

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Pengaruh Gempa

Gempa sebagai salah satu peristiwa alam, sering menjadi masalah besar bagi struktur gedung bertingkat. Pada saat terjadi gempa, tanah mengalami getaran dalam berbagai arah sehingga semua bagian yang berdiri di atas tanah ikut bergetar. Tetapi umumnya struktur-struktur bangunan mempunyai kekakuan lateral yang beraneka ragam, sehingga memiliki waktu getar alami (T) yang berbeda-beda pula. Oleh karena itu respon percepatan maksimum struktur tidak selalu sama dengan percepatan getar gempa.

3.1.1. Prinsip-Prinsip Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Prinsip dalam perencanaan struktur gedung tahan gempa adalah struktur gedung tidak rusak akibat gempa-gempa kecil atau sedang. Terhadap gempa kuat yang jarang terjadi, struktur tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara duktail dengan melepaskan energi gempa dan membatasi energi kinetik serta "Strain Energi" yang tersimpan didalam struktur selama terjadi gempa.

Agar struktur gedung dapat memencarkan energi gempa dan berperilaku duktail, maka harus ditentukan

tempat-tempat sendi plastis dan diberi pendetailan. Untuk menjamin agar mekanisme pemencaran energi benar-benar terbentuk pada tempat-tempat tertentu dan berfungsi selama gempa berlangsung, maka pada bagian struktur yang lain harus diberi cadangan kekuatan yang cukup.

Struktur gedung yang mempunyai ketahanan terhadap gempa dengan baik biasanya mempunyai denah yang sederhana, simetris, kekakuan yang seragam dan distribusi massa yang seimbang. Respon akibat dari adanya sayap-sayap pada gedung yang memiliki tonjolan-tonjolan (seperti gedung berbentuk H, U atau L) akan menimbulkan konsentrasi tegangan pada pertemuan antara sayap-sayap tersebut. Oleh karena itu pada bagian-bagian tersebut harus direncanakan berdasarkan analisa dinamik tiga dimensi yang mencakup peninjauan respon terhadap puntir.

Berdasarkan PPKGURDG '87 Pasal 2.3.1. bahwa untuk struktur gedung beraturan sampai ketinggian 40 m dan struktur yang tidak menunjukkan perubahan yang drastis dalam perbandingan antara berat dan kekakuan pada tingkat-tingkatnya, pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara Analisis Beban Ekuivalen Statik.

3.1.2. Analisis Beban Ekuivalen Statik

3.1.2.1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Struktur gedung yang mendapat beban gempa harus

direncanakan untuk menahan suatu beban geser dasar (V) akibat gempa. Besarnya beban geser dasar menurut PPKGURDG '87 dapat dinyatakan dalam:

$$V = C.I.K.W_t \dots\dots\dots (3.1)$$

Yangmana: W_t = Kombinasi dari beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang direduksi

3.1.2.2. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar adalah koefisien yang dipakai untuk menentukan gaya geser dasar (V), akibat gempa. Koefisien tersebut ditentukan dengan membuat spektra percepatan struktur pada derajat kebebasan tunggal akibat gempa dengan memperhitungkan tingkat daktilitas struktur yang dikehendaki. Koefisien ini tergantung pada wilayah gempa, waktu getar alami dan kondisi tanah. Nilai koefisien gempa dasar dapat dilihat pada PPKGURDG '87 gambar 2.3 dan untuk pembagian wilayah gempa pada gambar 2.2, sedangkan untuk waktu getar alami (T) dibahas tersendiri.

3.1.2.3. Faktor Keutamaan (I)

Tingkat kepentingan suatu struktur terhadap bahaya gempa berbeda-beda tergantung pada fungsinya. Oleh karena itu semakin penting struktur tersebut semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Tingkat perlindungan tersebut dinyatakan dalam suatu faktor yaitu faktor keutamaan (I). Untuk gedung-gedung biasa

seperti sekolah, rumah sakit, tempat orang berkumpul mempunyai faktor keutamaan $I = 1,5$ dan pada gedung-gedung lebih penting nilai I tersebut lebih besar lagi. Faktor selengkapnya ditentukan pada Pasal 2.4.3, Tabel 2.1 PPKGURDG '87.

3.1.2.4. Faktor Jenis Struktur (K)

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

Faktor ini sangat tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang dipakai. Struktur yang mempunyai daktilitas yang cukup dan mampu memencarkan energi gempa pada sejumlah besar elemen-elemennya memerlukan faktor K yang rendah. Struktur yang mempunyai mekanisme pemencaran energi yang sedikit memerlukan faktor K yang lebih tinggi, agar struktur mempunyai ketahanan yang cukup selama terjadinya gempa kuat. Ketentuan ini terdapat pada Pasal 2.4.4, Tabel 2.2 PPKGURDG '87.

3.1.2.5. Waktu Getar Alami Struktur Gedung

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, waktu getar alami (T) dapat ditentukan dengan rumus-rumus pendekatan. Hal tersebut dapat dilihat pada Pasal 2.4.5

PPKGURDG '87. Untuk portal beton, rumus pendekatan T (detik) sebagai asumsi awal adalah:

$$T = 0,006 \times H^{3/4} \dots\dots\dots (3.2)$$

yangmana: H = Tinggi struktur gedung diukur dari tingkat penjepitan lateral sampai puncak struktur utama

Kemudian setelah direncanakan dengan pasti, waktu getar alami struktur gedung harus ditentukan dari rumus berikut ini:

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

yangmana:

w_i = beban-beban vertikal pada tingkat i

F_i = beban gempa horizontal pada tingkat i

d_i = simpangan horizontal pusat pada tingkat i

g = percepatan gravitasi (9,8 m/det²)

3.1.2.6. Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Jika perbandingan antara tinggi dan lebar sistem penahan beban gempa kurang dari 3, maka beban geser dasar akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horizontal terpusat pada masing-masing tingkat. Adapun distribusi beban geser dasar menurut rumus berikut ini:

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

yangmana: h_i = tinggi lantai/tingkat ke i terhadap lantai dasar

Namun jika perbandingan tersebut sama atau lebih besar dari 3, maka 0,1 V dianggap sebagai beban terpusat di lantai puncak dan 0,9 V sisanya harus dibagikan menurut rumus diatas.

3.2. Analisis Struktur

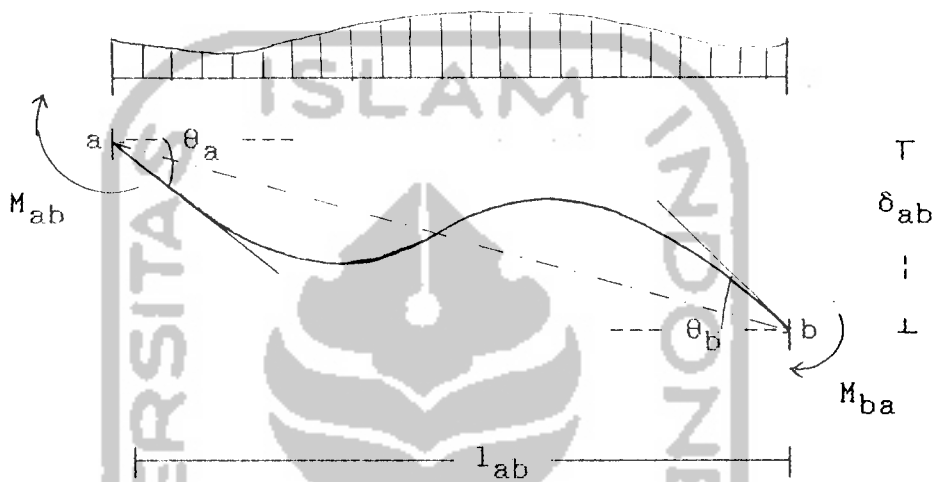
Pada analisis struktur portal, dikenal suatu metode yang cukup populer, yaitu metode Takabeya. Metode ini lebih sederhana dibandingkan dengan metode Cross atau metode Kani. Karena pada tiap-tiap titik buhul hanya memerlukan satu momen parsial untuk pembesaran momen. Oleh karena itu metoda analisis struktur yang dipilih pada Tugas Akhir ini metode Takabeya.

Dalam analisis struktur portal, perhitungan didasarkan atas anggapan-anggapan bahwa:

1. deformasi yang diakibatkan oleh gaya desak atau tarik dan gaya geser diabaikan,
2. hubungan antara balok dan kolom adalah kaku sempurna.

Momen lentur dari ujung-ujung batang dinyatakan sebagai fungsi dari sudut rotasi dan pergeseran sudut relatif, dari ujung batang yang satu terhadap ujung batang yang lain.

Sebagai penjelasan gambar 3.1, akibat beban merata ujung b bergeser sejauh δ_{ab} relatif terhadap titik a. Besar M_{ab} dan M_{ba} dapat dinyatakan sebagai fungsi dari perputaran dan pergeseran sudut.



Gambar 3.1 Pengaruh beban pada bentang

Sehingga didapat momen akhir (design moment) sebagai berikut:

$$M_{ab} = \Delta m_{ab} + \bar{M}_{ab} \dots \dots \dots (3.5)$$

$$M_{ba} = \Delta m_{ba} + \bar{M}_{ba} \dots \dots \dots (3.6)$$

yangmana:

M_{ab} dan M_{ba} adalah momen akhir

\bar{M}_{ab} dan \bar{M}_{ba} adalah momen primer dari keadaan kedua ujung bentang terjepit.

Δm_{ab} dan Δm_{ba} adalah besarnya momen koreksi akibat adanya pergeseran titik b sejauh δ_{ab} .

Perjanjian tanda momen-momen adalah ditinjau dari ujung batang, dinyatakan positif bila searah dengan arah perputaran jarum jam.

Adapun besarnya momen koreksi m_{ab} dan m_{ba} adalah:

$$m_{ab} = k_{ab} \{ 2m_a + m_b \} + m_{ab} \dots\dots (3.7)$$

$$m_{ba} = k_{ab} \{ 2m_b + m_a \} + m_{ab} \dots\dots (3.8)$$

yangmana:

k_{ab} = angka kekakuan

m_b = momen distribusi titik a, akibat perputaran sudut θ_a

m_b = momen distribusi titik b, akibat perputaran sudut θ_b

m_{ab} = momen distribusi penggoyangan, akibat pergeseran titik b relatif terhadap titik a sejauh δ_{ab}

3.3. Perancangan Beton

Beton sebagai struktur umumnya dibentuk dari campuran semen, air, agregat halus (pasir), agregat kasar (batu belah atau kerikil) dengan perbandingan tertentu. Beton kuat terhadap tekan, tetapi lemah terhadap tarik. Oleh karena itu perlu tulangan untuk menahan gaya tarik yang bekerja.

Dalam perancangan beton dikenal 2 metode, yaitu metode elastis (tegangan kerja) dan metode ultimit (kuat batas). Untuk Tugas Akhir ini metode perancangan beton yang digunakan adalah metode kuat batas, dengan

batasan hanya ditinjau terhadap lentur. Pada metode kuat batas digunakan beban berfaktor dan kekuatan penampang yang dihitung diambang keruntuhan, sedang tegangan beton desak kira-kira sebanding dengan regangannya (hanya sampai pada tingkat pembebanan tertentu).

Anggapan-anggapan yang digunakan untuk perhitungan kekuatan lentur nominal adalah:

1. kekuatan unsur-unsur harus didasarkan pada perhitungan yang memenuhi 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 dapat diambil sebesar 200.000 Mpa,
6. antara beton dan tulangan terjadi lekatan sempurna dan tidak ada slip,
7. untuk alasan praktis, maka distribusi tegangan desak beton pada saat tercapainya kekuatan nominal dapat diambil sebagai distribusi tegangan persegi ekuivalen.

Kekuatan setiap penampang komponen 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 berfaktor) didapat dari estimasi beban kerja dikalikan dengan faktor beban. Ketentuan tentang kuat perlu terdapat pada SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.2.2. Dalam pembahasan ini hanya ditinjau 3 macam kombinasi yaitu:

$$U = 1,2 D + 1,6 L \dots\dots\dots (3.9)$$

$$U = 1,05 (D + 0,6.L + E) \dots\dots\dots (3.10)$$

$$U = 0,9 D + E \dots\dots\dots (3.11)$$

yangmana:

U = kuat rencana (kuat perlu)

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

Dari ketiga hasil tersebut diambil yang terbesar.

Struktur dan unsur-unsurnya harus direncanakan untuk memikul beban cadangan diatas beban normal. Oleh karena itu SKSNI T-15-1991-03 memberi ketentuan agar kekuatan nominal direduksi dengan faktor reduksi ϕ . Ketentuan tentang faktor reduksi terdapat pada Pasal 3.2.3, SKSNI T-15-1991-03.

3.3.1. Kuat Nominal Balok

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

1. penampang balance, yang mana tulangan tarik mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan batasnya dan akan hancur karena tekan,
2. penampang "over-reinforced", yang mana keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton desak,
3. penampang "under-reinforced", yang mana keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja.

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

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots \dots \dots (3.12)$$

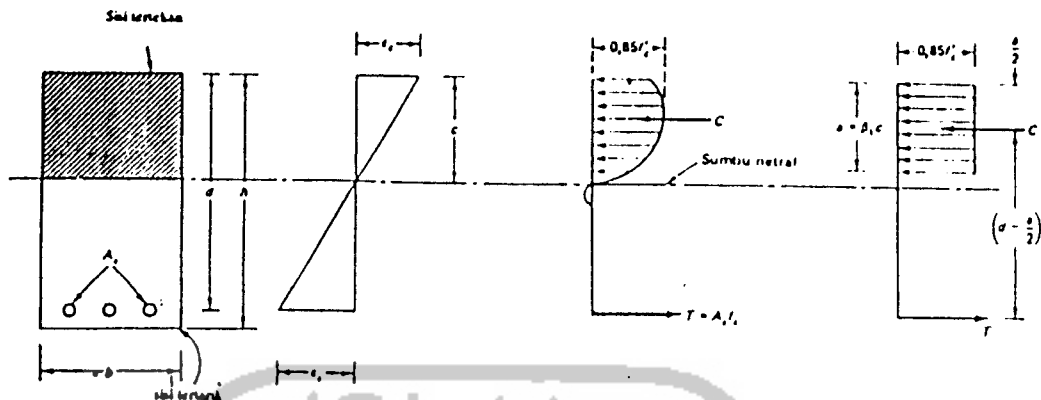
$$T = A_s \cdot f_y \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

Berdasarkan keseimbangan, $C = T$ didapat:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots \dots \dots (3.14)$$

Sehingga momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad \dots \dots \dots (3.15)$$



Gambar 3.2 Distribusi tegangan dan regangan pada tampang balok tulangan sebelah

3.3.2. Perancangan Balok Tulangan Sebelah

Dalam perancangan balok tulangan sebelah ada 2 cara, yaitu:

1. Analisa Tampang

Pada cara ini M_r , f'_c , f_y , dimensi tampang dan diameter tulangan sudah diketahui. Dengan rumus 3.14 dan 3.15 didapat momen tampang. Maka kondisi balok dapat diketahui dengan membandingkan momen tampang nominal terhadap momen rencana.

2. Perencanaan Tampang

Digunakan untuk mencari dimensi tampang yang efektif terhadap momen yang bekerja atau momen rencana, sedangkan data yang harus diketahui: M_r , f'_c , f_y , diameter tulangan dan d/b .

Pada kedua cara tersebut, perbandingan tulangan (ρ) tidak boleh lebih dari 0,75 keadaan berimbang (ρ_b). Perbandingan tulangan ini juga tidak boleh lebih kecil dari perbandingan tulangan minimum. Dalam Tugas Akhir ini perbandingan tulangan diambil sebesar $0,6 \rho_b$.

Yangmana:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \dots \dots \dots (3.16)$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y \dots \dots \dots (3.17)$$

Pada cara perencanaan tampang, dengan syarat keseimbangan $C = T$ maka,

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

$$a = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \rho \cdot d \dots \dots \dots (3.18)$$

dengan memisalkan:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \rho \dots \dots \dots (3.19)$$

maka,

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot \left\{ d - \rho/2 \cdot \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \cdot d \right\}$$

$$\frac{M_n}{b \cdot d^2} = \rho \cdot f_y \cdot (1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m) \dots \dots \dots (3.20)$$

Jika,

$$R_n = \rho \cdot f_y \cdot (1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m)$$

maka:

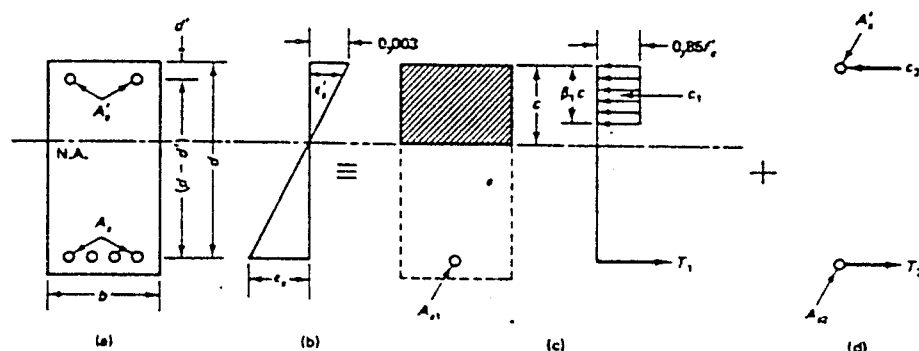
$$\frac{M_n}{b \cdot d^2} = R_n \dots \dots \dots (3.21)$$

Sehingga dengan perbandingan d/b , maka dimensi balok dapat diketahui.

3.3.3. Kuat Nominal Balok Tulangan Rangkap

Balok disebut bertulangan rangkap apabila mempunyai tulangan tarik dan tulangan desak. Alasan penggunaan tulangan desak adalah apabila dipakai tulangan sebelah kuat nominal lentur (M_n) yang diperoleh belum cukup dan tulangan desak juga bermanfaat pada pembebanan yang bolak-balik. Pada balok bertulangan rangkap, penampangnya secara teoritis dibagi menjadi dua bagian, yaitu:

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



Gambar. 3.3 Desain Balok bertulangan Rangkap

Untuk Keadaan 1

Untuk keadaan 1 seperti terlihat pada gambar 3.2, Gaya Tarik: $T_1 = A_{s1} \cdot f_y$ yang mana, $A_{s1} = A_s - A_s'$ Dengan demikian momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$M_{n1} = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - a/2) \dots\dots\dots (3.22)$$

yangmana:

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Untuk Keadaan 2

Pada keadaan 2 dengan asumsi tulangan tarik sama dengan tulangan desak, maka gaya tarik $T_2 = C_2 = A_{s2} \cdot f_y$ yang mana $A_{s2} = A_s'$, sehingga momen terhadap tulangan tarik adalah:

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots (3.23)$$

Sehingga untuk momen tahanan nominal merupakan jumlah momen kedua bagian, yaitu:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_n = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots (3.24)$$

Persamaan ini hanya benar apabila A_s' leleh. Bila belum leleh, baloknya harus dianggap sebagai balok bertulangan tunggal dengan mengabaikan adanya tulangan desak. Atau harus dicari tegangan aktual f'_s pada tulangan desak A_s' dengan menggunakan gaya aktual untuk keseimbangan momennya.

Untuk menjamin regangan yang terjadi memenuhi keserasian diseluruh tinggi balok, distribusi regangan

diseluruh tinggi penampang balok harus selalu diselidiki (mengikuti distribusi linier).

Tulangan desak leleh jika:

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot d'}{f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \dots\dots\dots (3.25)$$

Karena A_s' leleh, regangan ϵ'_s pada tulangan harus lebih besar atau sama dengan regangan leleh f_y/E_s .

$$\epsilon'_s \geq f_y/E_s$$

yangmana:

$$\epsilon'_s = \frac{0,003 \cdot (c - d)}{c} \dots\dots\dots (3.26)$$

Jika ϵ'_s lebih kecil dari ϵ_y maka tegangan tulangan desak f'_s dapat dihitung dengan:

$$f'_s = E_s \cdot 0,003 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right\} \dots\dots\dots (3.27)$$

Pada perancangan ini, hilangnya luas beton karena adanya tulangan desak diabaikan, dengan alasan tidak begitu mempengaruhi desain. Apabila tulangan desak belum leleh, tinggi blok tegangan desak ekuivalen harus dihitung dengan menggunakan tegangan aktual tulangan desak, yang diperoleh dari regangan ϵ'_s pada taraf tulangan desak.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (3.28)$$

Kekuatan momen tahanan nominal untuk tulangan desak belum leleh menjadi:

$$M_n = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f'_s) \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f'_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots (3.29)$$

3.4. Perancangan Kolom

Kolom merupakan komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial desak. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada keruntuhan komponen desak, karena umumnya tidak diawali dengan tanda peringatan yang jelas. Oleh karena itu, dalam merancang kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horisontal lainnya.

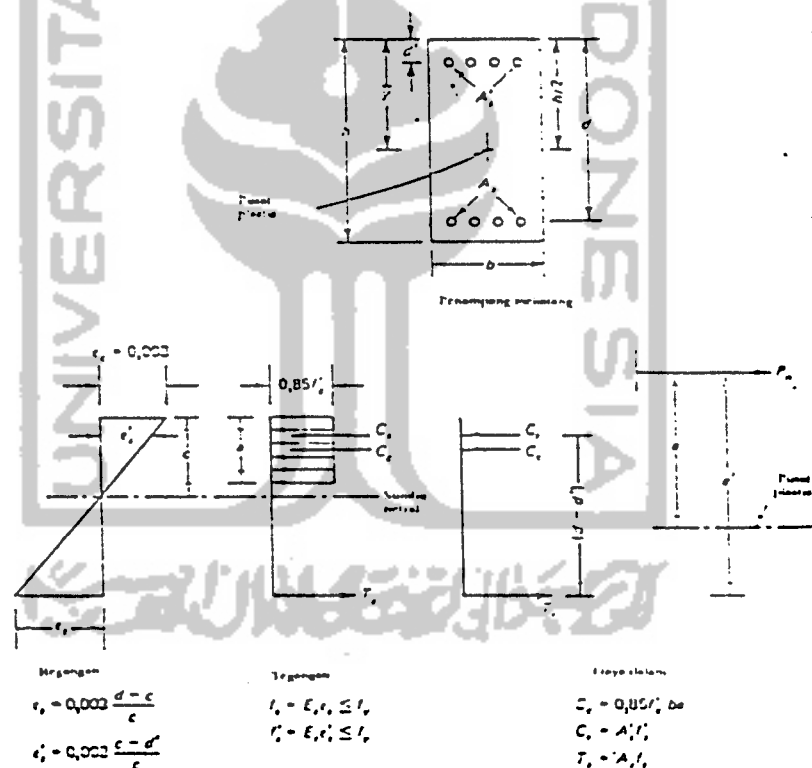
Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan bajanya leleh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang terdesak. Kolom ini diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Selain itu dapat pula kolom mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral, yaitu terjadi tekuk. Dan kolom dikatakan dalam kondisi balanced jika terjadi keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik, sekaligus juga hancurnya beton yang terdesak.

Dalam perancangan kolom, terlebih dahulu harus diselidiki kondisi dan perilaku kolom sesuai dengan ketentuan dalam SKSNI T-15-1991-03, apakah sebagai kolom pendek atau kolom langsing, menggunakan pengaku lateral atau tidak, kolom dengan eksentrisitas kecil

atau eksentrisitas besar dan lain sebagainya. Untuk Tugas Akhir ini kolom yang dirancang mempunyai batasan sebagai berikut:

1. tanpa pengaku lateral,
2. kolom persegi dengan bersengkang,
3. bertulangan pada 2 sisi yang simetris.

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Hal ini dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 3.4 Tegangan dan Gaya-gaya pada kolom

Perbedaan dengan diagram pada balok adalah adanya gaya normal (P_n) yang bekerja secara aksial yang mempunyai eksentrisitas e dari pusat plastis atau pusat geometri penampang.

Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama ke keruntuhan desak utama. Kondisi tersebut dikenal sebagai kondisi keruntuhan berimbang ("Balanced"). Yang mana beban aksial nominal pada kondisi balanced P_{nb} dan eksentrisitasnya e_b ditentukan dari:

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \dots\dots (3.30)$$

dan

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y - a/2) + A_s' \cdot f'_s \cdot (y - d') + A_s \cdot f_y \cdot (d - y) \dots\dots (3.31)$$

yangmana:

$$f'_s = 600 \frac{e_b - d'}{e_b} < f_y$$

$$a_b = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

Jika e lebih besar dari e_b atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan f_y harus disubstitusikan ke f'_s . Tegangan f'_s pada tulangan desak dapat lebih kecil atau sama dengan tegangan leleh baja, dan f'_s aktual dapat dihitung dari:

$$f'_s = 600 \frac{e_b - d'}{e_b} \dots\dots (3.32)$$

Dan gaya aksial nominalnya dapat ditentukan dari:

$$P_n = 0.85.f'_c.d.b. \left[\frac{h - 2.e}{2.d} + \sqrt{\left[\frac{h - 2.e}{2.d} \right]^2 + 2.m. \text{ aktual} \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \right] \quad (3.33)$$

yangmana:

$$m = \frac{f_y}{0.85.f'_c}$$

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b.d}$$

e = jarak antara pusat plastis dengan titik tangkap gaya (eksentrisitas)

Jika e lebih kecil dari e_b atau kekuatan desak P_n melampaui kekuatan berimbang P_{nb} , maka terjadi keruntuhan desak yang diawali kehancuran beton. Kekuatan nominal P_n untuk $e < e_b$ dapat diperoleh dengan jalan meninjau variasi regangan yang sebenarnya, sehingga besaran yang tidak diketahui dan gaya aksial nominal dapat ditentukan dari:

$$P_n = 0.85.f'_c.b.a + A'_s.f'_s - A_s.f_s \dots \dots \dots (3.34)$$

atau dengan rumus pendekatan Whitney, yaitu:

$$P_n = \frac{A'_s.f_y}{e} + \frac{b.h.f'_c}{\frac{3.h.e}{(d - d')} + 1.18} \dots \dots (3.35)$$

Perlu diingat bahwa besarnya P_{nb} , M_{nb} dan e_b harus selalu dievaluasi dalam menyelidiki apakah persamaan yang dipakai (keruntuhan tarik atau keruntuhan tekan) sudah benar digunakan dalam penyelesaian.

3.5. Perancangan Plat

Plat merupakan elemen horisontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur, dapat berupa plat diatas balok, waffle slab, flat slab, atau plat komposit diatas joint. Untuk Tugas Akhir ini plat yang dimaksud adalah plat yang diatas balok.

Apabila plat didukung sepanjang keempat sisinya, dinamakan sebagai plat dua arah dimana lenturan akan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus. Namun, apabila perbandingan sisi panjang terhadap sisi pendek yang saling tegak lurus lebih besar dari 2, plat dapat dianggap hanya bekerja sebagai plat satu arah dengan lenturan utama pada arah sisi yang lebih pendek.

Plat yang hanya dirancang untuk menahan tegangan lentur dalam satu arah, SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.1.3 ayat 3 mengizinkan untuk menentukan distribusi gaya dengan menggunakan koefisien momen. Koefisien momen tersebut jika ditabelkan tampak seperti dibawah ini.

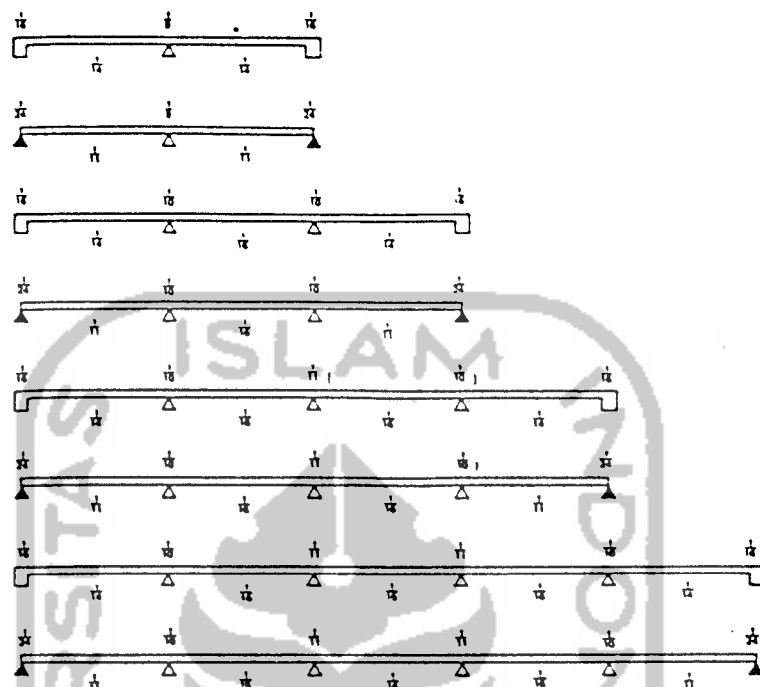
Momen rencana yang digunakan merupakan hasil kali koefisien momen dengan $W_u \cdot l_n^2$ Yang mana l_n adalah bentang bersih dan W_u adalah beban rencana terfaktor. Beban rencana merupakan kombinasi antara beban hidup dengan beban mati dengan faktor reduksi.

$$W_u = 1,2 \cdot WD + 1,6 \cdot WL \dots\dots\dots (3.36)$$

dimana: WD = beban mati

WL = beban hidup

Tabel 3.1 Koefisien momen



Tebal plat juga harus dirancang jangan sampai lebih kecil dari tebal minimum sesuai ketentuan dalam SKSNI T-15-1991-03.

Tabel 3.2 Tebal minimum plat satu arah

(kutipan Tabel 3.2.5(a) SKSNI T-15-1991-03)

KOMPONEN STRUKTUR :	TEBAL MINIMUM, h			
	DUA TUMPUAN	SATU UJUNG MENERUS	KEDUA UJUNG MENERUS	KANTILEVER
Pelat solid satu arah	020	024	028	010
Balok atau pelat jalur satu arah	016	018.5	021	08

Perlu diinggat bahwa tabel diatas digunakan jika $f_y = 400$ Mpa. Jika f_y lain dari 400 Mpa maka nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Untuk plat yang direncanakan sebagai plat dua arah, SKSNI T-15-1991-03 memberikan dua alternatif pendekatan untuk analisa dan perencanaan, yaitu perencanaan langsung dan metode rangka ekuivalen. Kedua metode tersebut, dalam proses perencanaannya yang pertama kali dikerjakan adalah menentukan momen statis total rencana pada kedua arah peninjauan yang saling tegak lurus.

Menurut Gideon, momen rencana yang digunakan untuk perencanaan disusun dalam bentuk tabel. Dengan alasan untuk mempermudah dalam analisa dan perencanaan plat dua arah. Pada Tugas Akhir ini yang digunakan sebagai acuan dalam menentukan momen rencana, adalah tabel dari Gideon.

Tabel Momen yang menentukan per meter dalam jalur tengah pada plat dua arah akibat beban terbagi rata terdapat pada lampiran .

Untuk perancangan tulangan, lebar plat ditinjau terhadap 1 meter bentang. Sehingga luas tulangan diperoleh dari:

$$A_s = \rho . b . d$$

$$A_s = \rho . d . 1 \dots\dots\dots (3.36)$$

yangmana:

b = lebar plat yang ditinjau (1 m atau 1000 mm)

Adapun tentang syarat-syarat penulangan dapat dilihat pada SKSNI T-15-1991-03 Pasal 3.16.

Retakan pada komponen struktur dengan penulangan dapat mengakibatkan korosi terhadap baja tulangan. Sebab pengurangan tidak hanya mengakibatkan pengecilan penampang tulangan, tetapi penampang betonpun dapat rusak. Pembatasan retak dapat dicapai dengan membatasi tegangan baja tulangan, karena faktor terpenting adalah regangan dalam baja.

Untuk mutu baja ≤ 300 Mpa tidak perlu diperiksa terhadap retak. Adapun lebar retak dapat ditentukan dari rumus:

$$z = 0,6 \cdot f_y \cdot \sqrt{d_c \cdot A} \dots \dots \dots (3.37)$$

yangmana:

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s$$

d_c = Jarak antara titik berat tulangan utama sampai ke serat tarik terluar

s = jarak antara batang tulangan

Plat tersebut dikategorikan aman terhadap retak jika memenuhi syarat:

- Untuk plat di dalam ruangan : $z \leq 30$ MN/m
- Untuk plat yang dipengaruhi cuaca : $z \leq 25$ MN/m