

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Struktur Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa

3.1.1. Pembagian Peta Wilayah Gempa di Indonesia

Secara geologis wilayah Indonesia terletak di antara empat sistem tektonik yang aktif, yaitu lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Philipina, dan lempeng Pasifik. Akibat gerakan pergeseran lempeng-lempeng tersebut, gempa dengan magnitudo 7 pada skala Richter atau lebih sering terjadi pada daerah-daerah tapal batas pertemuan lempeng-lempeng tersebut. Hal ini menyebabkan wilayah Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Di samping itu, di Indonesia juga banyak terdapat gunung-gunung berapi aktif yang sering mengakibatkan terjadinya gempa karena adanya kegiatan vulkanik dari gunung-gunung tersebut.

Berdasarkan hasil studi yang dilakukan oleh para ahli dari Indonesia dan Selandia Baru, dibuatlah suatu peta wilayah gempa dan besarnya taraf pembebanan gempa yang dapat dipakai sebagai beban gempa rencana didalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa yang lebih ekonomis.

3.1.2. Faktor-Faktor Penentu Beban Gempa Rencana

3.1.2.1. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar C berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur.

Frekwensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur, dan kondisi tanah setempat mempengaruhi besarnya koefisien gempa dasar C ini. Nilai koefisien gempa dasar C di wilayah Indonesia diberikan dalam PPKGURDG 1987 gambar 2.3.

3.1.2.2. Faktor Keutamaan (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diperhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa, yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi suatu bangunan, semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan I dipakai untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil. Faktor keutamaan struktur selengkapnya diberikan pada PPKGURDG 1987 pasal 2.4.3.

3.1.2.3. Faktor Jenis Struktur K

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

Faktor jenis struktur K ini tergantung pada jenis struktur dan bahan konstruksi yang dipakai. Struktur yang mempunyai daktilitas yang cukup dan mampu memencarkan energi gempa sejumlah besar elemen-elemennya, memerlukan nilai K rendah. Nilai K yang lebih tinggi diberikan agar struktur

mempunyai ketahanan yang cukup selama terjadi gempa kuat diperlukan pada struktur yang mempunyai mekanisme pemencaran energi yang sedikit. PPKGURDG 1987 pasal 2.4.4 menetapkan besarnya $K_{maksimum}$ dan $K_{minimum}$ untuk portal daktil.

3.1.2.4. Analisis Beban Ekuivalen Statik

Struktur bangunan yang dapat menahan beban gempa harus direncanakan untuk menahan suatu beban geser dasar V akibat gempa. Menurut PPKGURDG 1987, besarnya beban geser dasar adalah sebagai berikut :

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

dimana, W_t adalah kombinasi beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang tereduksi.

3.1.2.5. Waktu Getar Alami Gedung

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, waktu getar alami T dapat ditentukan dengan rumus pendekatan pada pasal 2.4.5 PPKGURDG 1987. Untuk portal beton, rumus pendekatan T sebagai asumsi awal adalah :

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

dimana, H adalah tinggi struktur gedung yang diukur dari tingkat penjepitan lateral pada dasar gedung sampai puncak struktur utama dalam meter.

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

$$T = 6,3 \sqrt{\left\{ \frac{\sum W_i \cdot d_i}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i} \right\}} \quad \dots\dots(3.3)$$

dimana, W_i adalah beban vertikal pada tingkat ke-i, F_i adalah beban gempa horisontal pada tingkat ke-i, g adalah percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$), dan d_i adalah simpangan horisontal pusat pada tingkat ke-i.

3.1.2.6. Distribusi Beban Geser Dasar Akibat Gempa

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

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

dimana, h_i adalah tinggi tingkat ke-i dari dasar perletakan lateral.

Namun jika perbandingan antara tinggi dan lebar sistem bangunan tersebut lebih dari 3, maka $0,1 V$ dianggap sebagai beban terpusat pada tingkat teratas dan $0,9 V$ sisanya harus dibagikan menurut Persamaan (3.4) di atas.

3.2. Struktur Beton dengan Konsep Desain Kapasitas

3.2.1. Prinsip-Prinsip Dasar Konsep Desain kapasitas

Pada saat terjadi gempa, suatu struktur bangunan mengalami getaran gempa dari lapisan tanah di bawah dasar bangunannya secara acak dalam

berbagai arah. Akibat getaran gempa ini, struktur memberikan respon percepatan yang sama besar dengan percepatan getaran gempa pada tanah di dasar bangunan tersebut. Namun umumnya suatu struktur bangunan mempunyai kekakuan lateral yang beraneka ragam dan dengan demikian mempunyai waktu getar alami, T yang berbeda-beda. Oleh karena itu, respon percepatan maksimum struktur tidak selalu sama besarnya dengan percepatan gempa.

Mengingat kemungkinan besarnya gaya inersia gempa yang bekerja di titik pusat massa bangunan, bahwa tidaklah ekonomis untuk merencanakan suatu struktur bangunan yang demikian kuatnya sehingga tetap berperilaku elastis saat dilanda gempa kuat.

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.

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 and weak beam*). Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan-kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar. Untuk konsep *strong column and weak beam*, hanya pada ujung bawah kolom dasarlah yang didesain secara inelastis, sedangkan kolom-kolom pada tingkat di atasnya dikehendaki tetap masih dalam kondisi elastis pada gempa menengah sampai gempa besar. Untuk mencapai tujuan tersebut perlu adanya beberapa faktor atau koefisien yang perlu diperhitungkan.

3.2.2. Karakteristik Desain Kapasitas

Secara lebih terperinci dan bersifat teknis operasional, desain kapasitas pada struktur bangunan tahan gempa mempunyai beberapa karakteristik, antara lain 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_i) yang sebenarnya dapat diketahui secara tepat. Kuat lentur nominal (M_i) ini merupakan *supply* dan diberikan atas 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 baik 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 lain selain di daerah sendi plastis tersebut, didesain sedemikian rupa sehingga masih dalam kondisi elastis pada saat gempa besar. Desain yang dimaksudkan untuk melindungi terjadinya rusak geser, instabilitas maupun rusak karena *bond*.
- 4). Pada daerah-daerah yang diketahui cukup getas (tidak daktil) harus didesain sedemikian rupa sehingga *provided strength* lebih besar daripada *required strength*. Daerah-daerah ini dikehendaki masih dalam kondisi elastis akibat beban siklik akibat gempa besar.

3.3. Analisis Struktur

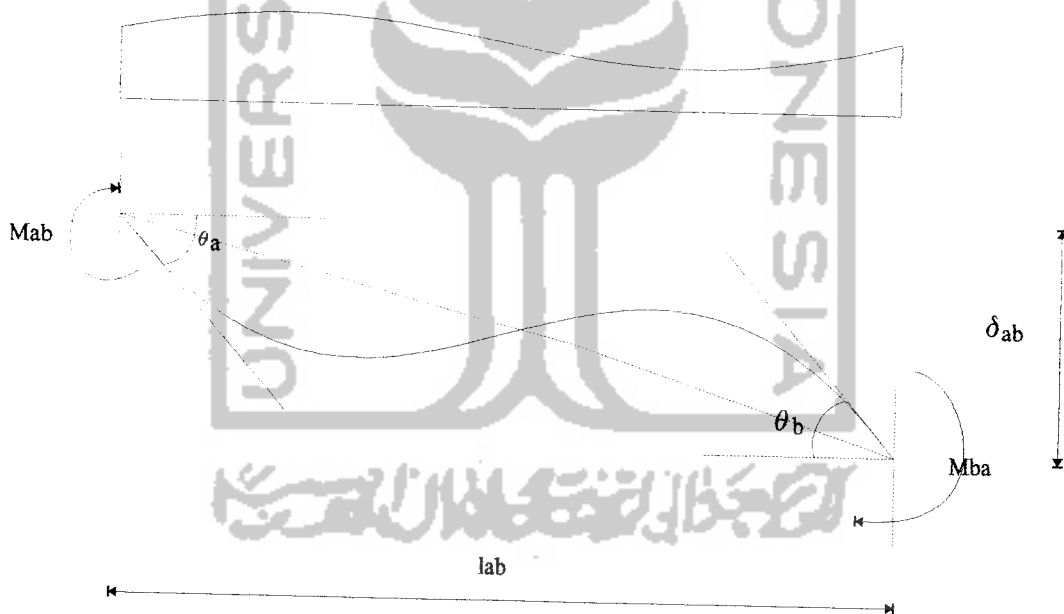
Pada analisis struktur portal, dikenal suatu metoda yang cukup populer yaitu Metoda Takabeya. Metoda ini lebih sederhana dibandingkan Metoda Cross atau Kani. Didalam metoda Takabeya pada tiap-tiap titik buhul hanya memerlukan satu momen parsial untuk pembesaran momen.

Metoda yang dipakai dalam Tugas Akhir ini adalah Metoda Takabeya. Dalam analisis struktur portal Metoda Takabeya, perhitungannya didasarkan pada anggapan-anggapan bahwa :

- 1). deformasi yang diakibatkan oleh gaya desak atau tarik dan gaya geser diabaikan,
- 2). hubungan antara balok dan kolom (join) 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.

Gambar di bawah ini menjelaskan akibat beban merata, dimana ujung b bergeser sejauh δ_{ab} relatif terhadap titik a. Besarnya 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 :

$$M_{ab} = \Delta m_{ab} + M_{ab} \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

$$M_{ba} = \Delta m_{ba} + M_{ba} \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

dimana, M_{ab} dan M_{ba} adalah momen akhir, Δm_{ab} , Δm_{ba} adalah besarnya momen koreksi akibat adanya pergeseran titik b sejauh δ_{ab} , serta M_{ab} , M_{ba} adalah momen primer dari keadaan kedua ujung terjepit.

Adapun besarnya momen koreksi adalah :

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

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

dimana, k_{ab} adalah kekakuan relatif batang ab, m_a adalah momen distribusi titik a akibat perputaran sudut θ_a , m_b adalah momen distribusi titik b akibat perputaran sudut θ_b , dan m_{ab} adalah momen distribusi penggoyangan akibat pergeseran titik b relatif terhadap titik a sejauh δ_{ab} .

Persamaan dasar tersebut di atas (Persamaan (3.5) sampai dengan (3.8)) adalah persamaan dasar yang akan dipakai untuk menurunkan rumus-rumus pada Metoda Takabeya, yang langkah-langkah perhitungannya dapat dilihat lebih terperinci pada Bab 4.3.1.

3.4. Redistribusi Momen

Kombinasi beban gempa dan beban gravitasi seringkali menghasilkan bentuk momen rangka yang tidak efisien untuk mendesain balok dan kolom. Kombinasi beban gravitasi terfaktor dan beban lateral gaya gempa, kemudian digunakan untuk menentukan kekuatan dari struktur tersebut.

Dari hasil superposisi momen akibat beban gempa dan beban gravitasi akan diperoleh momen tumpuan (biasanya negatif) yang bertambah besar dan momen lapangan (biasanya positif) yang relatif jauh lebih kecil. Disamping itu, dapat pula terjadi perbedaan momen pada muka tumpuan balok di samping kanan dan kiri kolom interior.

Tidak berimbangnya momen lentur di daerah tumpuan dan lapangan seringkali menyebabkan tinggi balok tidak dimanfaatkan secara optimal untuk memperoleh kuat lentur yang diperlukan. Momen tumpuan yang terlalu besar dan adanya perbedaan momen tumpuan balok di samping kanan dan kiri kolom interior dapat mengakibatkan diperlukannya tulangan lentur secara berlebihan dari yang benar-benar dibutuhkan. Hal ini mengingatkan bahwa sebenarnya balok mampu meredistribusi momen melalui aksi-aksi inelastis. Tulangan lentur balok yang berlebihan membawa konsekuensi pada pembesaran momen rencana kolom dan pondasi.

3.4.1. Tujuan Redistribusi Momen

Di dalam perencanaan balok dari portal bertulang yang efisien, masalah-masalah yang timbul karena perbedaan momen tumpuan dan momen lapangan yang terlalu besar, dapat dipakai teknik redistribusi momen dengan tujuan sebagai berikut ini :

- 1). Mengurangi momen maksimum nyata, biasanya pada daerah momen negatif dari balok dan menggantikannya dengan menambah momen-momen pada daerah-daerah momen nonkritis (biasanya pada daerah momen positif dari

balok). Hal ini memungkinkan distribusi yang lebih baik dari pemanfaatan kekuatan sepanjang bentang balok.

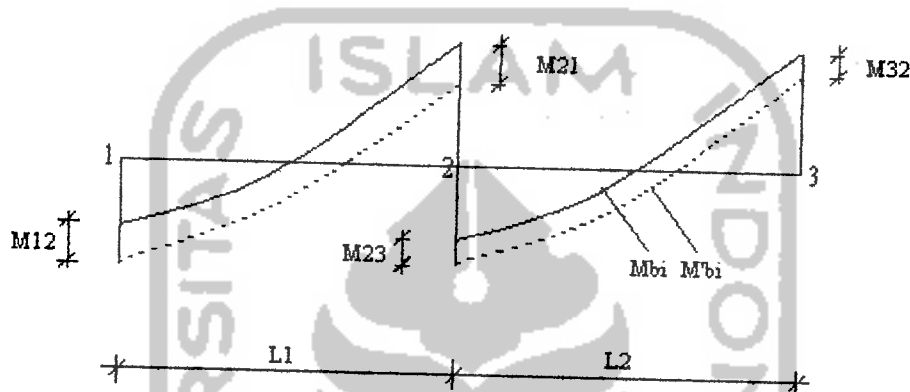
- 2). Menyamakan persyaratan-persyaratan momen kritis untuk bagian-bagian balok pada sisi yang berlawanan dari kolom-kolom interior dari gaya-gaya gempa yang dipakai yang arahnya berbalikan.
- 3). Memanfaatkan sepenuhnya kapasitas momen positif potensial dari bagian-bagian balok pada muka-muka kolom, paling sedikit 50 % dari kapasitas momen negatif pada bagian yang sama. Maksud dari ketentuan ini adalah bahwa untuk menjamin keberadaan penguatan momen lentur, lengkungan daktilitas yang diperlukan dapat dengan mudah terjadi dibawah momen-momen negatif yang besar.
- 4). Mengurangi besarnya momen-momen yang masuk pada kolom-kolom kritis, terutama sekali karena desak aksial atau oleh tegangan aksial.

3.4.2. Syarat Keseimbangan dan Batas Redistribusi Momen

Syarat yang perlu diperhatikan dalam proses redistribusi momen adalah bahwa keseimbangan gaya-gaya gempa dan beban-beban gravitasi harus dipertahankan. Selama proses redistribusi momen, suatu penambahan atau pengurangan momen sebesar ΔM harus disertai pula dengan penggantian penambahan atau pengurangan momen lain dengan jumlah yang sama (ΔM) pada lajur balok yang sama. Jadi, bahwa besarnya beberapa atau seluruh momen-momen ujung balok tersebut tidak berubah. Sebagai rujukan syarat keseimbangan redistribusi momen pada suatu join adalah bahwa :

$$\Sigma M^*b_i = \Sigma Mb_i \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

dimana, ΣM^*b_i adalah jumlah total momen balok setelah redistribusi pada tingkat ke-i, dan ΣMb_i adalah jumlah total momen balok sebelum redistribusi pada tingkat ke-i.



Gambar 3.2. Keseimbangan Momen Pada Sebuah Subrangka.

Dari gambar di atas dapat dijelaskan karakteristik untuk keseimbangan redistribusi momen balok-balok menerus. Sebagai contoh, ketika momen balok M_{21} dikurangi dengan ΔM_2 , momen ujung balok pada M_{23} harus ditambah dengan jumlah yang sesuai (ΔM_2). Pada momen balok M_{12} ditambah dengan ΔM_1 , maka pada momen balok M_{32} harus dikurangi dengan jumlah yang sesuai pula (ΔM_1). Dengan demikian maka jumlah total momen ujung balok pada bentang yang dimaksudkan akan tetap seimbang sebelum dan setelah redistribusi momen.

Di samping itu, di dalam redistribusi momen perlu diperhatikan pembatasan besarnya momen redistribusi, yaitu bahwa di dalam bentangan suatu

struktur, ΔM tidak melebihi 30 % dari momen maksimum nyata yang diperoleh dari analisis struktur untuk kombinasi gaya-gaya gempa dan beban-beban gravitasi terfaktor.

3.4.3. Definisi dan Hubungan Kerja

Pada beberapa Peraturan Bangunan Tahan Gempa terdapat beberapa istilah yang berhubungan dengan kekuatan elemen struktur beton. Kekuatan elemen struktur adalah kemampuan elemen untuk menahan gaya luar, baik momen lentur, gaya geser maupun gaya normal. Adapun jenis-jenis kekuatan tersebut adalah :

1). Kuat Perlu (*Required Strength*) S_u .

Kuat perlu sering disingkat S_u , yaitu kekuatan elemen struktur beton yang diperlukan akibat adanya beban luar tertentu. Tujuan utama penetapan kuat perlu ini adalah untuk menentukan kebutuhan kekuatan elemen beton yang diperlukan.

2). Kuat Nominal / Kuat Ideal (*Nominal / Ideal Strength*) S_i

Kuat Nominal atau kuat ideal suatu tampang elemen struktur beton yang umumnya disingkat S_i , yaitu suatu nilai yang berfungsi sebagai *supply* kekuatan. Kuat nominal S_i dihitung berdasarkan beberapa parameter, yaitu dimensi tampang, luas baja tulangan, kuat desak beton dan kuat tarik baja.

Pada kenyataannya kuat nominal suatu tampang beton dipengaruhi oleh kualitas pelaksanaannya. Karena adanya pengaruh kualitas pelaksanaan

tersebut, maka diperlukan faktor reduksi kekuatan (*strength reduction factor*)

ϕ . Hubungan antara kuat perlu dengan kuat nominal adalah :

$$\phi \cdot S_i \geq S_u \quad \dots\dots\dots(3.10)$$

3). Kuat Lebih (*Overstrength*) S_o

Kuat lebih S_o , yaitu kekuatan elemen struktur beton dengan memperhatikan kemungkinan kelebihan kekuatan terhadap kuat nominal S_i . Kelebihan kekuatan yang terjadi dimungkinkan karena kuat tarik baja lebih besar daripada kuat tarik rencana, pengaruh adanya *strain hardening*, kelebihan kuat desak beton karena pengaruh umur, dan kelebihan kuat desak beton karena pengaruh pengekangan sengkang yang baik. Semua kemungkinan kelebihan kekuatan tersebut berakumulasi dan terbentuklah faktor kuat lebih (*overstrength factor*) λ_o .

$$S_o = \lambda_o \cdot S_i \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

Dari definisi-definisi dan pengertian-pengertian tersebut di atas, antara kuat nominal S_i dan kuat lebih S_o terbentuk suatu hubungan sebagai berikut :

$$S_i \geq S_u / \phi \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

$$S_o \geq \lambda_o \cdot S_i \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

Menurut Paulay dan Priestley (1992), apabila faktor reduksi kekuatan untuk momen lentur $\phi = 0,9$ dan faktor kuat lebih $\lambda_o = 1,25$ maka akan diperoleh nilai $S_o = 1,39 S_u$.

Apabila kuat lebih momen lentur didefinisikan sebagai M_o dan momen gempa didefinisikan sebagai M_e , maka :

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_e} \quad \dots(3.14)$$

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_e} = \frac{\lambda_o \cdot M_i}{M_e} = \frac{\lambda_o}{M_e} \cdot \frac{M_e}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

Apabila nilai faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,9$ dan faktor kuat lebih $\lambda_o = 1,25$ maka nilai momen lentur $M_o = 1,39 M_e$.

3.5. Perencanaan Beton

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 tahan gempa dikenal ada tiga (3) macam daktilitas yang sering dipakai dalam desainnya. Jadi didalam struktur beton bertulang dapat direncanakan dengan tingkat daktilitas 1, 2 dan 3.

Struktur dengan tingkat daktilitas-1 ($\mu = 1,0$) harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. Untuk ini beban rencana harus dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K = 4,0$.

Struktur dengan tingkat daktilitas-2 atau daktilitas terbatas ($\mu = 2,0$) harus direncanakan sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu berperilaku inelastis terhadap beban siklik gempa tanpa mengalami keruntuhan getas. Faktor jenis struktur K_{minimum} adalah sebesar 2,0.

Struktur dengan tingkat daktilitas-3 atau daktilitas penuh ($\mu = 4,0$) harus direncanakan terhadap beban siklik gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Faktor jenis struktur K_{minimum} sebesar 1,0. Perencanaan struktur dengan tingkat daktilitas-3 ini harus disertai dengan konsep perencanaan desain kapasitas.

Dalam perencanaan struktur beton dikenal ada 2 metoda, yaitu metoda tegangan kerja (metoda elastis) dan metoda kuat batas (metoda ultimit). Untuk Tugas Akhir ini, metoda perencanaan beton yang dipakai adalah metoda kuat batas, dengan batasan hanya ditinjau akibat lentur. Pada metoda kuat batas digunakan beban terfaktor 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-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 dapat diambil sebesar 200000 MPa,
- 7). Antara beton dan tulangan baja terjadi lekatan sempurna dan tidak ada slip,
- 8). Untuk alasan praktis, maka distribusi tegangan desak beton diambil sebagai distribusi tegangan persegi ekuivalen.

3.5.1. Perencanaan Balok

Didalam analisis struktur secara statik, besaran-besaran yang diperoleh pada umumnya adalah momen lentur, gaya aksial dan gaya lintang. Besaran-besaran ini 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. Adapun kombinasi pembebanan tersebut adalah sebagai berikut :

a. Menurut SKSNI T-15-1991-03 yaitu :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad \dots\dots\dots(3.16)$$

$$U = 1,05 (D + 0,6 L + E) \quad \dots\dots\dots(3.17)$$

$$U = 0,90 D + E \quad \dots\dots\dots(3.18)$$

dimana, U adalah kuat perlu, D adalah beban mati, L adalah beban hidup dan E adalah beban gempa.

b. Menurut NZS 4203 : 1984 (New Zealand) yaitu :

$$U = M_u = 1,4 D + 1,7 L \quad \dots\dots\dots(3.19)$$

$$= 1,0 D + 1,3 L + 1,0 E \quad \dots\dots\dots(3.20)$$

$$U = P_u = P_D + 1,2 P_L + P_E \quad \dots\dots\dots(3.21)$$

$$= 0,9 P_D + P_E \quad \dots\dots\dots(3.22)$$

dimana, M_u adalah kuat perlu (momen rencana), P_u adalah kuat perlu untuk beban aksial, D dan P_D adalah beban mati, L dan P_L adalah beban hidup, serta E dan P_E adalah beban gempa.

3.5.1.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Untuk Tugas Akhir ini kuat lentur perlu yang dinyatakan dengan M_u ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan menurut NZS 4203 : 1984 (New Zealand) seperti pada Persamaan (3.20) di atas.

Dalam perencanaan kapasitas balok portal, momen tumpuan negatif akibat kombinasi pembebanan harus didistribusikan dengan mengurangi sejumlah momen dengan prosentase yang tidak melebihi 30 % dari momen maksimum yang ada. Momen lapangan dan momen tumpuan yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya dipakai sebagai momen rencana untuk menghitung penulangan lentur balok yang diperlukan.

Untuk portal dengan tingkat daktilitas penuh perlu juga dihitung momen kapasitas lentur sendi plastis. Sendi-sendi plastis sesuai dengan filosofi desain kapasitas, aksi-aksi maksimum yang mungkin dibebankan pada balok selama perubahan bentuk portal yang sangat besar harus ditaksir. Didalam pemeriksaan kuat lebih lentur dari bagian-bagian kritis balok harus diingat bahwa :

- 1). Seluruh penguatan balok yang tersedia, termasuk luas baja tarik pada flens adalah termasuk didalam luas total baja tarik efektif.
- 2). Peningkatkan kekuatan dari bajanya, diijinkan untuk kuat luluh yang melebihi desain nilai-nilai nominal f_y dan *strain hardening* pada daktilitas maksimum, mempertimbangkan penggunaan besar kuat luluh $\lambda_o \cdot f_y$.

Faktor kuat lebih lentur (ϕ_o) seperti yang telah diuraikan sebelumnya merupakan suatu nilai yang diperoleh dari besarnya momen balok pada muka kolom dibagi dengan besarnya momen gempa pada tempat yang sama.

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_c} \quad \dots(3.23)$$

Maka berdasarkan faktor kuat lebih tersebut dapat ditentukan besarnya nilai momen rencana balok, yaitu :

$$M_n = \phi_o \cdot M_u \quad \dots(3.24)$$

dimana, M_n adalah momen nominal lentur aktual balok, M_u adalah momen perlu lentur balok, dan ϕ_o adalah faktor kuat lebih lentur untuk balok.

3.5.1.1.1. Balok Bertulangan Sebelah

a). Analisa Tampang

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

- 1). Penampang *balance*, dimana tulangan tarik mulai luluh tepat pada saat beban beton mencapai regangan batasnya dan akan hancur karena tekan.
- 2). Penampang *over-reinforced*, dimana keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton desak.
- 3). Penampang *under-reinforced*, dimana keruntuhan ditandai dengan terjadinya luluh pada tulangan bajanya.

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

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.25)$$

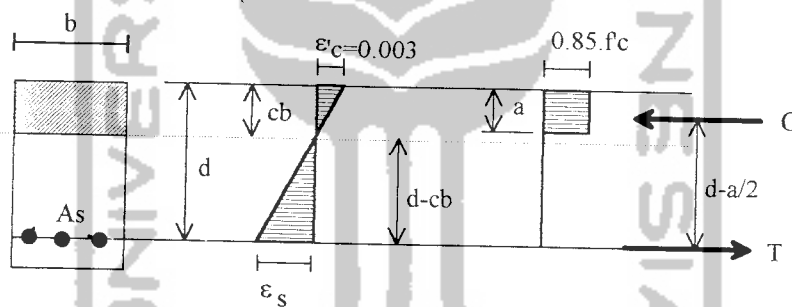
$$T = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

Berdasarkan keseimbangan $C = T$ didapatkan :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.27)$$

Sehingga momen tahanan nominalnya adalah :

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad \dots\dots\dots(2.28)$$



Gambar 3.3. Distribusi tegangan dan regangan balok bertulangan sebelah.

b). Kondisi Seimbang (*Balanced*)

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

Perencanaan balok dengan tulangan sebelah, pada perencanaan perbandingan rasio penulangan (ρ) tidak boleh lebih dari 0,75 rasio penulangan

Perencanaan balok dengan tulangan sebelah, pada perencanaan perbandingan rasio penulangan (ρ) tidak boleh lebih dari 0,75 rasio penulangan seimbang (ρ_b). Perbandingan rasio penulangan (ρ) ini juga tidak boleh lebih kecil dari rasio penulangan minimum (ρ_{min}). Dalam Tugas Akhir ini perbandingan rasio penulangan diambil $0,6 \rho_b$.

dengan :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{f_y + 600} \dots\dots\dots(3.29)$$

dengan :

- 1). Jika $f'_c \leq 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85$
- 2). Jika $f'_c > 30$ MPa, maka $\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \geq 0,65$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y \dots\dots\dots(3.30)$$

Keseimbangan gaya dalam $C = T$, maka didapat nilai a sesuai dengan Persamaan (3.27).

Dengan memisalkan :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots(3.31)$$

maka, akan didapatkan :

$$\frac{M_n}{b \cdot d^2} = \rho \cdot f_y \cdot (1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m) \dots\dots\dots(3.32)$$

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

$$M_n = R_n \cdot b \cdot d^2 \quad \dots\dots\dots(3.33)$$

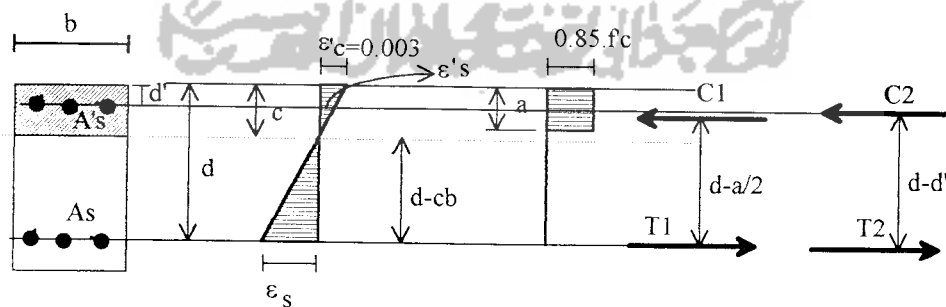
3.5.1.1.2. Balok Bertulangan Rangkap

a). Analisis Tampang

Balok disebut bertulangan rangkap apabila mempunyai tulangan tarik dan tulangan desak sekaligus. Pemakaian tulangan desak ini dikarenakan kuat nominal lentur (M_n) yang ada belum mencukupi untuk mendukung momen yang terjadi dan juga bermanfaat untuk pembebanan yang 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 $A_s - A_{s2}$,
- 2). Bagian bertulangan ganda, dengan asumsi baja tulangan tarik dan desak ekuivalen luasnya sama.



Gambar 3.4. Balok dengan tulangan rangkap

b). Balok Bertulangan Rangkap Kondisi I

Balok bertulangan rangkap kondisi I adalah kasus dimana kedua penulangan, baik tarik maupun desak telah luluh atau paling tidak saat regangan beton mencapai 0,003.

Untuk kondisi I seperti terlihat pada Gambar 3.2, gaya tarik $T_1 = A_{s1}.f_y$, dengan $A_{s1} = A_s - A_{s2}$. Dengan demikian maka tahanan nominalnya adalah :

$$M_{n1} = 0,85.f'_c.b.a.(d-a/2) + A'_{s2}.f_y.(d-d') \quad \dots\dots(3.34)$$

dengan :

$$a = \frac{(A_s - A_{s2}).f_y}{0,85.f'_c.b} \quad \dots\dots(3.35)$$

c). Balok Bertulangan Rangkap Kondisi II

Pada kondisi II dengan asumsi tulangan desak belum luluh, maka gaya tekan $C_2 = A'_{s2}.f'_s$, dengan $A'_{s2} = (A_{s2} . f_y) / f'_s$, sehingga momen nominal adalah :

$$M_n = 0,85.f'_c.b.a.(d-a/2) + A'_{s2}.f'_s.(d-d') \quad \dots\dots(3.36)$$

Hal ini hanya benar jika A'_{s2} belum luluh. Dicari tegangan aktual f'_s pada tulangan desak A'_{s2} dengan menggunakan gaya aktual untuk keseimbangan momennya. Untuk menjamin regangan yang terjadi memenuhi keserasian di seluruh tinggi balok, distribusi regangan di seluruh tinggi penampang balok harus diselidiki (mengikuti distribusi linear). Tulangan desak luluh jika :

penampang balok harus diselidiki (mengikuti distribusi linear). Tulangan desak luluh jika :

$$\rho - \rho' > \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot d'}{f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \quad \dots\dots(3.37)$$

Karena A'_s luluh, regangan ϵ'_s pada tulangan harus lebih besar atau sama dengan regangan luluh f_y / ϵ_s dan $\epsilon'_s > f_y / \epsilon_s$,

dengan :

$$\epsilon'_s = \frac{0,003 (c-d)}{c} \quad \dots\dots(3.38)$$

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

$$f'_s = \epsilon'_s \cdot 0,003 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right\} \quad \dots\dots(3.39)$$

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

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad \dots\dots(3.40)$$

Kekuatan momen tahanan nominal untuk tulangan desak belum luluh menjadi :

$$M_n = (A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d') \quad \dots\dots(3.41)$$

3.5.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Sesuai dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi di sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada ujung kolomnya, dengan tanda yang berlawanan (+/-) (Paulay dan Priestley, 1992)

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

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{oB} + M'_{oA}}{L_{ab}} = V_{gB} + V_{Eo} \quad \dots\dots(3.42)$$

dan

$$V_A = V_{gA} + \frac{M_{oA} + M'_{oB}}{L_{ab}} = V_{gA} + V_{Eo} \quad \dots\dots(3.43)$$

dengan :

$$V_g = V_D + V_L \quad \dots\dots(3.44)$$

dimana, V_B dan V_A adalah gaya geser balok pada titik B dan A, V_{gB} dan V_{gA} adalah gaya geser balok pada titik B dan A karena beban gravitasi, M_o adalah

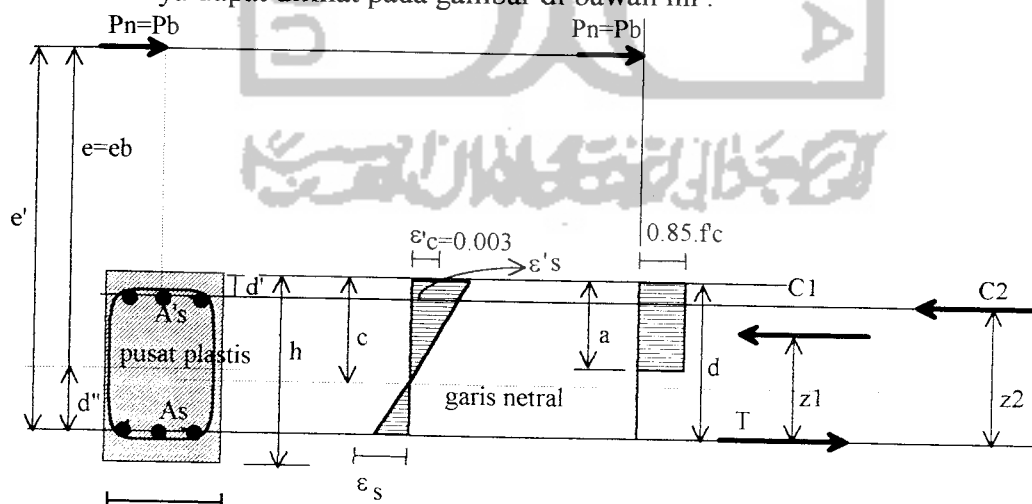
momen ujung kapasitas lentur pada sendi-sendi plastis, serta V_{E0} adalah gaya geser gempa yang terjadi selama respon daktil rangka.

3.5.2. Perencanaan 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. Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan bajanya luluh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang terdesak. Untuk Tugas Akhir ini, kolom yang dirancang mempunyai batasan sebagai berikut :

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

Prinsip-prinsip mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan segi empat ekuivalennya dapat dilihat pada gambar di bawah ini .



Gambar 3.5. Tegangan dan gaya-gaya pada kolom

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

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

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.45)$$

Luas beton yang ditempati tulangan desak diabaikan (anggapan pers. Whitney)

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b \quad \dots\dots\dots(3.46)$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y - a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (y - d') - A_s \cdot f_y \cdot (d - y) \quad \dots\dots\dots(3.47)$$

dengan :

$$f'_s = 600 \cdot \frac{c_b - d'}{c_b} < f_y \quad \dots\dots\dots(3.48)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad \dots\dots\dots(3.49)$$

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

$$f'_s = 600 \cdot \frac{c_b - d'}{c_b} \quad \dots\dots(3.50)$$

dan gaya aksial nominal nya dapat dihitung dari :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot d \cdot b \cdot \left\{ \frac{h - 2e}{2d} + SA \right\} \quad \dots\dots(3.51)$$

dengan :

$$SA = \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho_{\text{aktual}} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \quad \dots\dots(3.52)$$

dengan :

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} ; \quad \rho = \rho' = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

dimana , e adalah jarak antara pusat plastis dengan titik tangkap gaya (eksentrisitas).

Jika $e < e_b$ atau kekuatan desak P_n melampaui kekuatan seimbang 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 :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \quad \dots\dots(3.53)$$

atau dengan rumus pendekatan Whitney, yaitu :

$$P_u = \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18} \quad \dots(3.54)$$

Momen nominal M_n :

$$M_n = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (1/2 \cdot h - a/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (1/2 \cdot h - d') - A_s \cdot f_y \cdot (d - 1/2 \cdot h) \quad \dots(3.55)$$

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

3.5.3. Perencanaan Plat

Plat merupakan elemen horisontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur. Apabila plat didukung pada keempat sisinya, maka plat tersebut disebut plat dua arah dimana lenturan akan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus. Namun, apabila perbandingan sisi panjang terhadap sisi pendeknya yang saling tegak lurus lebih dari 2, maka plat dapat dianggap hanya bekerja sebagai plat satu arah dengan lenturan utama pada arah sisi yang lebih pendek.

Plat yang hanya direncanakan untuk menahan tegangan lentur dalam satu arah, SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.13 ayat 3 mengizinkan untuk menentukan distribusi gaya dengan menggunakan koefisien momen. Koefisien momen tersebut jika ditabelkan adalah seperti berikut dibawah ini.

$$M_{t2} = 1/9. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{l1} = 1/11. W_u \cdot l_n^2$$

b. jika $B_k = 1$ dan $J_b \geq 3$, maka :(3.57)

$$M_{t1} = 1/24. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{t2} = 1/10. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{l1} = 1/11. W_u \cdot l_n^2$$

c. jika $B_k = 2$ dan $J_b = 3$, maka :(3.58)

$$M_{t1} = 1/10. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{t2} = 1/10. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{l1} = 1/16. W_u \cdot l_n^2$$

d. jika $B_k = J_b$, maka :(3.59)

$$M_{t1} = 1/24. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{t2} = 1/10. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{l1} = 1/11. W_u \cdot l_n^2$$

e. jika $B_k \geq 1$ dan $J_b > 2$, maka :(3.60)

$$M_{t1} = 1/11. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{t2} = 1/11. W_u \cdot l_n^2$$

$$M_{l1} = 1/16. W_u \cdot l_n^2$$

dimana, (a) I_n untuk momen lapangan adalah bentang bersih diantara tumpuan dan (b) I_n untuk momen tumpuan adalah bentang bersih rata-rata pada sebelah kiri dan kanan tumpuan.

Tebal plat juga harus direncanakan jangan sampai lebih kecil dari tebal minimum sesuai dengan ketentuan SK SNI T-15-1991-03.

Tabel 3.2 Tebal Minimum Plat Satu Arah

KOMPONEN STRUKTUR	TEBAL MINIMUM, h			
	DUATUMPUAN	SATU WJUNG MENERUS	KEDUA WJUNG MENERUS	KANTILEVER
	KOMPONEN TIDAK MENYOKONG ATAU MENYATU DENGAN PARTISI ATAU KONSTRUKSI LAIN YANG AKAN RUSAK AKIBAT LENDUTAN BESAR			
Plat solid satu arah	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Balok atau plat lajur satu arah	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Perlu diingat bahwa tabel di atas digunakan jika $f_y = 400$ MPa. Tetapi jika $f_y \neq 400$ MPa, maka nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

Sedangkan untuk plat yang direncanakan sebagai plat dua arah, ada dua alternatif pendekatan untuk analisis dan perencanaannya, yaitu perencanaan langsung dan metoda rangka ekuivalen. Kedua metoda tersebut dalam proses perencanaannya yang pertama kali dikerjakan adalah menentukan momen statis total rencana pada kedua arah peninjauan yang saling tegak lurus.

Untuk perencanaan tulangan, lebar plat ditinjau terhadap 1 meter bentang, sehingga luas tulangan diperoleh sebagai berikut :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \dots(3.61)$$

$$= \rho \cdot b \cdot l \quad \dots(3.62)$$

dimana, b adalah lebar plat yang ditinjau dan ρ adalah rasio penulangan plat.

Adapun syarat-syarat penulangan dapat dilihat pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.16.

Retakan pada komponen struktur dengan penulangan dapat mengakibatkan korosi pada baja tulangannya. Pembatasan retak dapat dicapai dengan membatasi tegangan baja tulangan, karena faktor terpenting adalah regangan dalam bajanya. Untuk mutu baja yang lebih kecil dari 300 MPa tidak perlu diperiksa terhadap retak. Adapun lebar retak dapat ditentukan dengan rumus seperti berikut :

$$z = 0,6 \cdot f_y \cdot \sqrt{d_c \cdot A} \quad \dots(3.63)$$

dimana, $A = 2 \cdot d_c \cdot s$, d_c adalah jarak antara titik berat tulangan utama sampai ke serat tarik terluar, dan s adalah jarak antara batang tulangan.

Plat tersebut dapat dikategorikan aman terhadap retak jika memenuhi syarat-syarat berikut :

- 1). Untuk plat dalam ruangan : $z \leq 30 \text{ MN/m}$
- 2). Untuk plat yang dipengaruhi cuaca : $z \leq 25 \text{ MN/m}$.