kap}^-) dengan kondisi baja desak belum leleh :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$(A_s \times f_y) \times \phi_0 = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + \left(A_s' \times \left(\frac{c - d'}{c} \times \varepsilon_c \times E_s \right) \right)$$

$$(A_s \times f_y) \times \phi_0 = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + \left(A_s' \times \left(\frac{a - (\beta_1 \times d')}{a} \times \varepsilon_c \times E_s \right) \right) \dots (3.62)$$

persamaan 3.62 akan menghasilkan persamaan kuadrat a . Setelah nilai a dihitung dengan penyelesaian persamaan kuadrat, maka nilai kuat leleh baja desak (f_s') adalah :

$$f_s' = \left(\frac{a - (\beta_1 \times d')}{a} \right) \varepsilon_c \times E_s \dots (3.63)$$

maka, momen kapasitas balok pada momen negatif (M_{kap}^-) adalah :

$$M_{kap}^- = M_1 + M_2 \dots (3.64)$$

dimana :

$$M_1 = C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_1 = 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots (3.65)$$

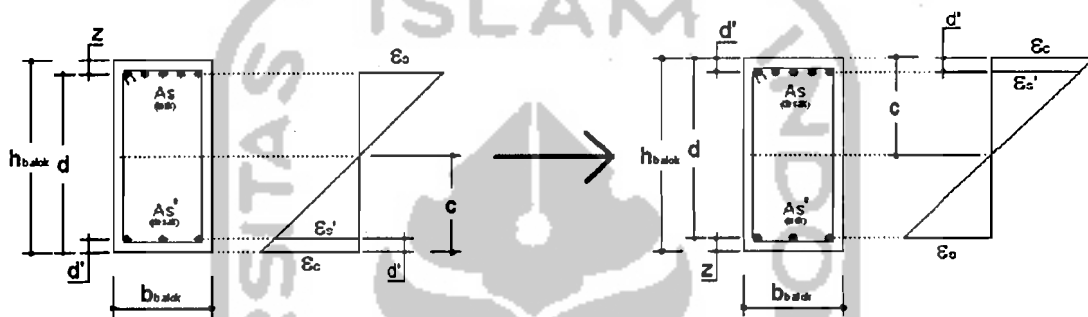
$$M_2 = C_s \times (d - d')$$

$$M_2 = A_s' \times f_s' \times (d - d') \dots (3.66)$$

2) Momen Kapasitas positif (M_{kap}^+)

Untuk menghitung M_{kap}^+ , luas tulangan yang semula adalah luas tulangan tarik berubah menjadi luas tulangan desak. Sedangkan luas tulangan yang

semula adalah tulangan desak berubah menjadi luas tulangan tarik. Hal ini bertujuan untuk untuk mengetahui kapasitas momen balok tersebut dengan kondisi tulangnya dibalik fungsinya. Fungsi yang dimaksud adalah tulangan tarik berfungsi menahan gaya tarik, sedangkan tulangan desak berfungsi menahan gaya desak. Untuk lebih jelasnya, dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 3. 25. Penampang dan tegangan regangan balok yang fungsinya dibalik

Untuk menghitung momen kapasitas positif, proses perhitungan dapat menggunakan persamaan 3.58 sampai 3.69. Dapat dipastikan bahwa tulangan desak kondisinya belum mencapai leleh.

3.8. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Selain menahan momen, balok di desain juga untuk dapat menahan gaya geser. Gaya geser timbul diakibatkan karena adanya gaya-gaya yang diterima oleh balok. Gaya-gaya tersebut antara lain adalah beban gravitasi dan beban gempa. Hal ini apabila tidak diperhitungkan dalam mendisain akan mengakibatkan kerusakan pada balok yang di desain, hal ini dikarenakan balok tidak mampu

menahan gaya geser. Adapun persamaan gaya geser balok portalnya adalah sebagai berikut di bawah ini:

$$\phi V_n \geq V_{u,b} \quad \dots\dots\dots (3. 67)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots\dots\dots (3. 68)$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (3. 69)$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,6} - V_c \quad \dots\dots\dots (3. 70)$$

Dengan :

V_n = Kapasitas geser rencana balok.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan = 0,60

V_c = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

V_s = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan.

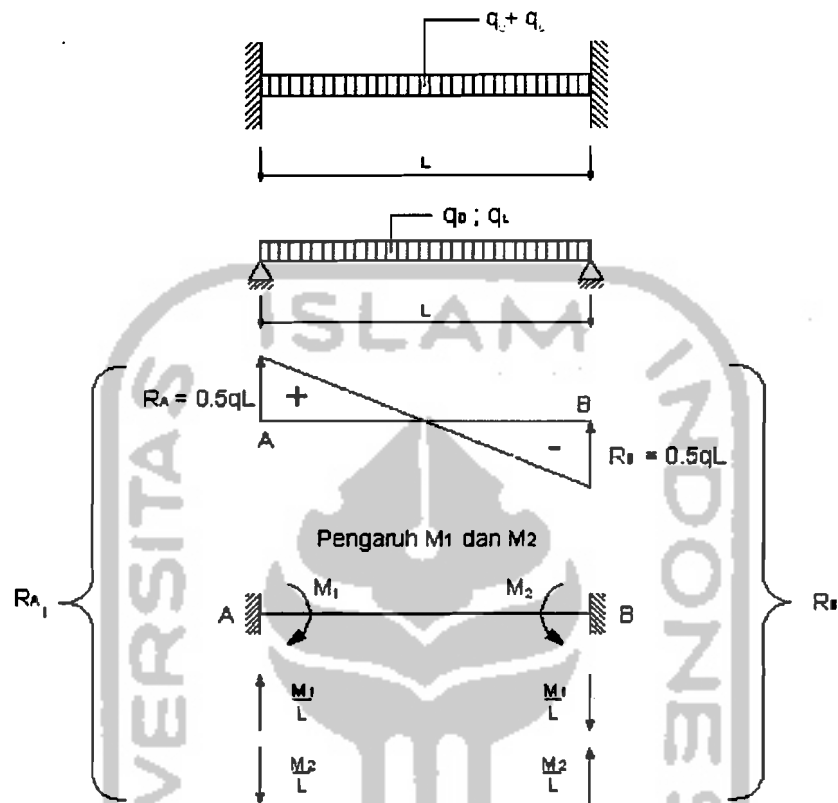
b_w = Lebar balok.

d = Jarak pusat tulangan tarik ke sisi terluar beton desak

Dalam mendisain gedung tahan gempa, prinsip desain kapasitas yaitu *strong coloumn weak beam* (kolom kuat balok lemah) mengatakan bahwa adanya pengaruh *overstrenght* (kelebihan kekuatan) pada balok sehingga dipakailah momen kapasitas (M_{kap}). Momen kapasitas ini berpengaruh pada desain gaya geser sampai momen kolom.

Gedung yang aman adalah gedung yang tahan terhadap beban gravitasi maupun beban yang diakibatkan oleh gempa. Berikut adalah gambar untuk menjelaskan analisis tentang gaya geser balok akibat gravitasi maupun akibat

gempa. Bentuk diagram gaya geser balok yang dihasilkan oleh struktur balok akibat beban gravitasi adalah seperti Gambar 3. 26 berikut ini:



Gambar 3. 26. Diagram gaya geser balok akibat beban gravitasi

$$R_{A1} = V_{g_A} = (0,5 \times q \times L) + \frac{M_1}{L} - \frac{M_2}{L} \dots\dots\dots (3. 71)$$

$$R_{B1} = V_{g_B} = (0,5 \times q \times L) + \frac{M_2}{L} - \frac{M_1}{L} \dots\dots\dots (3. 72)$$

Keterangan:

q = beban gravitasi = $q_D + q_L$

$R_{A1} = V_{g_A}$ = gaya geser balok akibat beban gravitasi di tumpuan A

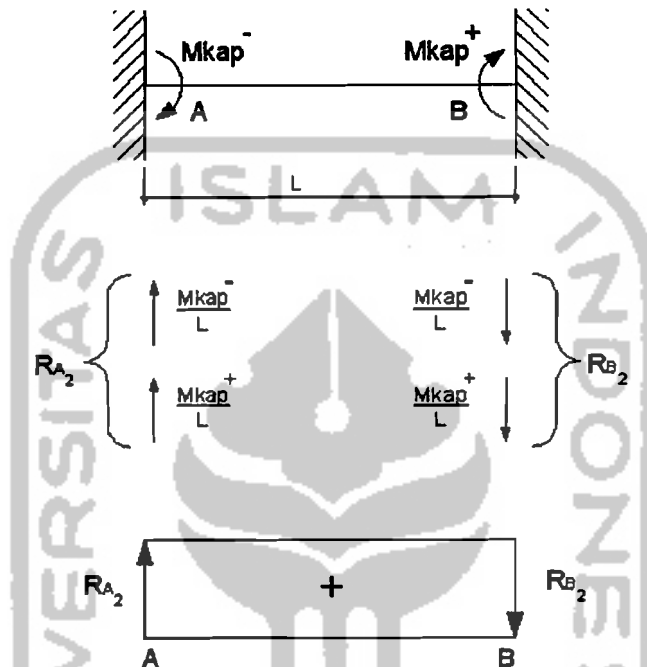
$R_{B1} = V_{g_B}$ = gaya geser balok akibat beban gravitasi di tumpuan B

M_1 = momen akibat beban gravitasi di tumpuan A

M_2 = momen akibat beban gravitasi di tumpuan B

L = panjang bentang balok

Sedangkan untuk bentuk diagram gaya geser balok yang diakibatkan oleh beban gempa (arah kanan) adalah seperti gambar berikut ini:



Gambar 3. 27. Diagram gaya geser balok akibat beban gempa

$$R_{A2} = R_{B2} = \frac{M_{kap}^-}{L} + \frac{M_{kap}^+}{L} \dots \dots \dots (3. 73)$$

dengan:

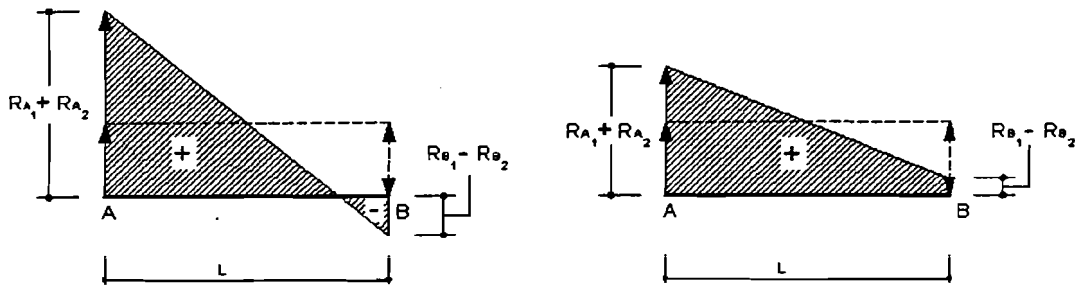
R_{A2} = gaya geser balok akibat beban gempa di tumpuan A

R_{B2} = gaya geser balok akibat beban gempa di tumpuan B

M_{kap}^- = momen kapasitas negatif balok

M_{kap}^+ = momen kapasitas positif balok

Jika digabung gaya geser balok akibat beban gravitasi dan beban gempa maka gaya geser balok total menjadi seperti Gambar 3. 28 berikut ini:



Gambar 3.28. Diagram gaya geser total balok akibat beban gravitasi dan gempa

Dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal dihitung dalam kondisi terjadi sendi – sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut dengan ketentuan berikut (Gideon 3, 1993)

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{(M_{kap}^+ + M_{kap}^-)}{l_n} + 1,05V_g \dots\dots\dots (3.74)$$

$$V_g = V_{D,b} + V_{L,b} \dots\dots\dots (3.75)$$

dengan

$V_{u,b}$ = Kuat geser terfaktor pada penampang yang ditinjau,

M_{kap}^+ = Momen kapasitas balok positif pada balok yang ditinjau.

M_{kap}^- = Momen kapasitas balok negatif pada balok yang ditinjau.

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

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

namun tidak boleh lebih besar dari, (Gideon 3, 1993)

$$V_{u,b} = 1,05 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4}{K} V_{E,b} \right) \dots\dots\dots (3.76)$$

K adalah faktor jenis struktur ($K \geq 1$).

Bila $V_u \geq \phi V_c$, maka harus disediakan tulangan geser untuk memenuhi persamaan $V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$. Bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, maka:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots (3.77)$$

Dimana :

A_v = Luas tulangan geser

V_s = gaya geser yang dikerahkan oleh sengkang

d = tinggi efektif balok

s = jarak spasi tulangan sengkang

Untuk balok yang berada di daerah dalam sendi plastis ($2h_{\text{balok}}$) seluruh gaya geser yang ada ditahan oleh tulangan geser/sengkang. Jarak spasi tulangan geser/sengkang (s) untuk daerah di dalam sendi plastis dengan menggunakan persamaan :

$$S_1 = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots (3.78)$$

$$S_2 \leq \frac{d}{4} \dots\dots\dots (3.79)$$

$$S_3 \leq 8 \times D_{\text{tul pokok}} \dots\dots\dots (3.80)$$

$$S_4 \leq 24 \times D_{\text{tul sengkang}} \dots\dots\dots (3.81)$$

$$S_5 \leq \frac{1600 \times f_y \times A_v}{(A_1 + A_2) \times f_y} \dots\dots\dots (3.82)$$

Keterangan:

A_v = luas satu kaki dari tulangan transversal, mm^2 .

A_1 = luas tulangan longitudinal atas, mm^2 .

A_2 = luas tulangan longitudinal bawah, mm².

$$S_6 \leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots (3. 83)$$

Nilai S_1 dibandingkan dengan S_2 , S_3 , S_4 , S_5 dan S_6 . Jarak sengkang tidak boleh melebihi dari nilai S_2 , S_3 , S_4 , S_5 dan S_6 . (SKSNI T-15-1991-03). Lalu dari semua itu maka diambil nilai yang terkecil. Jarak spasi tulangan geser/sengkang (s) untuk daerah di luar sendi plastis dengan menggunakan persamaan 3.78, 3.83 juga persamaan berikut ini:

$$S_6 \leq \frac{d}{2} \dots\dots\dots (3. 84)$$

Persamaan 3.78, 3.83 dan 3.84 hasilnya dibandingkan dan diambil yang terkecil.

3.9. Perencanaan Kolom

Dalam perencanaan kolom, konsep yang tidak boleh dilupakan adalah prinsip *strong coloumn weak beam*, yaitu kolom harus mampu bertahan dibandingkan dengan balok. Oleh karena itu, suatu kolom harus didesain lebih kokoh dan kuat dibanding dengan balok.

Kolom merupakan komponen struktur yang tugas utamanya menyangga beban aksial desak. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada keruntuhan komponen desak, karena umumnya tidak diawali tanda peringatan yang jelas. Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan baja luluh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang terdesak.

3.9.1. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Lentur

Dalam mendisain struktur rangka dengan daktilitas penuh, kuat lentur minimum harus memenuhi persamaan-persamaan berikut (Gideon 3, 1993):

$$Mu_{,k} = \alpha_k \times \phi \times \left(\frac{L_{ki}}{L'_{ki}} \times M_{kap,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} \times M_{kap,ka} \right) \dots\dots\dots (3. 85)$$

persamaan 3.85 adalah momen kolom di as balok. Dalam mendisain kolom, momen kolom yang diambil adalah momen kolom di tepi muka balok. Dengan demikian, momen kolom di tepi muka balok :

$$Mu_{,k} = \frac{h'}{h} \times 0,7 \times \omega_d \times \phi \times \alpha_k \times \left(\frac{L_{ki}}{L'_{ki}} \times M_{kap,ki} + \frac{L_{ka}}{L'_{ka}} \times M_{kap,ka} \right) \dots\dots\dots (3. 86)$$

dengan:

$$\alpha_k = \frac{k_{ka/b}}{k_a + k_b} \dots\dots\dots (3. 87)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari,

$$Mu_{,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} M_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3. 88)$$

dengan :

$M_{u,k}$ = Momen ultimit kolom

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

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

ω_d = Faktor pembesar dinamis (*dynamic magnification factor*) yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan ($\omega_d = 1,3$)

α_k = Faktor distribusi momen kolom portal sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah, k adalah kekakuan relatif kolom

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

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

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

$$k = \frac{1}{h}$$

h = tinggi kolom antar titik pertemuan ke titik pertemuan.

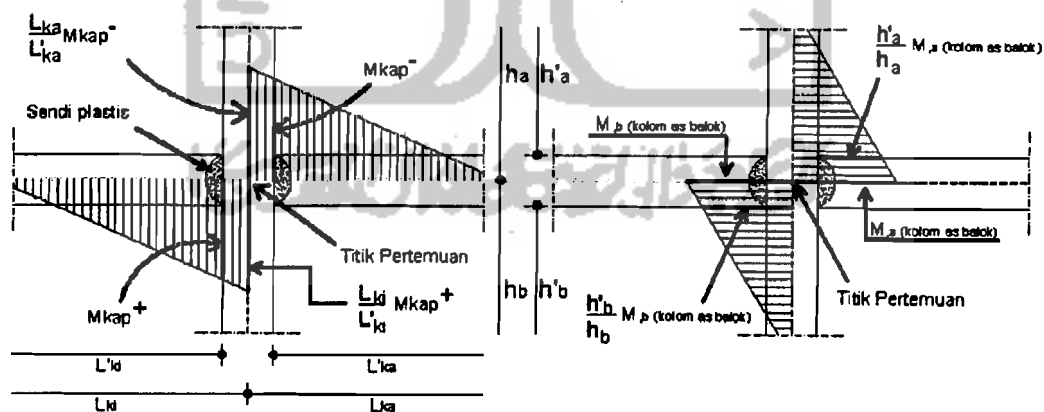
h' = Tinggi kolom bersih (kolom dibawah joint yang ditinjau).

L = Panjang balok dari titik pertemuan ke titik pertemuan

L' = Panjang balok bersih

K = Faktor jenis struktur ($K \geq 1,0$)

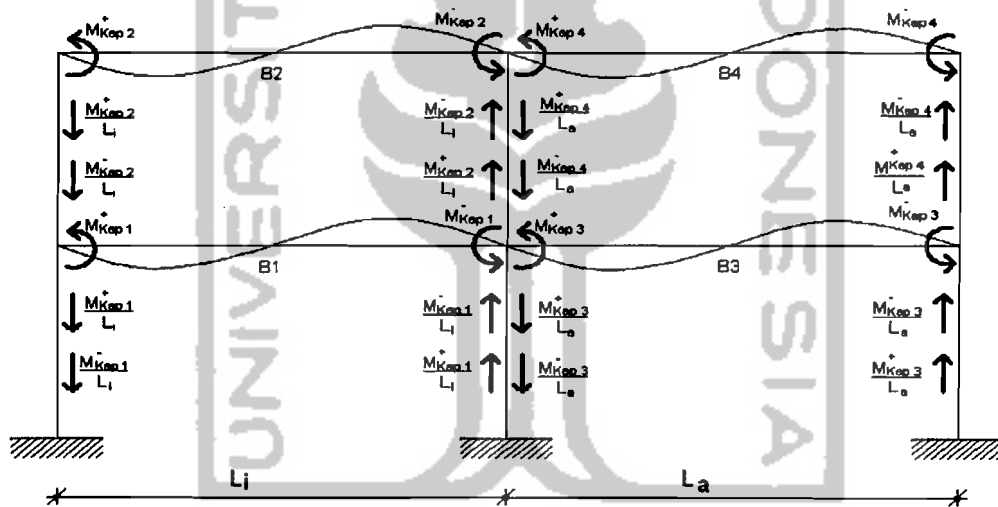
Gambar 3. 29 berikut ini akan menjelaskan proses terjadinya M_u kolom dari M_{kap} balok.



Gambar 3. 29. Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis pada ujung – ujungnya

3.9.2. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Aksial

Setelah momen ultimit kolom $M_{u,k}$ dihitung, maka tahap selanjutnya adalah menghitung gaya aksial yang bekerja pada portal tersebut. Gaya aksial yang dihasilkan oleh kolom tersebut ada 2, yaitu gaya aksial yang dihitung berdasarkan pada gaya lintang balok pada balok *overstrength* (gaya lintang balok menjadi gaya aksial kolom) dan gaya aksial kolom hasil analisis struktur. Gambar 3. 30 berikut ini akan menjelaskan proses mendapatkan gaya aksial kolom tersebut.



Gambar 3. 30. Pertemuan balok Kolom dengan Sendi Plastis pada Ujung Balok di sebelah Kiri dan Kanan.

Beban aksial rencana, $P_{u,k}$ yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dengan rumus (Gideon 3, 1993):

$$P_{u,k} = \frac{0,7R_v \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05P_{g,k} \dots\dots\dots (3. 89)$$

dengan :

$P_{g,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi = $P_D + P_L$

l_b = Bentang balok dari pusat ke pusat kolom.

R_v = faktor reduksi yang ditentukan sebesar:

1,0 untuk $1 < n < 4$

$1,1 - 0,025n$ untuk $4 < n < 20$

0,6 untuk $n > 20$

n = Jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau.

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari,

$$P_{u,k} = 1,05 \left(P_{g,k} + \frac{4}{K} P_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3.90)$$

dengan :

$P_{E,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gempa.

$P_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi. = $P_D + P_L$

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

Tahap selanjutnya dalam mendisain tulangan kolom adalah mengambar grafik Mn-Pn. Fungsi dari grafik Mn-Pn ini adalah untuk menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan oleh kolom.

Tiap-tiap kolom mengalami kondisi yang berbeda-beda ketika mengalami kerusakan/kegagalan material pada kolom tersebut. Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik, penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu :

1. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan tarik.

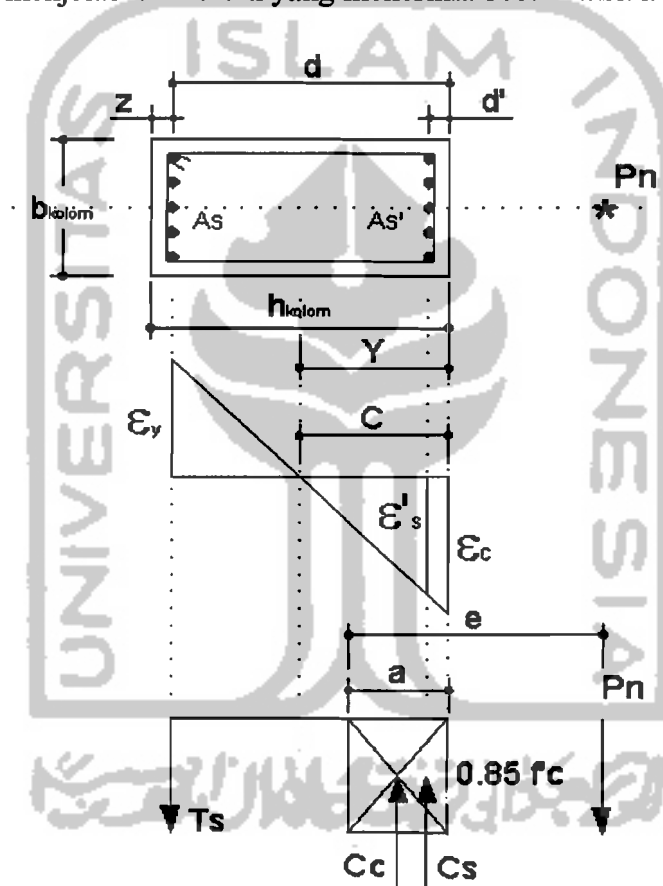
Kolom runtuh pada saat baja tarik dengan regangan ϵ_s (regangan yang terjadi) $\geq \epsilon_y$ (regangan leleh) dan beton melum mencapai ϵ_{cu} (regangan hancur).

2. Keruntuhan desak, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Kolom runtuh pada saat beton desak mencapai ϵ_{cu} (regangan hancur) = 0,003 dan baja tarik belum mencapai ϵ_y /belum leleh.

Kondisi balanced terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan. Gambar 3.

31 berikut akan menjelaskan kolom yang menerima beban aksial.



Gambar 3. 31. Tegangan Regangan dan Momen Kopel Kolom

Berikut ini adalah langkah-langkah untuk membuat grafik M_n - P_n untuk luas tulangan 1%.

1. Keadaan seimbang ($C = C_b$)

$$d = h - d'$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d \dots\dots\dots (3.91)$$

$$f_s' = \frac{C_b - d'}{C_b} \times 600 \dots\dots\dots (3.92)$$

jika : $f_s' > f_y$ maka $f_s'_{\text{pakai}} = f_y$

$f_s' < f_y$ maka $f_s'_{\text{pakai}} = f_s'$

$$A_g = b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \dots\dots\dots (3.93)$$

$$A_{st} = 1\% \times A_g \dots\dots\dots (3.94)$$

$$A_s' = A_s = \frac{A_{st}}{2} \dots\dots\dots (3.95)$$

Lalu C_c didapat dengan pers 3.11

$$a = 0,85 \times C_b \dots\dots\dots (3.96)$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0,85 \times f_c) \dots\dots\dots (3.97)$$

Lalu T_s didapat dengan pers 3.12

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \dots\dots\dots (3.98)$$

$$Y = \frac{h}{2} \dots\dots\dots (3.99)$$

$$M_{nb} = C_c \times (Y - a/2) + C_s \times (Y - d') + T_s \times (d - Y) \dots\dots\dots (3.100)$$

2. Patah Tarik ($C < C_b$)

Untuk nilai f_s' dicari dengan pers 3.92, sedangkan untuk nilai f_s dihitung dengan pers 3.22. Selanjutnya nilai C_c dihitung dengan pers 3.11, dan nilai a dihitung dengan pers 3.96. Dan untuk nilai C_s , T_s , P_n , Y , dan M_n dihitung dengan persamaan yang sama dengan diatas, yaitu 3.95, 3.12, 3.98, 3.99, dan 3.100.

3. Patah Desak ($C > C_b$)

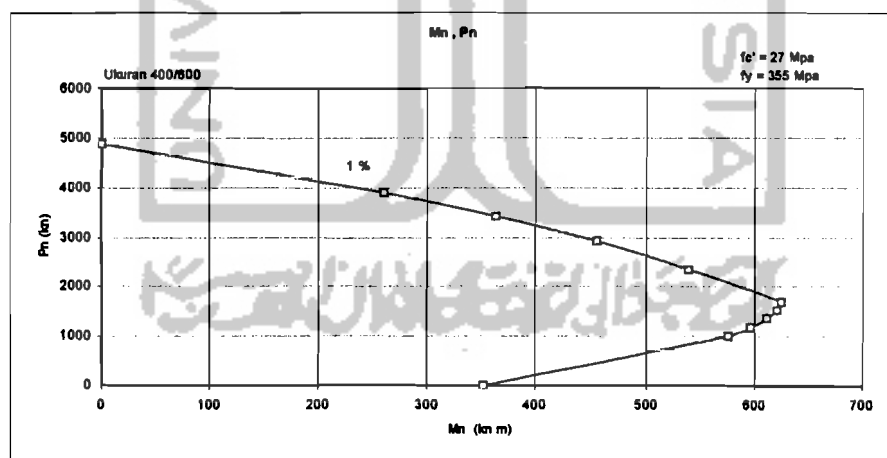
Untuk patah desak, persamaan-persamaan yang dicari sama seperti persamaan-persamaan yang digunakan pada patah tarik. Yang akan berbeda adalah hasil dari nilai C dan C_b , nilai ini yang akan menentukan bahwa kolom tersebut patah tarik atau patah desak.

- **$M_n = 0$**

$$P_n = 0,85 \times f_c \times (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y) \dots\dots\dots (3.101)$$

- **$P_n = 0$**

Nilai a didapat dengan pers 3.13 dan nilai M_n dihitung dengan pers 3.14. Setelah perhitungan diatas telah dihitung, nilai M_n dan P_n pada masing-masing kondisi tersebut dibuatkan grafik Mn-Pn yang berbentuk seperti Gambar 3. 32 berikut ini:



Gambar 3. 32. Diagram interaksi Mn-Pn untuk luas tulangan 1%

Gambar 3. 32 menunjukkan grafik interaksi Mn-Pn untuk luasan tulangan 1%. Untuk luasan yang selanjutnya dibuatkan grafik interaksi Mn-Pn dengan

luasan tulangan 2% - 6% dengan cara yang sama pada saat membuat grafik untuk luasan 1%.

Setelah grafik interaksi Mn-Pn dengan luasan tulangan 1% s/d 6% jadi, maka perhitungan tulangan dapat dikerjakan. Langkah-langkahnya adalah sebagai berikut:

Momen ultimit kolom (Mu,k) dan gaya aksial ultimate kolom (Pu,k) telah diketahui, maka nilai Momen nominal kolom (Mn_{kolom}) dan gaya aksial nominal kolom (Pn_{kolom}) adalah:

$$Mn_{kolom} = \frac{Mu,k}{\phi} \dots\dots\dots (3. 102)$$

$$Pn_{kolom} = \frac{Pu,k}{\phi} \dots\dots\dots (3. 103)$$

Dengan:

- ϕ = faktor reduksi kekuatan kolom
- = 0,70 → untuk kolom dengan pengikat spiral
- = 0,65 → untuk kolom dengan pengikat sengkang

Kemudian Mn_{kolom} dan Pn_{kolom} diplotkan di grafik interaksi Mn-Pn dan kemudian ditarik garis pada bagian koordinat Mn dan Pn tersebut. Kemudian garis tersebut akan bertemu di satu titik dimana titik tersebut menandakan luasan tulangan yang akan digunakan pada kolom tersebut.

Setelah luasan tulangan didapat maka perhitungan selanjutnya adalah :

$$Ast = X,XX \% \times Ag$$

$$A_{tul} = 0.25.\pi.d^2$$

$$n = \frac{A_{st}}{A_{tul}} \dots\dots\dots (3. 104)$$

Dimana :

X,XX % adalah luasan tulangan yang didapat dari grafik interaksi Mn-Pn

d = diameter tulangan yang akan digunakan

n = Jumlah tulangan kolom.

Untuk menghitung gaya aksial nominal (Pn) pada kolom, dapat digunakan rumus Whitney. Berikut rumus-rumus dengan kondisi rusak kolom yang berbeda untuk mengetahui nilai gaya aksial nominal (Pn) pada kolom:

- **Pu ≤ ø Pnb (Runtuh Tarik)**

Persamaan 3. 105 adalah (Nawy, 1990) :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \times \left(\left(\frac{h-2 \cdot e}{2 \cdot d} \right) + \sqrt{\left(\frac{h-2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right)$$

- **Pu ≥ ø Pnb (Runtuh Desak)**

$$P_n = \frac{A_s \times f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} \times \frac{b \times h \times f'_c}{\frac{3 \times h \times e}{d^2} + 1,8} \dots\dots\dots (3. 106)$$

3.9.3. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

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

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \dots\dots\dots (3.107)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} V_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3.108)$$

dengan :

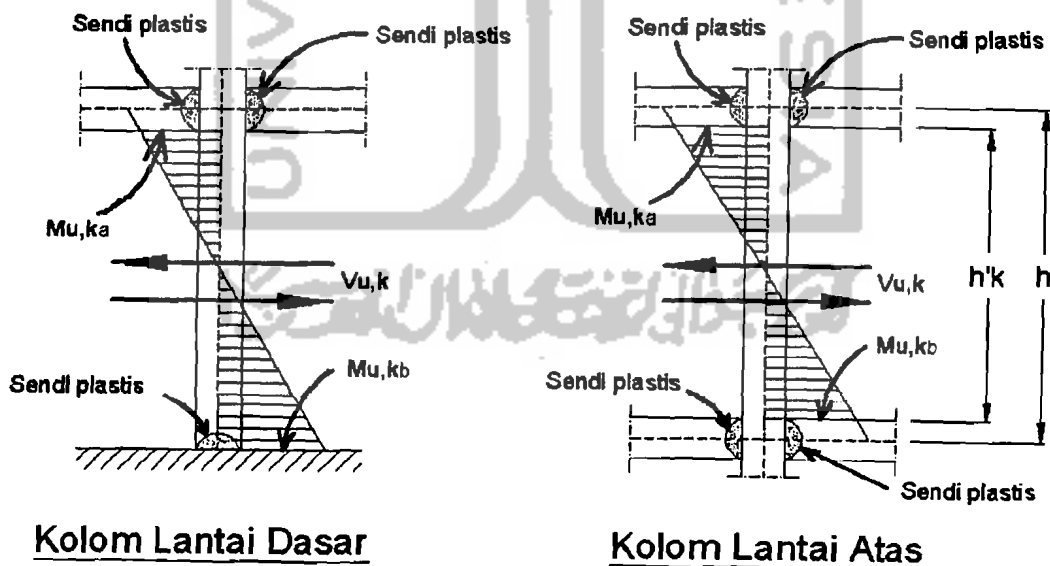
$M_{u,k \text{ atas}}$ = Momen ultimate kolom pada ujung bagian atas kolom.

$M_{u,k \text{ bawah}}$ = Momen ultimate kolom pada ujung bagian bawah kolom.

h'_k = tinggi bersih kolom.

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

Gambar 3. 33 berikut akan menjelaskan terjadinya geser pada kolom baik itu pada lantai dasar maupun pada lantai atas.



Gambar 3. 33. Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas

Kuat geser yang disumbangkan beton untuk struktur yang dibebani tekan aksial diberikan dengan ketentuan,

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.109)$$

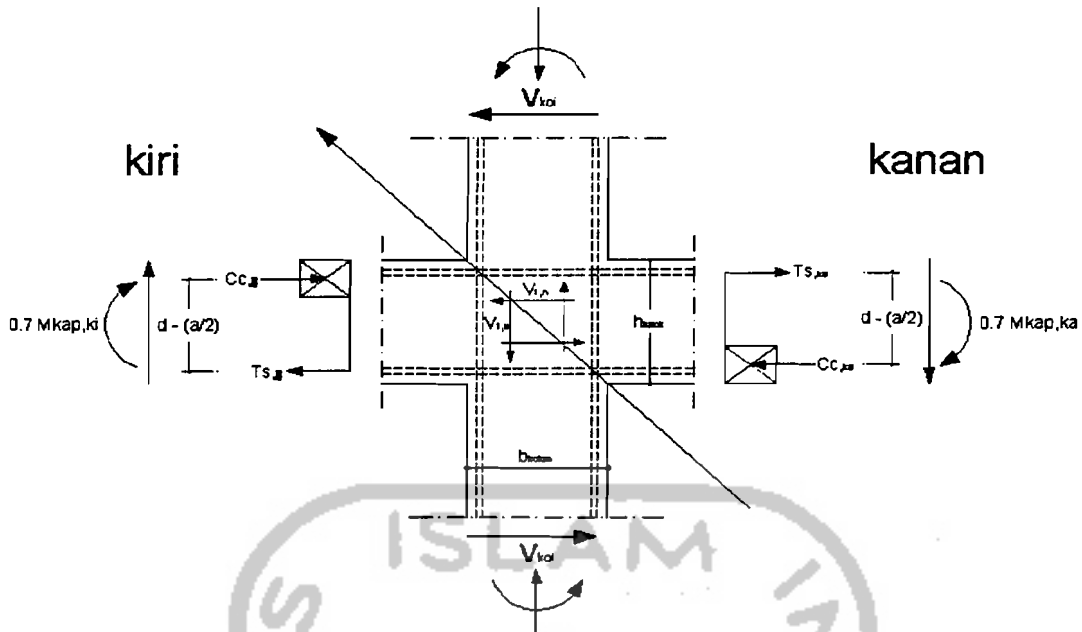
Spasi tulangan transversal kolom menurut SK SNI-15-1991-03 ayat

3.14.4 butir 4, yaitu :

- a. $S \leq$ seperempat dari dimensi komponen struktur terkecil
- b. $S \leq$ delapan kali diameter tulangan memanjang
- c. $S \leq 100$ mm

3.10. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal diproporsikan untuk dapat memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu ($V_{u,h}$) dan kuat geser vertikal perlu ($V_{u,v}$) yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok (Gideon 3, 1993). Seperti Gambar 3. 34 berikut ini yang menjelaskan panel pertemuan balok dan kolom:



Gambar 3. 34. Panel Pertemuan Balok dan Kolom Portal

Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka ditentukan dengan ketentuan sebagai berikut:

Gaya geser horizontal kolom pada join (V_{kol}) ditentukan dari (Gideon 3,1993),

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{l_{ki}}{l'_{ki}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l'_{ka}} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots (3. 110)$$

dengan:

l_{ki} = panjang bentang balok sebelah kiri join.

l'_{ki} = panjang bentang netto balok sebelah kiri join.

l_{ka} = panjang bentang balok sebelah kanan join.

l'_{ka} = panjang bentang netto balok sebelah kanan join.

h_{ka} = tinggi kolom atas, h_{kb} adalah tinggi kolom bawah.

Tegangan geser horizontal nominal ($V_{j,h}$) dalam join adalah,

$$V_{j,h} = C_{ka} + T_{ki} - V_{kol} \dots\dots\dots (3. 111)$$

Nilai C_{ka} dan T_{ki} dihitung dengan rumus :

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots (3. 112)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots (3. 113)$$

Keterangan:

C_{ka} = gaya desak beton dalam inti join.

T_{ki} = gaya tarik baja dalam inti join.

Z = Kopel momen antara gaya desak beton dan gaya tarik baja dalam inti beton -
disebelah kiri dan kanan join.

Kontrol tegangan geser horizontal minimum ditentukan dari,

$$V_{jh} = \frac{V_{j,h}}{b_j \cdot h_c} \dots\dots\dots (3. 114)$$

dengan:

b_j = tinggi balok.

h_c = tinggi potongan penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau.

nilai V_{jh} tidak boleh melebihi ketentuan berikut:

$$V_{jh} \leq 1,5 \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)} \dots\dots\dots (3. 115)$$

Untuk penulangannya, langkah penyelesaiannya:

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \left\{ \sqrt{\left(\frac{P_{n,k}}{A_g} - 0,1 \cdot f'_c \right)} \right\} b_j \cdot h_c \dots\dots\dots (3. 116)$$

Dengan:

$P_{n,k}$ = Gaya aksial kolom yang berada di atas joint yang ditinjau.

Tulangan geser horizontal harus dapat memikul gaya geser rencana join

$$V_{sh} = V_{j,h} - V_{ch} \dots\dots\dots (3. 117)$$

Luas tulangan yang dibutuhkan join tersebut adalah:

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \dots\dots\dots (3. 118)$$

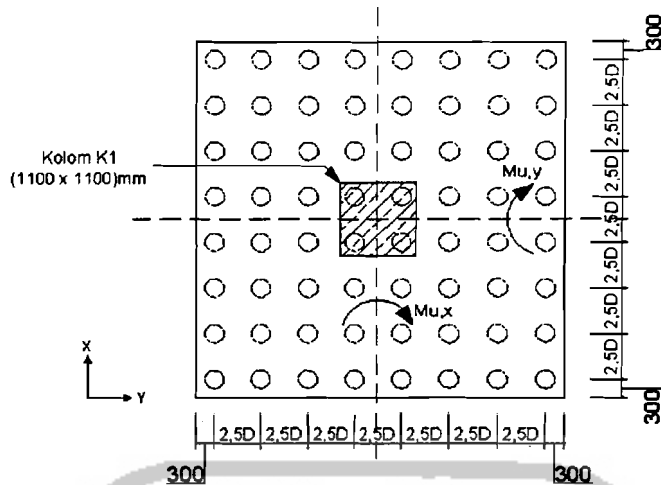
3.11. Perencanaan Pondasi

Dalam merencanakan pondasi tiang, perlu diketahui terlebih dahulu daya dukung tiang yang direncanakan. Dikarenakan tidak adanya data sondir tanah, maka dalam tugas akhir ini diambil daya dukung tiang, $Q_u = 1000 \text{ KN} = 100 \text{ Ton}$. Penentuan jumlah tiang dilakukan dengan coba-coba sampai ditemukan konfigurasi jumlah tiang yang cocok. Setelah ditemukan jumlah tiang yang diperlukan, kemudian dapat dihitung efisiensi tiang dengan persamaan (3.121).

Efisiensi tiang berdasarkan *Converse – Laberre Formula*. (Das, 1990)

$$E_g = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right) \dots\dots\dots (3. 119)$$

- Dengan:
- E_g = Efisiensi tiang
 - d = diameter tiang
 - s = jarak antar tiang
 - n = jumlah baris dalam konfigurasi tiang
 - m = jumlah tiang dalam sebaris



Gambar 3. 35. Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang

Setelah didapatkan konfigurasi yang tepat, kemudian dihitung beban servis yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat tanah urug} \dots\dots\dots (3. 120)$$

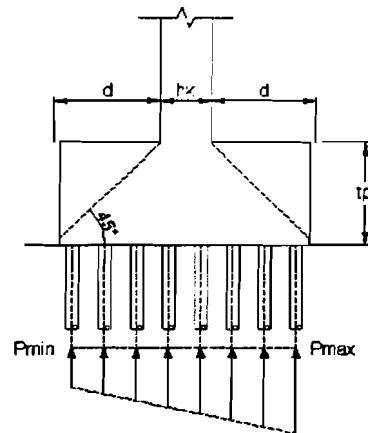
$$\Sigma P_u = 1,05 P \dots\dots\dots (3. 121)$$

Beban pada konfigurasi tiang :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{Mu, x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} + \frac{Mu, y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \leq Q_u \cdot E_g \dots\dots\dots (3. 122)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P_u}{n} - \frac{Mu, x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} - \frac{Mu, y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \dots\dots\dots (3. 123)$$

Dengan Mu,x momen searah sumbu y , Mu,y momen searah sumbu x , X_{max} jarak tiang terjauh dalam arah sumbu x , Y_{max} jarak tiang terjauh dalam arah sumbu y , n_x jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu x , n_y jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu y , ΣX^2 jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu x , dan ΣY^2 jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu y .



Gambar 3. 36. Reaksi tiang akibat gaya aksial dan momen

Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)

$$d = tp - pb - 0,5 \cdot \phi_{tul}$$

$$V_u = \sum n \cdot P_{max}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)

$$V_u = \sum n \cdot P$$

$$b_o = 2 \cdot (h_{kolom} + d) + 2 \cdot (b_{kolom} + d)$$

$$\beta_o = 1$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_o}\right) \cdot (2 \cdot \sqrt{f'c}) \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot \sqrt{f'c}\right) \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = (4 \cdot \sqrt{f'c}) \cdot b_o \cdot d$$

dengan :

β_0 = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat yang bekerja atau bidang reaksi.

B_0 = panjang keliling penampang kritis geser dua arah yang bekerja pada fondasi telapak.

α_s = 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom eksterior, dan 20 untuk kolom sudut.

