BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan Komponen Struktur

Dalam perencanaan bangunan tinggi, struktur gedung harus direncanakan agar kuat menahan semua beban yang bekerja padanya. Berdasarkan arah kerja beban, maka beban dapat dikelompokkan menjadi beban gravitasi (beban vertikal) dan beban lateral (baban horizontal).

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Untuk Gedung 1983, jenis – jenis beban yang bekerja pada struktur dapat didefinisikan sebagai berikut :

2.1.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah berat dari semua bagian bangunan yang bersifat tetap termasuk semua unsur tambahan, mesin – mesin serta peralatan tetap (*fixed equipment*) yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan itu (PPIUG 1983 pasal 1.0 ayat 1).

❖**Berat Sendiri**

a. Berat sendiri dari bahan – bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau dalam menentukan beban mati dari suatu gedung, harus diambil menurut tabel 2.1 pada PPIUG 1983 (Bab 2 pasal 2.2).
b. Apabila dengan bahan bangunan setempat diperoleh berat sendiri yang menyimpang lebih dari 10% terhadap nilai – nilai yang tercantum dalam

tabel 2.1, maka berat sendiri tersebut harus ditentukan sendiri dengan memperhitungkan kelembapan setempat, dan nilai yang ditentukan ini harus diangap sebagai penganti dari nilai yang tercantum dalam tabel 2.1 tersebut. Penyimpangan ini dapat terjadi terutama pada pasir (antara lain pasir besi), koral (antara lain koral kwarsa), batu pecah, batu alam, batu bata, genteng dan beberapa jenis kayu.

c. Berat sendiri dari bahan bangunan dan dari komponen gedung yang tidak tercantum dalam tabel 2.1 harus ditentukan sendiri. Berat sendiri bahan bangunan menurut tabel 2.1 pada peraturan pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) bab 2 pasal 2.2.

Bahan Bangunan

Tabel 2.1. Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

Baja	78,50 KN / m^2
Batu alam	26 KN / m^2
Batu bulat, Batu gunung	15 KN / m^2
Batu karang	7 KN / m^2
Batu pecah	14,50 KN / m^2
Besi tuang	72,50 KN / m^2
Beton 1	22 KN / m^2
Beton bertulang	24 KN / m^2
Kayu kelas 1	1 KN / m^2
Kerikil (kering udara sampai lembab)	16,50 KN / m^2
Pasangan batu merah	17 KN / m^2

Pasangan batu belah,batu gunug,batu bulat	22 KN / m^2
Pasangan batu cetak	22 KN / m^2
Psangan batu karang	14,50 KN / m^2
Pasir (kering udara sampai lembab)	16 KN / m^2
Pasir(jenuh air)	18 KN / m^2
Pasir kerikil	18,50 KN / m^2
Tanah,lempuh dan lanau	17 KN / m^2
Tanah (basah)	20 KN / m^2
Tanah hitam	11,4 KN / m^2

Sumber :"(Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983)".

Tabel 2.2. Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

Adukan per cm tebal - dari semen - dari kapur, semen merah, dan teras	 0.21 KN / m^2 0.17 KN / m^2
Asbes termasuk bahan-bahan mineral penambahan per cm tebal	0.14 KN / m^2
Dinding pasangan bata merah - satu bata - setengah bata	 4.50 KN / m^2 2.50 KN / m^2

Dinding pasangan batako Berlubang : - tebal dinding 20 cm - tebal dinding 10 cm	 2 KN / m^2 1.20 KN / m^2
Tanpa lubang : - tebal dinding 15 cm - tebal dinding 10 cm	 3 KN / m^2 2 KN / m^2
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku) terdiri dari : - Semen asbes (eternity bahan lain jenis) dengan tebal minimun 5 mm - Kaca dengan tebal 3-4 mm	 0.11 KN / m^2 0.10 KN / m^2
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu , tanpa langit-langit	
Dengan bentang maksimum 5m dan untuk beban hidup Maksimum 2 KN / m^2	0. 40 KN / m^2
Penggantung langit-langit dari kayu dengan bentang maksimun 5m dan jarak dari as ke as minimun 0.80m	0.07 KN / m^2
Penggantung atap genteng dengan usuk/kasok, per m^2 Bidang atap	0.40 KN / m^2
Penutup atap seng gelombang (bwg 24) tanpa genteng	0.10 KN / m^2
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan per cm tebal	0.24 KN / m^2
Semen asbes gelombang (tebal 5mm)	0.11 KN / m^2

Sumber :"(Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983)".

- **Reduksi Beban Mati**

  a. Apabila beban mati memberikan pengaruh yang menguntungkan terhadap pengerahan kekuatan suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka beban mati tersebut harus diambil menurut Tabel 2.1 dengan mengalikannya dengan kofisien reduksi 0,9.

  b. Apabila beban mati sebagian atau sepenuhnya memberi pengaruh yang menguntungkan terhadap kemantapan terhadap suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka dalam meninjau kemantapan tersebut menurut pasal 1.3, beban mati tersebut harus dikalikan dengan koefisien reduksi 0,9.

2.1.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian dan penggunaan suatu bangunan, dan di dalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah (*moveable equipment*), mesin – mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan dan dapat diganti selama masa hidup suatu bangunan.

- **Beban hidup pada lantai gedung**

Beban-beban berat, misalnya yang disebabkan oleh lemari-lemari arsip dan perpustakaan serta oleh alat-alat, mesin-mesin dan barang-barang lain tertentu yang sangat berat, harus di tentukan tersendiri.Beban hidup yang ditentukan dalam pasal ini tidak perlu dikalikan dengan suatu koefisien tertentu.Lantai-

lantai gedung yang dapat diharapkan akan dipakai untuk berbagai tujuan, harus direncanakan terhadap beban hidup terberat yang mungkin dapat terjadi.

Tabel 2.3 Beban hidup pada lantai gedung

a	Lantai dan tangga rumah tingkat kecuali yang disebut dalam b	2 KN/m^2
b	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gedung-gedung yang tidak terpenting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	1.25 KN/m^2
c	Lantai sekolah,ruang kulih, kantor, toserba, restoran, asrama dan rumah sakit	2.50 KN /m^2
d	Lantai ruang olahraga	4 KN /m^2
e	Lantai ruang dansa	5 KN/m^2
f	Lantai dan balkom dari ruangan-ruangan untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a, s/d e, seperti mesjid,gereja, ruang penggelaran,rung rapat,bioskop, dan panggung penonton dan tempat duduk tetap	4.00 KN /m^2
g	Panggung penonton dan tempat duduk tidak tetap untuk penonton yang berdiri	5 KN/m^2
h	Tangga,bodres tangga dan gang dari yang disebut dalam c	3 KN/m^2
i	Tangga,bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d,e,f dan g	5 KN/m^2
j	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c,d,e,f dan g	2.50 KN/m^2
k	Lantai untuk pabrik, bengkel, gedung, perpustakan, toko buku, ruang arsip, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri minimum	4 KN/m^2
l	Lantai gedung parkir bertingkat : - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	 8 KN/m^2 4 KN/m^2
m	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, minimum	3 KN/m^2

Sumber :"(Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983)".

❖ ***Beban hidup pada Atap gedung***

1. Beban hidup pada atap dan atau bagian atap serta pada struktur tudung (Canopy) yang dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil minimun sebesar 1 KN/m^2 bidang datar.
2. Beban hidup pada atap dan atau bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang paling menentukan diantara dua macam beban berikut :
   a. Beban terbagi rata per m^2 bidang datar berasal dari beban air hujan sebesar (0.4-0,8α) kg/m ^{2} dimana α adalah sudut atap kemiringan dalam derajat, dengan ketentuan bahwa beban tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari 0,2 kN/m^2 dan tidak perlu ditinjau bila kemiringan atapnya adalah lebih besar dari 50°.
   b. Beban terpusat berasal dari seorang pekerja atau seorang pemadam kebakaran dengan peralatannya sebesar minimun 1 kN/m^2
3. Pada balok tepi atau gording tepi dari atap yang tidak cukup ditunjang oleh dinding atau penunjang lainnya dan pada kantilever harus ditinjau kemungkinan adanya beban hidup terpusat sebesar minimun 2 KN

❖ **Reduksi Beban Hidup**

Reduksi beban hidup dilakukan karena peluang untuk tercapainya suatu prosentase tertentu dari beban hidup yang membebani struktur pemikul suatu

gedung selama umur gedung tersebut, bergantung pada unsur atau bagian struktur yang ditinjau, dan bergantung pula pada pada pengunaan gedung tersebut dan untuk apa beban hidup tersebut ditinjau. Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil, maka beban hidup tersebut dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi. Kofefisien reduksi beban hidup sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung1983, pada pasal 3.5, tabel 3.3 adalah :

Tabel 2.4 Koefisen Reduksi Beban Hidup

No	Penggunaan Gedung	Koefisien reduksi beban hidup	
		Untuk perencanaan balok induk dan portal	Untuk Peninjauan gempa
1	Perumahan/Penghunian : Rumah tingal, asrama hotel dan rumah sakit	0,75	0,30
2	Pendidikan : Sekilah dan ruang kuliah	0,90	0,50
3	Kantor : Kantor dan bank	0,60	0.30
4	Gang dan Tangga : - Perumahan/penghunian	0,75	0,50

Sumber : " Peraturan Pembebanan Indonesia Uuntuk Gedung, (PPIUG) pasal 3.5, Tabel 3.3

2.1.3 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Beban gempa adalah semua beban statik ekivalen yang bekerja pada bangunan atau bagian bangunan yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Ketika pengaruh gempa pada struktur bangunan ditentukan berdasrkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya – gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan

tanah akibat gempa tersebut. Untuk menentukan beasrnya beban gempa ada dua metode yang dapat digunakan yaitu : Analisa Beban Gempa Statik Ekivalen dan Analisa Beban Gempa Dinamis ***Sumber : "(Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1983)"***

Cara Analisa

Untuk struktur gedung beraturan sampai tinggi 40 m yang memenuhi syarat – syarat menurut *pasal 3.2, PPTGIUG 1983*, pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara analisa beban statik ekivalen menurut pasal 3.4. untuk semua struktur gedung lainnya, penentuan pengaruh gempa harus didasarkan pada suatu analisa dinamik menurut *pasal 3.5 PPTGIUG 1983*, gaya – gaya dalam (momen, gaya normal dan gaya geser) selanjutnya dapat ditentukan dengan menggunakan cara – cara analisa elastik yang lazim.

2.1.3.1 Peninjauan Terhadap Beban Lateral (Gempa)

Kestabilan lateral dalam desain struktur merupakan faktor yang sangat penting, karena gaya lateral tersebut akan mempengaruhi elemen – elemen vertikal dan horizontal dari struktur. Beban lateral yang sangat berpengaruh adalah beban gempa dimana efek dinamisnya menjadikan analisisnya lebih komplek. Pada dasarnya ada dua buah metode analisis yang digunakan untuk menghitung pengaruh beban gempa pada struktur yaitu :

1. Metoda analisa statik

Analisa statik merupakan analisa sederhana untuk menentukan pengaruh beban gempa yang hanya digunakan pada struktur gedung beraturan, bangunan

sederhana dan simetris, penyebaran kekakuan massa menerus, dan tinggi struktur kurang dari 40 meter.

Analisa ststik pada prinsipnya adalah menggantikan beban gempa dengan gaya – gaya statik ekivalen yang bertujuan menyederhanakan dan memudahkan perhitungan. Metode ini disebut juga metode Gaya Lateral Ekivalen (*Equivalent Lateral Force Methode*), yang mengasumsikan besarnya gaya gempa berdasarkan hasil perkalian suatu konstanta/massa dari elemen tersebut.

Nilai akhir respons dinamik gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan berikut :

$V \geq 0{,}8\ V_1$.....(2.1)

Besarnya beban gaya geser dasar nominal statik ekivalen V_1sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh gempayang terjadi di tingkat dasar menurut Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 02-1726-2002 pasal 6.1.2) dapat dihitung menurut persamaam :

$V_1 = \frac{C_1 . I}{R}$ Wt.....(2.2)

Dimana :

C_1 = Nilai faktor respons gempa yang didapat dari spektrum respons gempa

rencana

R = Faktor reduksi gempa

I = Faktor keutamaan struktur

V_1= Gaya geser dasar horizontal total akibat gaya gempa

W_t = Berat total bangunan yaitu kombinasi beban mati dan beban hidup vertikal

yang direduksi yang bekerja diatas taraf penyempitan lateral sebagai jumlah dari beban – beban berikut ini :

koefisien gempa dasar dihitung berdasarkan waktu getar gedung. Waktu getar gedung (T) dihitung berdasarkan rumus :

$T = 0{,}06.H^{3/4}$ → untuk portal beton

$T = 0{,}085.H^{3/4}$ → Untuk portal baja

$T = \frac{0{,}09\ x\ H}{\sqrt{B}}$ → untuk struktur gedung lainnya.

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Struktur (I)

Jenis Struktur bangunan gedung	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1
Monumen dan bangunan monumental	1
Gedung penting pasca gempa sperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televise	1,5
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1,5
Cerobong, tangki di atas menara	1,25

Sumber :"(Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung 1983)".

Tabel 2.6 Parameter Daktalitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastis penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5 2,0 2,5 3,0 3,5 4,0 4,5 5,0	2,4 3,2 4,0 4,8 5,6 6,4 7,2 8,0
Daktail penuh	5,3	8,5

Tabel 2.7 Faktor daktilitas (μ) dan faktor reduksi (R)

Sistem dan subsistem struktur bangunan gedung	**Uraian pemikul beban gempa**	**μ_m**	**R_m**	***f***
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi .beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2.7	4.5	2.8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1.8	2.8	2.2
	3. Rangka bresing dimana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2.8	4.4	2.2
	b. Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	1.8	2.8	2.2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4.3	7.0	2.8
	2. Dinding geser beton bertulang	3.3	5.5	2.8
	3. Rangka bresing biasa a. Baja b. Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	 3.6 3.6	 5.6 5.6	 2.2 2.2

atau rangka bresung)	4. Rangka bresing konsentrik Khusus a. baja	4.1	6.4	2.2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4.0	6.5	2.8
	6. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	3.6	6.0	2.8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3.3	5.5	2.8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul rangka momen terutama melalui mekanisme lentur)	**1.** Rangka pemikul momen khusus (SRPMK) a. Baja b. Beton Bertulang	 5.2 5.2	 8.5 8.5	 2.8 2.8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM) (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	3.3	5.5	2.8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB) a. Baja b. Beton bertulang	 2.7 2.1	 4.5 3.5	 2.8 2.8
	1. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4.0	6.5	2.8
4. Sistem ganda (Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi. 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang – kurangnya 25% dari seluruh beban lateral. 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul beban secara bersama – sama seluruh beban lateral dengan	1. Dinding geser a. Beton bertulang dengan SRBPMK beton bertulang. b. Beton bertulang dengan SRPMB baja. c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	 5.2 2.6 4.0	 8.5 4.2 6.5	 2.8 2.8 2.8
	2. RBE baja a. Dengan SRPMK baja b. Dengan SRPMB baja	 5.2 2.6	 8.5 4.2	 2.8 2.8
	3. Rangka bresing biasa a. Baja dengan SRPMK baja b. Baja dengan SRPMB baja c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6) d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	 4.0 2.6 4.0 2.6	 6.5 4.2 6.5 4.2	 2.8 2.8 2.8 2.8

memperhatikan interaksi/sistem ganda)	4. Rangka bresing konsentrik khusus a. Baja dengan SRPMK baja b. Baja dengan SRPMB baja	 4.6 2.6	 6.5 4.2	 2.8 2.8
5. Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever : (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kantilever	1.4	2.2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang menengah (tidak untuk wilayah 3,4,5, dan 6)	3.4	5.5	2.8
7. Subsistem tunggal (subsistem struktur bidang yang membentuk bangunan gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5.2	8.5	2.8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5.2	8.5	2.8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3.3	5.5	2.8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4.0	6.5	2.8
	5.Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3.3	5.5	2.8

Sumber :"(Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung 1983)".

Untuk menentukan harga C harus diketahui terlebih dahulu jenis tanah tempat struktur tersebut berdiri. SNI 03-1726-2003 membagi jenis tanah kedalam tiga jenis tanah yaitu tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak. Dalam tabel tanah ditentukan berdasarkan kecepatan rambat gelombang geser (V_s), nilai hasil tes penetrasi standar (N), dan kuat geser niralir (S_n). Untuk menentukan kuat geser niralir dapat digunakan rumus tegangan dasar tanah sebagai berikut :

$$\boldsymbol{Si = c + \sum \sigma i . \tan \theta} \quad \text{.....(2.3)}$$

$$\sigma i = \gamma i . ti$$

Dimana :

S_i = Tegangan geser tanah

C = Nilai kohesi tanah pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

σ_I = Tegangan normal masing - masing lapisan tanah

γ_i = Berat jenis masing – masing lapisan tanah

t_i = Tebal masing – masing lapisan tanah

θ = Sudut geser pada lapisan paling dasar lapisan yang ditinjau

Dari persamaan diatas, untuk nilai γ, h dan c yang berbeda (tergantung dari kedalaman tanah yang ditinjau) akan didapatkan kekuatan geser rerata ($\overline{S}_n$) dengan persamaan berikut :

$$\overline{S}_n = \frac{\sum_i^m ti}{\sum_i^m (\frac{ti}{Si})} \quad \text{.....(2.4)}$$

$$\overline{V}_s = \frac{\sum_i^m ti}{\sum_i^m (\frac{ti}{Vi})} \quad \text{.....(2.5)}$$

$$\overline{N} = \frac{\sum_i^m ti}{\sum_i^m (\frac{ti}{Ni})} \quad \text{..... (2.6)}$$

Dimana :

t_i = tebal lapisan ke-i

V_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i

N_i = nilai hasil tes penetrasi standar lapisan tanah ke-i

S_{ni} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-I yang harus memenuhi ketentuan bahwa

$S_{ni} \leq 250$ kPa

m = jumlah lapisan tanah yang ada diatas tanah dasar

Tabel 2.8Jenis – jenistanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rerata, ***vs*** (m/det)	Nilai hasil test penetrasi standar rerata *N*	Kuat geser niralir rerata S_n (kPa)
Tanah Keras	$vs \geq 350$	$N \geq 50$	$S_n \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq vs < 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq S_n < 100$
Tanah Luank	$Vs < 175$	$N < 15$	$S_n < 50$
	Atau semua jenis tanah lempung lunak dengan tebal total lebih dari 3 meter dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus disetiap lokasi		

Sumber : "(SNI 03-1726-2002)".

Apabila percepatan puncak muka tanah A_o tidak didapat dari hasil perambatan gelombang maka dapat menggunakan percepatan puncak muka tersebut untuk masing – masing wilayah gempa dan untuk masing – masing jenis ditetapkan dalam tabel berikut :

Tabel 2.9 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing –masing wilayah gempa di Indonesia

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar (g)	Percepatan puncak muka tanah A_o (g)			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,04	0,05	0,08	Diperlukan evaluasi khusus disetiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,20	
3	0,15	0,18	0,23	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,28	0,32	0,36	
6	0,03	0,33	0,36	0,38	

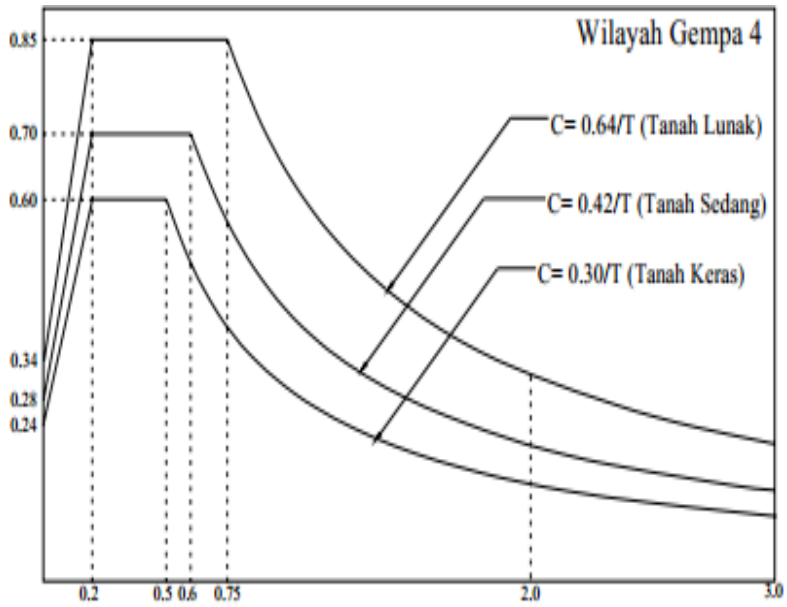
Sumber : "(SNI 03-1726-2002)".

Tabel 2.10 Spektrum Respons Gempa Rencana

Wilayah Gempa	Tanah Keras T_c = 0,5 detik		Tanah Sedang T_c = 0,6 detik		Tanah Lunak T_c = 1,0 detik	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,10	0,05	0,13	0,08	0,20	0,20
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,50	0,50
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,75
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,85
5	0,70	0,35	0,83	0,50	0,90	0,90
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,95	0,95

Sumber : "(SNI 03-1726-2002)".

Spektrum respon nominal gempa rencana untuk struktur dengan daktalitas penuh pada beberapa jenis tanah dasar, diperlihatkan pada gambar dibawah ini :



Gambar 2.1 Spektrum Respon Gempa untuk wilayah4

Sumber : "(SNI 03-1726-2002)".

Beban geser dasar nominal *V* menurut persamaan 2.1 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur bangunan gedung menjadi beban – beban nominal statik ekivalen *Fi* yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i menurut persamaan : $Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.Hi}$ .V.....(2.7)

Dengan syarat :

- Untuk H/B ≤3 dihitung dengan rumus :

$$Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.Hi} .V \text{.....(2.8)}$$

❖ Untuk H/B >3 dihitung dengan rumus :

$$Fi = 0{,}1\ V \frac{Wi.hi}{\sum Wi.Hi}.0{,}9V \text{.....(2.9)}$$

Pada lantai lainnya dengan rumus :

$$Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.Hi}\ .0{,}9V \text{.....(2.10)}$$

Dimana :

Wi = berat lantai tingkat ke-i

hi = ketinggian lantai tingkat ke-i

Fi = Beban gempa statik ekivalen yang dikerjakan pada tarafn ke-i. Fi akan diterima oleh masing – masing kolom yang ada, dengan menerima beban yang sama besarnya Fi dibagi jumlah kolom yang ada.

V = Gaya geser dasar horizontal akibat gempa

Apabila rasio antara tinggi struktur bangunan gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka 0,1*V* harus dianggap beban horizontal terpusat yang bekerja pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0.9*V* sisanya harus dibagikan sepanjang tingkat struktur bangunan gedung menjadi beban – beban gempa nominal statik ekivalen menurut persamaan (2.9).

Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing – masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = 6{,}3\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} Wi.di^2}{g\sum_{i=1}^{n} Fi.di}} \quad \text{.....(2.11)}$$

Dimana :

Ti = Waktu getar alami fundamental

Wi = berat lantai tingkat ke-i

d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke-i akibat beban F_i (mm)

g = percepatan gravitasi sebesar 9,81 mm/detik^2

Apabila waktu getar alami fundamental T_1 struktur bangunan gedung untuk penentuan faktor Respon Gempa C_1 menurut SNI-1726-2002, pasal 6.1.2 ditentukan dengan rumus – rumus empiris atau didapat dari analisis vibrasi bebas tiga dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% nilai yang dhitung menurut persamaan (2.10).

2. Waktu Getar Empiris Struktu (T_E)

Karena besarnya beban gempa belum diketahui, maka waktu getar dari struktur belum dapat ditentukan secara pasti. Untuk perencanaan awal, waktu getar dari bangunan gedung pada arah X (T_{EX}) dan arah y (T_{Ey}) dihitung dengan menggunakan rumus empiris :

$(T_{EX}) = (T_{Ey}) = 0{,}06 \,.\, H^{3/4}$ (dalam detik)

Pada rumus ini H adalah tinggi bangunan 19,5 m termasuk basement maka periode getar bangunana $(T_{EX}) = (T_{Ey})$ adalah $H = 0{,}06 \,.(19.5)^{0.75} = 0{,}557$ detik. Waktu getar struktur yang didapat dari rumus empiris ini perlu diperiksa terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

2.1.3.2 Pemilihan Metode Analisis

Pemilihan metoda anlisis untuk perencanaan struktur gedung tahan gempa, ditentukan berdasarkan konfigurasi struktur dan fungsi bangunan yang berkaitan dengan tanah dasar dan wilayah kegempaan.

1. Perancangan struktur bangunan yang kecil dan tidak bertingkat serta element – element non struktural, tidak diperlukan adanya analisa terhadap pengaruh beban gempa.
2. Perancangan beban gempa untuk bangunan yang berukuran sedang dapat menggunakan analisa beban statik ekivalen. Hal ini disarankan untuk memeriksa gaya – gaya gempa yang bekerja pada struktur dengan menggunakan desain yang sesuai dengan kondisi struktur.
3. Perancangan struktur bangunan yang besar dan penting dengan distribusi kekakuan dan massa yang tidak merata ke arah vertikal dengan menggunakan anlisa dinamik.
4. Perancangan struktur bangunan yang besar dan penting, konfigurasi struktur sangat tidak beraturan dengan tinggi lebih dari 40 meter, analisa dinamik dan

inelastik diperlukan untuk memastikan bahwa struktur aman terhadap gaya gempa.

Berdasarkan ketentuan diatas, maka perencanaan struktur gedung dalam tugas akhir ini menggunakan metode analisa dinamik.

Perencanaan terhadap beban gempa dilakukan berdasarkan SNI 03-1726-2002. Struktur tahan gempa harus dirancang dengan meggunakan prinsip desain kapasitas (*capacity design*). Prinsip design kapasitas adalah pengendalian energi gempa yang masuk dalam struktur dapat berperilaku memuaskan dan tidak terjadi keruntuhan pada saat terjadi gempa kuat. Prinsip ini diwujudkan dengan pengendalian terbentuknya sendi – sendi plastis pada lokasi – lokasi tertentu pada struktur gedung, yaitupada ujung – ujung elemen balok. Perencanaan struktur gedung yang tidak beraturan harus dilakukan dengan analisis dinamik dengan metode analisis ragam.

2.1.4 Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan mengangap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isap) yang bekerja tegak lurus pada bidang – bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan negatif ini dinyatakan dalam satuan kg/m^2. Menurut Pereturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) pada Bab 4 pasal 4.2 dan pasal 4.3 ditentukan sebagai berikut :

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2

2. Tekanan tiup ditepi laut dan ditepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil 40 kg/m^2.
3. Untuk daerah – daerah didekat laut dan daerah – daerah lain tertentu dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari pada yang ditentukan dalam ayat – ayat (1) dan (2), tekanan tiup (P) harus dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V^2}{16} (\text{kg/m}^2)$$

4. Apabila dapat dijamin suatu gedung terlindungi efektif terhadap angin dari suatu jurusan tertentu oleh gedung – gedung lain, hutan – hutan pelindung atau penghalang lain, maka tekanan tiup dari jurusan itu dapat dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0.5.
5. Dalam menentukan koefisien angin, khususnya pada gedung tertutup untuk bidang – bidang luar koefisien anginnya ((+) berarti tekan dan (-) berarti isap) ditentukan sebagai berikut :

a) Dinding vertikal :

Dipihak angin = + 0.9

Dibelakang angin = - 0.4

Sejajar dengan arah angin = - 0.4

b) Atap segitiga dengan kemiringan α :

Dipihak angin : $\alpha < 65^o$ = (0.02α -0,4)

$65^o < \alpha < 90^o$ = + 0,9

Dibelakang angin, untuk semua α = -0,4

2.2 Kombinasi Pembebanan

2.2.1 Kombinasi Beban Pada Struktur Beton Bertulang

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.2, agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam – macam kombinasi beban, maka harus memenuhi ketentuan dari faktor beban berikut :

a. Kuat perlu (U) yang menahan beban mati (D) paling harus sama dengan:

U = 1,4 D .....(2.12)

Kuat perlu untuk menahan beban mati, beban hidup (L), dan beban atap (A) atau beban hujan (R) paling tidak harus sama dengan :

U = 1,2 D + 1,6 L (A atau R).....(2.13)

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

(Faktor beban angin (W) dapat dikurangi menjadi 1,3 jika beban angin (W) belum direduksi oleh faktor arah. Sedangkan faktor beban untuk (L) boleh direduksi menjadi 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruang pertemuan dan semua ruangan yang beban hidupnya lebih besar dari 500 kg/m^2).

U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,6 W + 0,5 (A atau R).....(2.14)

Kombinasi beban juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi paling berbahaya, yaitu :

U = 0,9 D ± 1,6 W.....(2.15)

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

U = 1,2 D + 1,0 L ± 1,6 E atau

U = 0,9 D ± 1,0 E.....(2.16)

2.2.2 Kombinasi Beban Pada Struktur Baja

Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002, untuk struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan dibawah ini :

$1{,}4\ D$ .....(2.17)

$1{,}2D + 1{,}6\ L + 0{,}5\ (L_a$ atau $H)$.....(2.18)

$1{,}2\ D + 1{,}6\ (La$ atau $H) + (\gamma_L L$ atau $0{,}8W)$.....(2.19)

$1{,}2D + 1{,}3\ W + \gamma_L L + 0{,}5\ (L_a$ atau $H)$.....(2.20)

$1{,}2D \pm 1{,}0\ E + \gamma_L L$.....(2.21)

$0{,}9D \pm (1{,}3W$ atau $1{,}0E)$.....(2.22)

Keterangan :

D = adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat beban konstruksi permanen,

termasuk dinding, lantai, atap, plafond, partisi tetap, tangga dan peralatan layan tetap.

L = adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk beban kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain – lain.

L_a = adalah beban hidup diatap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, pekerja, peralatan dan material atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.

H = adalah beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan oleh genangan air.

W = adalah beban angin.

E = adalah beban gempa yang ditentukan menurut SNI 03 – 1726 – 2002, atau Pengantinya dengan,

γ_L = 0,5 bila L< 5 kPa, dan γ_L = 1 bila $L \geq 5$ kPa.

2.3 Perencanaan Struktur Baja

2.3.1 Batang Lentur

2.3.1.1 Batang Lentur Murni

Batang lentur murni adalah suatu komponen struktur yang memikul lentur terhadap sumbu kuat (*x*) dan sumbu lemah (*y*) dan dianalisis dengan metode analisis elastis.

1. Lentur terhadap sumbu utama kuat (*x*) dimana harus memenuhi

   $M_{ux} \leq \phi M_n$.....(2.23)

   Keterangan :

   M_{ux} = adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu *x* (N-mm).

   ϕ = adalah faktor reduksi = 0,9

   M_n = adalah kuat nominal dari momen lentur penampang M_n diambil nilai yang lebih kecil dari kuat nominal penampang untuk momen lentur terhadap sumbu-*x* (N-mm).

2. Lentur terhadap sumbu lemah (*y*) dimana harus memenuhi

   $M_{uy} \leq \phi M_n$.....(2.24)

   Keterangan :

   M_{uy} = adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu *y* (N-mm).

ϕ = adalah faktor reduksi = 0,9

M_n = adalah kuat lentur nominal dari momen lentur penampang M_n diambil nilai yang lebih kecil dari kuat nominal penampang untuk momen lentur terhadap sumbu-*y* (N-mm).

2.3.1.2 Kuat geser pelat badan

1. Kuat geser pelat badan yang memikul gaya geser perlu (V_u) harus memenuhi :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.25)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor reduksi = 0,9

V_n = kuat geser pelat badan (*N*)

V_u = kuat geser perlu

2. Kuat geser nominal (V_n) pelat badan harus diambil seperti yang ditentukan dibawah ini :

a) Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) memenuhi :

$$(h/t_w) \leq 1{,}10 \sqrt{\frac{K_n E}{fy}}$$ dengan

$$K_n = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2}$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

V_n = 0,6 fyA_w ; A_w = luas kotor pelat badan.

b) Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) memenuhi :

$$1{,}10\sqrt{\frac{K_{nE}}{fy}} \leq (\frac{h}{t_w}) \leq 1{,}37\sqrt{\frac{K_{nE}}{fy}}$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0{,}6\, fyA_w\left[1{,}10\sqrt{\frac{K_{nE}}{fy}}\right]\frac{1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

Atau

$$V_n = 0{,}6\, fyA_w\left[Cv + \frac{(1-C_v}{1{,}15\sqrt{1+(\frac{a}{h})^2}}\right]$$

Dengan

$$C_v = 1{,}10\frac{\sqrt{\frac{K_{nE}}{fy}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

c) Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) memenuhi :

$$1{,}37\sqrt{\frac{K_{nE}}{fy}} \leq \left(\frac{h}{t_w}\right)$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus sebagai berikut :

$$V_n = \frac{0{,}9A_{w}K_{n}E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

atau

$$V_n = 0{,}6\, fyA_w \left[C_{v+\frac{(1-C_v)}{1{,}15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}} \right]$$

Dengan

$$C_v = 1{,}5\left[\frac{K_{nE}}{fy}\right] * \left[\frac{1}{\left(\left(\frac{h}{t_w}\right)^2\right)}\right]$$

3. **Metode interaksi geser dan lentur**

Jika momen lentur diangap dipikul oleh seluruh penampang, maka batang harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0{,}625\,\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1{,}375$$

2.3.2 Batang Tarik

Batang tarik adalah batang yang mendukung tegangan tarik aksial yang diakibatkan oleh bekerjanya gaya tarik aksial pada ujung – ujung batang.

2.3.2.1 Kuat Tarik Rencana

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_u, harus memenuhi :

$N_u = \leq Nn$ ⟶ SNI Baja 03 – 1729 – 2002 (10.1).....(2.26)

Dengan $\phi.N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah diantara dua perhitungan menggunakan harga – harga ϕ dan N_n dibawah ini :

ϕ = 0,9

$$Nn = A_g . f_y \quad \text{.....(2.27)}$$

dan

ϕ = 0.75

$$Nn = A_e . f_u \quad \text{.....(2.28)}$$

Keterangan :

A_g= luas penampang bruto (mm^2)

A_e = luas penampang efectif (mm^2)

fy = Tegangan leleh (MPa)

fu = trgangan tarik putus (MPa).

2.3.2.2 Penampang Efektif

Luas penampang efektif komponen struktur yang mengalami gaya tarik ditentukan sebagai berikut :

$A_e = AU$ ⟶ SNI Baja 03 – 1729 -2002 (10.2)

Keterangan :

A = luas penampang (mm^2)

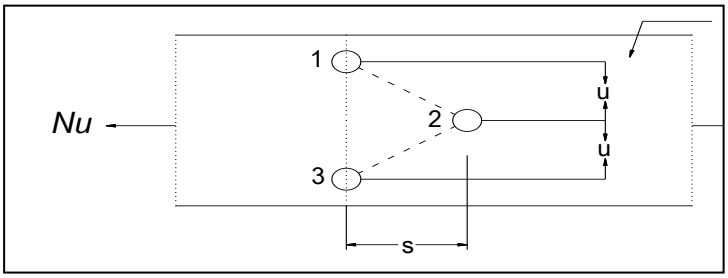
U = faktor reduksi 1-($\underline{x}/L$) ≤ 0,9

$\underline{x}$ = adalah eksentrisitas sambungan jarak tegak lurus arah gaya tarik antara titik berat penampang komponen yang disambung dengan bidang sambungan (mm).

L = adalah panjang sambungan dalam arah gaya tarik yaitu jarak antara dua baut yang terjauh pada suatu sambungan atau panjang las dalam arah gaya tarik (mm).

2.3.2.3 Kasus Gaya Tarik hanya Disalurkan oleh Baut

1. $A = A_{nt}$ adalah luas penampang neto terkecil antara potongan 1-3 dan potongan 1-2-3,



Gamabr 2.2 Penyaluran Gaya Tarik Oleh Baut

Potongan 1-3 : $A_{nt} = A_g - ndt$

Potongan 1-2-3 : $A_{nt} = A_g - ndt + \sum \frac{s^2}{4u}$

Keterangan :

A_g = luas penampang bruto, (mm^2)

t = tebal penampang (mm)

d = diameter lubang (mm)

n = banyaknya lubang dalam garis potongan

s = jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm).

u = jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur.

2. Dalam suatu potongan jumlah luas lubang tidak boleh melebihi 15% luas penampang lubang.

2.3.3 Batang Tekan

Batang tekan adalah batang yang mendukung tegangan tekan aksial yang diakibatkan oleh bekerjanya gaya tekan aksial pada ujung – ujung batang. Suatu komponenyang mengalami gaya tekan eksentris akibat beban terfaktor, N_u, harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

1. $N_u \leq \phi_n . N_n$.....(2.29)

SNI Baja 03 – 1729 – 2002 (9.1)

Keterangan :

ϕ_n = faktor reduksi kekuatan untuk tekan = 0,85

N_n = kuat tekan nominal komponen struktur, dimana untuk penampang

yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil dari pada nilai λ pada Tabel 7.5-1, daya dukung nominal komponen struktur tekan.

Daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut :

$Nu = Ag.f_{cr} = Ag\dfrac{fy}{\omega}$.....(2.30)

SNI 03 – 1729 – 2002

$F_{cr} = \dfrac{fy}{\omega}$

Untuk $\lambda_c \leq 0.25$ maka $\omega = 1$

Untuk $0.25 < \lambda_c < 1.2$ maka $\omega = \dfrac{1,43}{1,6-0,67\lambda_c}$

untuk $\lambda_c \geq 1.2$ maka $\omega = \lambda_c^2$

keterangan :

Ag = luas penampang bruto (mm^2)

F_{cr} = tegangan kritis penampang (MPa)

fy = tegangan leleh baja (MPa)

2. Perbandingan kelangsingan

a. Kelangsingan elemen penampang pada (Tabel 7.5-1 SNI 03-1729-2002)$<\lambda_r$.

b. Kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda\frac{L_k}{r} < 200$

3. Komponen struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar dari pada nilai λ_r yang ditentukan dalam (SNI 03 – 1729 -2002 Tabel 7.5-1) harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima.

2.3.4 Komponen Struktur yang Mengalami Momen Lentur dan Gaya Aksial

Komponen struktur yang mengalami memen lentur dan gaya aksial harus direncanakan agar memenuhi ketentuan berikut :

a. Untuk $\frac{N_u}{\phi_c N_n} \geq 0{,}2$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1{,}0 \quad \text{.....(2.31)}$$

b. Untuk $\frac{N_u}{\phi_c N_n} < 0{,}2$

$$\frac{N_u}{2\phi_c N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1{,}0 \quad \text{.....(2.32)}$$

Keterangan :

M_{nx} = kuat lentur nominal terhadap sumbu *x*

M_{ny} = kuat lentur nominal terhadap sumbu *y*

M_{ux} = kuat lentur perlu terhadap sumbu *x*

M_{uy} = kuat lentur perlu terhadap sumbu *y*

N_n = kuat aksial nominal

N_u = kuat aksial perlu

1. Kelangsingan penampang

Penampang kompak, tidak kompak dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur ditentukan oleh kelangsingan elemen – elemen tekannya.

2. Penampang kompak

Untuk penampang – penampang yang memenuhi $\lambda \leq \lambda_p$, kuat lentur nominal penampang adalah :

$M_n = M_p$.....(2.33)

Dimana $M_p = f_y Z$

$\varphi Mn = \varphi Mp$ dimana $\varphi = 0,9$

3. Penampang tak kompak

Untuk penampang yang memenuhi $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\,\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

4. Penampang langsing

Untuk penampang yang memenuhi $\lambda_r \leq \lambda$ maka kuat Lentur nominal penampang adalah : $Mn = Mr\,(\frac{\lambda_r}{\lambda})^2$

Keterangan :

N_u = adalah gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

N_n = kuat nominal penampang, N

ϕ = faktor reduksi kekuatan (0,85 untuk aksial tekan)

M_{nx},M_{uy} = momen terfaktor terhadap sumbu – x dan – y (N-mm)

M_{nx},M_{ny} = kuat nominal lentur terhadap penampang sumbu – x dan – y (N-mm)

M_r = momen residu atau momen sisa

M_p = momen plastis

fy = tegangan leleh baja

Z = modolus plastis

ϕb = faktor reduksi kuat lentur

2.3.5 Sambungan Dengan Baut

1. Jenis baut

Jenis baut yang berkekuatan tinggi baik baut A325 dan A490 dimana memiliki kepala baut segi enam (Hexagon = heks), dengan dimensi baut dibawah ini :

Tabel 2.11 Dimensi Baut

Ukuran baut	Dimensi baut (inch)			Dimensi Mur (inch)	
Inch	Lebar Melintang (F)	Tinggi (H)	Panjang Ulir	Lebar Melintang (W)	Tinggi (H)
½	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1.1/16	25/64	1.1/4	1.1/16	39/64
¾	1.1/4	15/32	1.3/8	1.1/4	47/64
	1.7/16	35/64	1.1/2	1.7/16	55/64

7/8	1.5/8	39/64	1.3/4	1.5/8	63/64
1	1.13/6	11/16	2	1.13/16	1.7/16
1.1/8	2	25/32	2	2	1.7/32
1.1/4	2.3/16	27/32	2.1/4	2.3/16	1.11/32
1.3/8	2.3/8	15/16	2.1/4	2.3/8	1.15/32
1.1/2					

2. Kekuatan Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u, harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$R_u \leq \phi\ R_n$.....(2.34)

SNI 03 – 1729 – 2002 (13.2.2)

Keterangan :

ϕ = faktor reduksi kekuatan

R_n = kuat nominal baut

a. Baut dalam geserKuat geser rencana dari suatu baut dihitung sebagai berikut :

$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u^b A_b$.....(2.35)

SNI 03 – 1729 – 2002 (13.2.2)

Keterangan :

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

r_1 = 0,4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing – masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

b. Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana suatu baut dihitung sebagai berikut :

$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0{,}75 f_u^b A_b$ .....(2.36)

SNI 03 – 1729 – 2002 (13.2-3)

Keterangan :

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

c. Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik. Baut yang memikul gaya geser terfaktor, V_u, dan gaya tarik terfaktor, T_u, secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini :

$f_{uv} = \frac{V_u}{nA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b$m.....(2.37)

$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n}$.....(2.38)

$f_t \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2$.....(2.39)

SNI 03 – 1729 – 2002 (13.2.2.3)

Keterangan :

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

n = jumlah baut

m = jumlah bidang geser

untuk baut mutu tinggi :

f_1 = 807 MPa, f_2= 621 MPa

r_2 = 1,9 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

r_2 = 1,5 untuk baut tanpa pada bidang geser

Untuk baut mutu normal :

f_1 = 410 MPa, f_2= 310 MPa,

r_2 = 1,9

d. Kuat Tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar dari pada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar dari pada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut :

$R_d = \phi_f R_n$ = 2,4 $\phi_f d_b t_p f_u$.....(2.40)

SNI 03 – 1729 – 2002 (13.2.2.4)

Kuat tumpu yang didapat dari perhitungan diatas berlaku untuk semua jenis lubang baut. Sedangkan untuk lubang baut selot panjang tegak lurus arah kerja gaya berlaku persamaan berikut ini :

$R_d = \phi_f R_n$ = 2,4 $\phi_f d_b t_p f_u$

Keterangan :

R_d = kuat tumpu rencana

ϕ_f = 0,75 faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

d_b= diameter baut nominal pada daerah tak berulir

t_p = tebal pelat

f_u = tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat

R_n = kuat nominal baut

e. Pelat Pengisi Pada sambungan – sambungan yang tebal pelat antara 6 mm sampai dengan 20 mm, kuat geser nominal satu baut yang ditetapkan pada Butir 13.2.2.1 harus dikurangi dengan 15 persen. Pada sambungan – sambungan dengan bidang geser majemuk yang lebih dari satu pelat pengisinya dilalui oleh baut, reduksinya juga harus dihitung menggunakan ketebalan pelat pengisi yang terbesar pada bidang geser yang dilalui oleh baut tersebut.

3. Tata Letak Baut

a. Jarak

Jarak antara pusat lubang pengencang tidak boleh kurang dari 3 kali diameter

nominal pengencang. Jarak minimum pada pelat harus memenuhi juga ketentuan Butir 13.2.2.4. SNI 03 – 1729 – 2002.

b. Jarak Tepi Minimum

Jarak minimum dari pusat pengencang ke tepi pelat atau sayap profil harus memenuhi spesifikasi dalam Tabel 2.5.

Tabel 2.12 Jarak tepi minimum

Tepi dipotong dengan tangan	Tepi dipotong dengan mesin	Tepi profil bukan hasil potongan
1,75 d_b	1,50 d_b	1,25 d_b

Dengan d_b adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir. Jarak tepi pelat baut harus memenuhi juga ketentuan kuat tumpu baut pada Butir 13.2.2.4.SNI 03 – 1729 – 2002.

c. Jarak Maksimum

Jarak antara pusat pengencang tidak boleh melebihi 15t_p (dengan t_p adalah pelat lapis tertipis didalam sambungan), atau 200 mm. Pada pengencang yang tidak perlu memikul beban terfaktor dalam daerah yang tidak mudah berkarat, jaraknya tidak boleh melebihi 32 t_p atau 300 mm. Pada baris luar pengencang dalam arah gaya rencana, jaraknya tidak boleh melebihi (4 t_p + 100 mm) atau 200 mm.

d. Jarak tepi maksimum

Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal pelat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150 mm.

e. Pelat Simpul

Pelat simpul dipakai untuk mengikat batang – batang itu batang tarik maupun batang tekan dari suatu konstruksi rangka. Jadi fungsi dari pelat simpul adalah sebagai stabilator dari batang – batang yang bertemu pada titik simpul.

Syarat – syarat pelat simpul adalah :

1. Cukup Lebar

Dimana pelat simpul tersebut mampu memasang baut sesuai dengan peraturan yang yang ditentukan berdasarkan dengan letak baut.

2. Cukup Kuat

Dimana pelat simpul tersebut mampu menerima beban dari batang – batang yang diikat padanya baik batang tekan maupun batang tarik.

Untuk menentukan ukuran dari pada pelat simpul pelat (pengisi) berdasarkan :

2. Dimana tebal dari pada pelat simpul (pelat pengisi) adalah 6 mm sampai dengan ketentuan butir 13.2.2.5 yang di tentukan dalam SNI 03 – 1729 – 2002.
3. Dimana untuk panjang dari tepi pelat simpul (pelat pengisi) berdasarkan atas jarak tepi minimum dan maksimum letak baut berdasarkan butir 13.4.2 sampai 13.4.4 yang telah ditentukan dalam SNI 03 – 1729 – 2002.

2.4 Analisa Struktur Beton Bertulang

Perhitungan penulangan pada struktur beton bertulang dari komponen struktur diselesaikan dengan menggunakan Metode Perencanaan Kekuatan (*Sterenht Desgin Method*).

2.4.1 Metode Perencanaan Kekuatan (*Sterenght Desgin Method*)

Didalam metode perencanaan kekuatan, penampang elemen struktur direncanakan berdasarkan hubungan tegangan – regangan yang nonlinier, sehingga dicapai kekuatan penuh. Sistem pembebanan yang dipergunakan menggunakan beban terfaktor. Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 mempergunakan faktor beban atau *load factor* 1,4 untuk beban mati dan 1,6 untuk beban hidup. Metode perencanaan kekuatan merupakan suatu metode yang dipergunakan untuk menentukan suatu kekuatan dari konstruksi beton, yaitu kekuatan rencana yang telah dikalikan dengan faktor reduksi harus lebih besar dari kuat perlunya untuk mendukung konstruksi beton tersebut.

Berdasrkan jenis kekuatan yang dialami oleh balok dapat dikelompokkan menjadi tiga :

- Penampang seimbang (*balance*) yaitu tulangan tarik mulai leleh pada saat beton mencapai regangan batasnya (εcu) = 0,003 dan hancur karena tekan.
- Penampang *Over-reinforced*, keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Jika luas tulangan baja pada suatu penampang lebih dari yang diperlukan untuk mencapai keadaan balance maka penampang dikatakan bertulangan lebih (*over-reinforced*).

- Penampang *under-reinforced*, keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja. Jika luas pada suatu penampang kurang dari yang diperlukan untuk mencapai keadaan *balance* maka penampang dikatakan bertulangan getas.

2.4.2 Penulangan Lentur Murni

Didalam perencanaan penulangan penampang beton bertulang, jika tercapai keadaan seimbang ultimit (*balance*), maka besarnya rasio tulangan ditentukan sebagai berikut :

$$\rho b = \frac{0{,}85.\beta_1.f'c}{fy}\ x\ \frac{600}{600+fy} \quad \text{.....(2.41)}$$

(SNI 03 – 2847 – 2002)

Besarnya faktor tinggi balok tegangan β_1 adalah sebagai berikut :

$\beta_1 = 0{,}85 \longrightarrow$ untuk f'c ≤ 30 MPa

$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}008.\ (f'c - 30) \longrightarrow$ untuk f'c > 30 MPa

β_1 = tidak boleh diambil kurang dari 0,65

Dalam perencanaan penampang terhadap lentur murni haruslah direncanakan penampang pada keadaan *under-reinforced* dengan besarnya rasio tulangan ditentukan sebagai berikut :

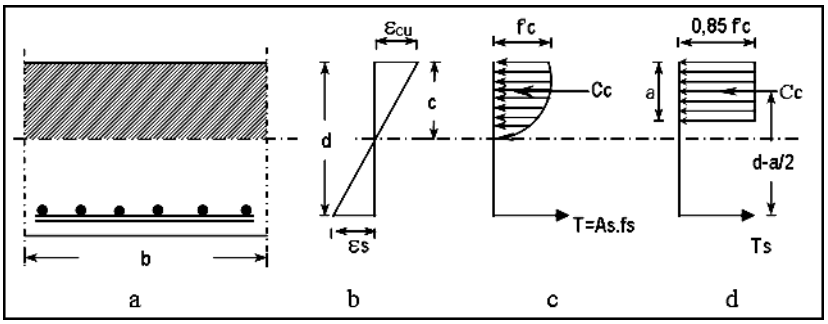
$$\rho max = 0{,}75\ \rho b \quad \text{.....(2.42)}$$

(SNI 03 – 2847 – 2002)

ρmin = 1,4/fy.....(2.43)

a. Penampang Persegi

1. Penampang Persegi Tulangan Tunggal



Gambar 2.3 Distribusi Tegangan dan Regangan Pada Penampang Pelat

(a)Penampang Melintang Plat; (b) Diagram Regangan; (c) Diagram Tegangan; (d) Balok Regangan Ekivalen Yang Diasumsikan

Cc = 0,85 . f'c . a . b

Ts = As . fy

As = ρ . b . d Dengan syarat : ρmin ≤ ρ ≤ ρmax

Mn = $\frac{Mu}{\varphi}$; = 0,8 (SNI 03 – 2847 – 2002)

Mn = Cc . Zu

Mn = 0,85 f'c . a .b (d-1/2a).....(2.44)

Dari persamaan diatas diselesaikan dalam rumus ABC didapat nilai a :

∑H = 0

Cc – Ts = 0

Ts = Cc

As . fy = 0,85 . f'c . a . b

$$As = \frac{0{,}85.\ f'c.\ a.\ b}{fy}$$

$$As = \frac{Mn}{fy\ (d-1/2.a)}$$

$$\rho = \frac{As}{b.d}$$ → untuk tulangan tekan.....(2.45)

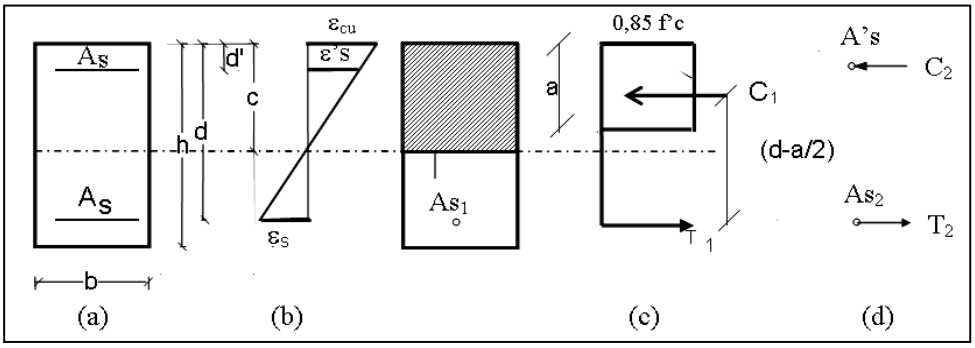
$$\rho' = \frac{As'}{b.d}$$ → untuk tulangan leleh.....(2.46)

Bila didapatkan :

ρmin ≤ ρ ≤ ρmax → Digunakan tulangan tunggal

ρ > ρmax → Digunakan tulangan rangkap

2. penampang persegi bertulangan rangkap



Gambar 2.4. Distribusi regangan dan tegangan pada penampang balok

(a) penampang melintang balok, (b) diagram regangan, (c) diaram tegangan ekivalen yang diasumsikan akibat tulangan tarik, (d) tegangan akibat tulangan tekan.

Terlihat pada gambar bahwa momen tahanan nominal total : $Mn = Mn_1 + Mn_2$, yaitu jumlah dari momen kedua bagian solusi.

$C_1 = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$

$C_2 = As_2 \cdot fy = A' \cdot fy$

$T_1 = As_1 \cdot fy$

$As_1 = As - A's$

$A's = As_2$

Bagian 1 :

$T1 = C1$

$As_1 \cdot fy = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$

$$a = \frac{As_1 . fy}{0{,}85 . f'c . b}$$

$Mn_1 = T_1(d - a/2) = As \cdot fy\,(d - a/2) = (As - A's)\,fy\,(d - a/2)$.....(2.47)

Bagian 2 :

$A's = As_2$

$T_2 = C_2 = As_2 \cdot fy$

$Mn_2 = As_2 \cdot fy\,(d - d')$.....(2.48)

$Mn = Mn_1 + Mn_2$

$= (As - A's)\,fy\,(d - a/2) + A's \cdot fy\,(d - d')$.....(2.49)

Ø.Mn ≥ Mu

Kontrol :

$$\varepsilon s' = \frac{fy}{Es} . \varepsilon c$$

$$\varepsilon s' = \frac{c-d}{c} . \varepsilon c$$

εcu = 0,003.....(2.50)

(SNI 03 – 2847 – 2002)

Agar tulangan tekan leleh, maka harus memenuhi kondisi :

$$(\rho - \rho') \geq \frac{\beta_1.0{,}85.f'c.d'}{fy.d} . \frac{600}{600 - fy}$$ syarat tulangan tekan leleh.....(2.51)

Jika εs' <εy maka tegangan tulangan tekan fs' dapat dihitung sebagai :

$$fs' = 600.\left[1 - \frac{0{,}85.\beta_1.f'c.d'}{(\rho - \rho'.).fy.d}\right]$$ .....(2.52)

Dengan demikian angka penulangan maksimum yang diizinkan untuk balok bertulangan rangkap adalah :

$$\rho \leq 0{,}75.\left[\overline{\rho}b + \rho'.\frac{fs'}{fy}\right]$$ .....(2.53)

Tinggi balok tegangan tekan eqivalentulangan tekan As' belum leleh tinggi blok tegangan tekan eqivalen "a" harus dihitung dengan menggunakan tegangan aktual tulangan tekan yang diperoleh dari εs' pada taraf tulangan tekan sehingga :

$$a = \frac{As.fy - As'.fs'}{0{,}85.f'c.b}$$ .....(2.54)

$$fs' = 600.\left[1 - \frac{0{,}85.\beta_1.f'c.d'}{(\rho - \rho.).fy.d}\right] \text{.....(2.55)}$$

dipakai sebagai coba-coba awal untuk mendapatkan harga “a”, setelah itu bisa dihitung harga “c”. Apabila harga “c” sudah dihitung maka εs’ dapat dihitung dengan perbandingan segitiga sebangun, hal ini dilakukan terus sampai tercapai kesetimbangan gaya atau ∑H=0.

Kalau hal ini sudah dicapai barulah kita bisa menghitung Momen Tahanan Nominal (Mn). Yakni :

Mn=(As.fy-As’.fs’).(d-a/2)+As’.fs’.(d-d’).....(2.56)

2.4.2.1 Penampang Balok T

Pelat pada umumnya dicor secara monolit dengan baloknya, maka kekuatan dan kekakuan balok segi empat akan bertambah dengan adanya kontribusi bagian pelat. Lebar bagian pelat yang dianggap dapat bekerja sama dengan balok dalam membentuk penampang balok berflens harus memenuhi persyaratan lebar efektif *flens.* (SNI 03 – 2847 – 2002), memberikan batasan lebar efektif *flens* (be) sebagai berikut :

- Untuk balok dengan pelat kedua sisi

  be ≤ 8 T

  be ≤ ¼ L

  be ≤ ½ Ln

- Untuk balok dengan pelat satu

  be ≤ 6 T

be ≤ 1/12 L

be ≤ ½ Ln

keterangan :

T = tebal pelat

L = panjang bentang balok

Ln = jarak dari pusat ke pusat

Dari nikai – nilai be yang didapat, dipakai nilai be terkecil.

Tebal dari plat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan SNI 03 – 2847 – 2002 sebagai berikut :

$$h = \frac{\ln\left(0{,}8+\frac{fy}{1500}\right)}{36+\left(\propto m\,.\;0{,}12\left(1+\frac{1}{\beta}\right)\right)}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln\left(0{,}8+\frac{fy}{1500}\right)}{36+9\beta}$$

Dan tidak lebih dari :

$$h = \frac{\ln\left(0{,}8+\frac{fy}{1500}\right)}{36}$$

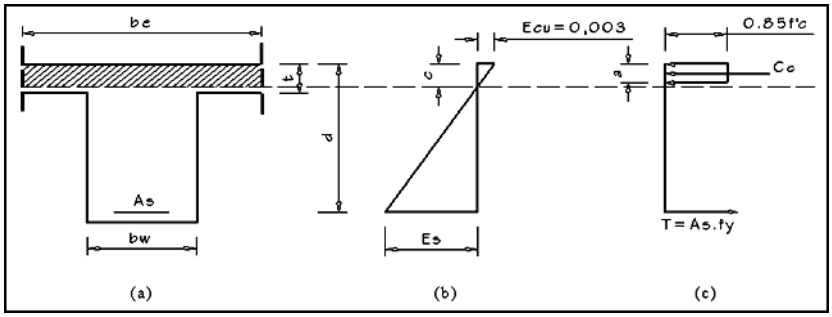
dala segala hal tebal minimum plat tidak boleh kurang dari harga berikut :

- Untuk αm < 2,0 .....120 mm
- Untuk αm ≥ 2,0 .....90 mm

Panjang Tb dalam perhitungan gaya tekan Cc tergantung pada tinggi garis netral yang dapat diidentifikasi sebagai berikut :

2.4.2.2 Tinggi garis netral c kurang dari tebal *flens* (c < t)

Apabila tinggi garis netral c kurang dari tebal *flens*, maka hal ini diangap sebagai penampang segiempat dan pada analisisnya sebagai lebar balok harus dipakai lebar *flens* (be) pada sisi yang tertekan.



Gambar 2.5 Penampang Balok T (c<hf), (a)Penampang melintang balok, (b) diagram regangan, (c) diagram tegangan

Dengan melihat gambar 2.5 kesetimbangan gaya C = T dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$0{,}85.f'c.a.be = As.fy \rightarrow a = \frac{As.fy}{0{,}85.f'c.b} \quad Mn = As.fy.(d - a/2)$$

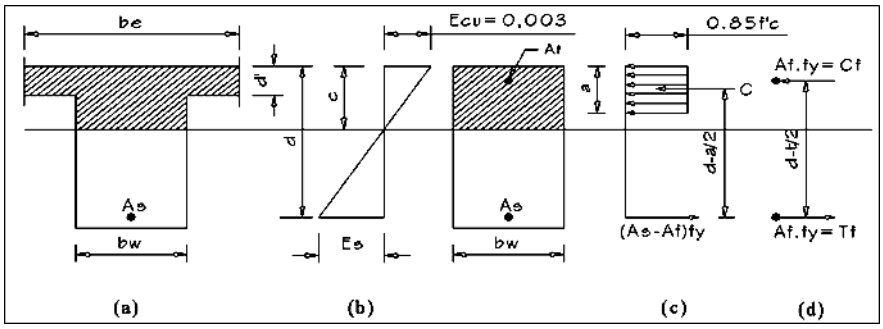
Sama dengan analisis balok segiempat hanya b disini adalah lebar flens

2.4.2.3 Tinggi garis netral c lebih besar dari tebal *flens* hf (c > t)

Dalam hal ini (c >t), tinggi balok tegangan equivalent dapat lebih kecil atau lebih besar dari pada tebal flens hf.

Jika c lebih besar dari pada tebal *flens*(hf) dan a. lebih kecil dari pada t, dalam desainnya balok tersebut masih ditinjau sebagai balok segiempat dengan lebar balok be.

a. Mencari luas tulangan tekan imajiner (Ast)



Gambar 2.6 Penampang Balok T (c>hf)

Jadi Cn = 0,85.f'c.(b – bw).hf atau Cn = 2.r'.hf.0,85.f'c

r'= lebar total bagian flens dikiri dan di kanan sisi balok gaya tekan ini harus sama dengan gaya tarik Tn agar seimbang yaitu Tn = Asf . fy

Asf = luas baja tekan imajiner yang kapasitas gayanya equivalent dengan kapasitas gaya flens dikiri dan kanan sisi balok.

Cn = Tn

$$A_{sf} = \frac{0{,}85.f'c.(b-bw).hf}{fy}$$

Mnf = Tn . (d – t/2)

b. Mencari luas tulangan tarik As_1 (anggapan tulangan tunggal)

Mn_1= As_1 . f'c . a . bw . (d – $^a/_2$)

C = T

$$A_1 = \frac{0{,}85.f'c.a.bw}{fy}$$

Angka penulangan tarik maksimum yang diijinkan adalah :

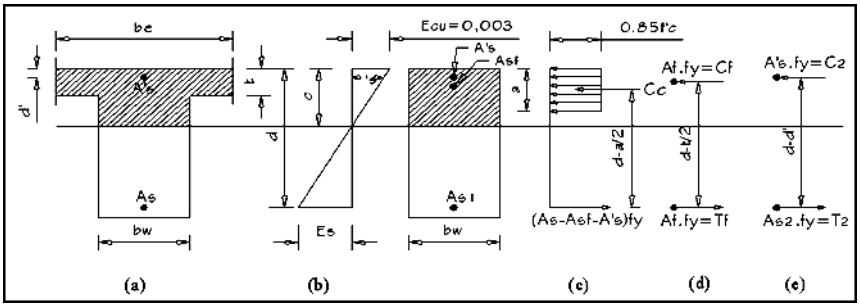
$$\rho = \frac{A_s}{bw\,.\,d} \leq 0{,}75\rho_b$$

❖ Jika $\rho < 0{,}75\,.\,\rho_b$ maka digunakan tulangan tarik

$$As = As_1 + As_f$$

❖ Jika $\rho > 0{,}75\,.\,\rho b$ maka digunakan tulangan rangkap

c. Perhitungan untuk kondisi $\rho \geq 0{,}75\,.\,\rho b$ (digunakan tulangan rangkap)



Gambar 2.7 Penampang Balok T : (a) penamapang melintang balok T, (b) diagram regangan, (c) penampang melintang balok persegi (d) diagram tegangan

$As_1 = As - As_f - A's$

$T = C$

$$(As - As_f - A's)\,.\,fy = 0{,}85\,.\,f'c\,.\,a\,.\,bw = \mathbf{a} = \frac{As - As_f - A's).fy}{0{,}85.f'c.bw}$$

$Mn_1 = (As - As_f - A's)\,.\,fy\,(d - a/2)$

$Mn_2 = As_f.fy\,(d - a/2)$

$Mn_3 = As\,.\,fy\,(d - d')$

$Mn = Mn_1 + Mn_2 + Mn_3$

Kontrol :

$\varepsilon s \geq fy/Es$

$\varepsilon' s = \frac{c-d}{c} . \varepsilon cu \longrightarrow \varepsilon cu = 0{,}003$

❖ Jika $\varepsilon' s > \varepsilon s \longrightarrow$ (tulangan baja desak sudah leleh maka $f' s = fy$)

$Mn_3 = Asf . fy (d - d')$

$C_2 = As_2 . fy$

$As_2 = \frac{Mn_3}{f's(d-d')}$

$fy = \varepsilon' s . Es$

❖ Jika $\varepsilon' s < \varepsilon s \rightarrow$ (tulangan baja desak belum leleh dalam hal ini

$fy = f' s = \varepsilon' s . Es$)

$Mn_3 = As_2 . fy (d - d')$

$As_2 = \frac{Mn_3}{f' s(d - d')}$

Tulangan tarik : $\mathbf{As = As_1 + As_2 + As_r}$

Tulangan tekan : $\mathbf{A's = As_2}$

2.4.3 Penulangan Lentur dan Normal

Keruntuhan kolom yang terjadi akibat kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton), kolom ini diklasifikasikan sebagai kolom pendek. Apabila panjang kolom bertambah, kemungkinan kolom runtuh karena tekuk semakin besar. Dengan demikian adanya suatu transisi dari kolom pendek (runtuh karena material) ke kolom panjang/langsing (runtuh karena tekuk) yang

terdefenisi dengan menggunakan perbandingan panjang efektif (klu), dengan jari – jari gerasi (r).

(k) = Faktor yang tergantung pada kondisi ujung kolom

(lu) = panjang tak tertumpu kolom

1. Kontrol kelangsingan

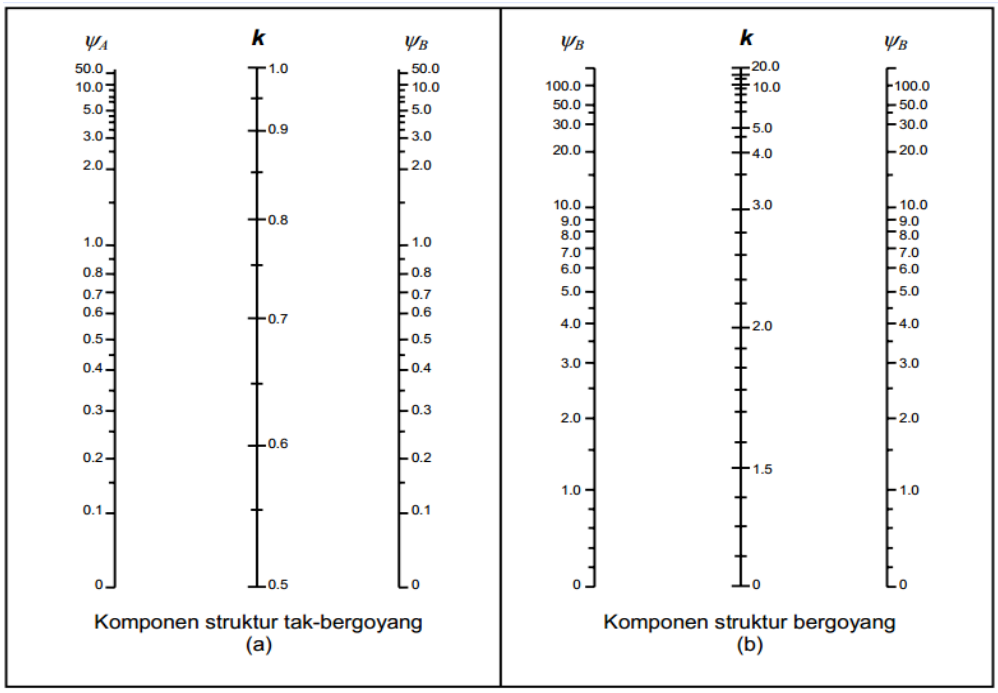
Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002, pengaruh kelangsingan dari komponen struktur terdiri dari :

❖ Untuk pengaruh tekan yang ditahan terhadap goyangan kesamping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan :

$\frac{klu}{r} < 34 - \frac{12M_{lb}}{M_{2b}}$ (Rangka pengaku lateral).....(2.57)

Dengan M_{1b} dan M_{2b} adalah momen ujung terfaktor dari kolom, dengan $M_{1b} < M_{2b}$. Bila rasio M_{1b}/M_{2b} berharga positif, terjadi kelengkungan tunggal (*singgle curvature*) dan bila berharga negatif terjadi kelengkungan ganda (*double curvature*).

Gambar 2.8 Kelengkungan tunggal dan kelengkungan ganda (Kurvator tunggal kurvator ganda)



Gambar 2.9 Faktor panjang efektif (k)

Ψ= rasio ∑(El/ℓc) dari komponen struktur tekan terhadap ∑(El/ℓc) dari komponen struktur lentur pada salah satu ujung komponen struktur tekan yang dihitung dalam bidang rangka yang ditinjau.

ℓ = panjang bentang dari komponen struktur lentur yang diukur dari pusat ke pusat joint $\Psi_A$dan Ψ_B nilai – nilai **Ψ** pada ujung kolom.

❖ Untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan kesamping, pengaruh dari kelangsingsan boleh diabaikan bila :

$\frac{klu}{r} < 34 - 12(\frac{M_1}{M_2})$ (rangka tanpa pengaku lateral).....(2.58)

Dimana :

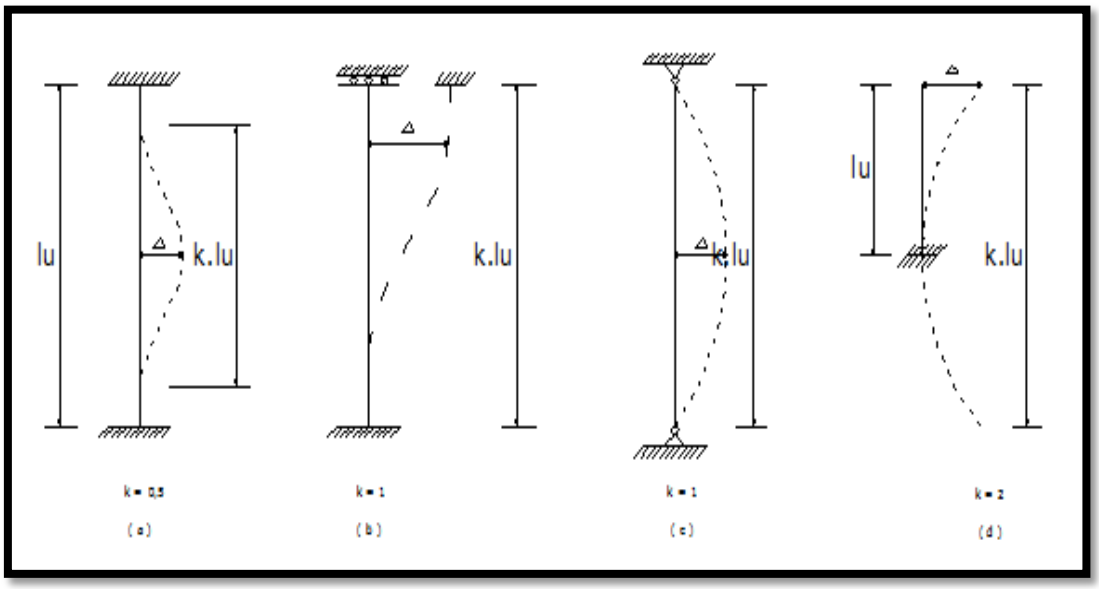
K = faktor panjang kolom

M1,M2 = momen pada ujung – ujung yang berlawanan pada batang tekan kolom

M2 = M2 harus selalu lebih besar dari M1

$\frac{M_1}{M_2}$= positif untuk kelengkungan tunggal (*single curvature*)

$\frac{M_1}{M_2}$= negatif untuk kelengkungan ganda (*double curvature*)



Gambar 2.10 ; Besar faktor panjang kolom k, untuk kondisi ujung tipikal(a)Jepit – jepit; (b) jepit – jepit dengan gerak lateral, (c) sendi, (d) jepit bebas

Panjang efektif k.lu digunakan kalau panjang modifikasi kolom untuk memperhitungkan efek tahanan ujung yang bukan sendi. k.lu menunjukkan panjang kolom ujung sendi ekuivalen yang mempunyai beban tekuk euler yang sama dengan kolom yang ditinjau.

Besar factor panjang efektif tahanan ujung k bervariasi antara 0,5 dan 2 antara lain :

- Kedua ujung kolom jepit k= 0,5
- Kedua ujung sendi tidak ada gerak lateral k=1
- Kedua ujung jepit, ada gerak lateral k=1

- Satu ujung terjepit, ujung lainnya bebas k=2

Untuk suatu batang yang merupakan bagian dari Kerangka struktur, tahanan ujungnya terletak diantara kondisi sendi dan jepit, Harga k actual dapat ditentukan dari diagram *Jackson dan Moreland*.

Apabila tidak memakai diagram, besarnya k dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan dari komentar peraturan ACI sebagai berikut:

a. Batang tekan berpengaku

$k = 0{,}7 + 0{,}05.\ (\psi A + \psi B) \leq 1{,}0$

$k = 0{,}85 + 0{,}05\ \psi_{min} \leq 1{,}0$

dimana :

ψA dan ψB = ψ pada kedua ujung kolom

ψ_{min} = ψ yang terkecil dari kedua harga tersebut.

ψ = perbandingan angka kekakuan semua batang tekan dengan semua batang lentur dalam bidang pada satu ujung kolom.

$$\psi = \frac{\Sigma\left(EI/lu\right)_{kolom}}{\Sigma\left(EI/ln\right)_{balok}}$$

dimana :

lu = panjang tak tertumpu kolom

ln = bentang bersih balok.

b. Batang tekan tanpa pengaku yang tertahan pada Kedua ujungnya.

Untuk $\psi m < 2$

$$k = \frac{20 - \Psi m}{20} \cdot \sqrt{1 + \psi m}$$

Untuk $\psi m \geq 2$

$$k = 0{,}9 \cdot \sqrt{1 + \Psi m}$$

Dimana :

$\psi m = \psi$ rata-rata untuk kedua ujung batang tertekan tersebut

c. Batang Tekan Tanpa Pengaku yang kedua ujungnya Sendi.

$k = 2{,}0 + 0{,}3\psi$

dimana :

ψ= harga pada ujung yang tertekan.

Untuk semua komponen struktur tekan dengan $\frac{klu}{r}$> 100, harus dianalisis memperhitungkan pengaruh beban aksial, versi momen inersia momen inersia pada kekakuan kolom dan pada momen jepit ujungnya, pengaruh lendutan terhadap momen dan gaya dan pengaruh lamanya pembebanan.

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 komponen struktur harus didefenisikan dengan mengunakan beban aksial terfaktor Pu yang didapat dari

analisa rangka konvensional dan suatu momen terfaktor yang dibesarkan Mc yang dirumuskan sebagai berikut :

Mc = δ_{ns} + M_2

Dimana :

$\delta_b = \frac{Cm}{1\frac{Pu}{\varphi Pc}} \geq 1{,}0$ .....(2.59)

$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum Pu}{\sum Pc}} \geq 1{,}0$ .....(2.60)

dimana :

Pc = beban tekuk Euler = $\frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot lu)^2}$

keterangan :

k.lu = Panjang efektif kolom

ΣPu, ΣPc = Jumlah untuk semua kolom pada satu tingkat

lu = Panjang tak tertumpu kolom

Cm = Faktor yang menghubungkan diagram momen Seragamekuivalen ➔ hanya untuk kolom berpengaku yangmengalami beban ujung.

Σ Pu = Jumlah beban aksial akibat gaya horizontal pada setiapkolom-kolom yang ada di lantai.

Dengan Pengaku :

$$Cm = 0{,}6 + 0{,}4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0{,}4 \text{ dimana } M_1 \leq M_2 \text{ .....(2.61)}$$

Tanpa Pengaku

Cm = 1Dan $M_1 / M_2 > 0$ apabila tidak ada titik belok diantara kedua

ujung kolom(kelengkungan tunggal)

menghitung beban tekuk terluar (Pc) SNI 03 – 2478 – 2002 dengan rumus :

$$Pc = \frac{\pi^2 EI}{(klu)^2} \text{ ; ……..…….....….(2-62)}$$

klu = Panjang efektif kolom

Kekakuan batang (EI), SNI-03-2847-2002 dihitung dengan rumus :

$$EI = \frac{(0{,}2\, Ec\,.\, Ig + Es\,.\, Is)}{1 + \beta d}$$

Atau

$$EI = \frac{(0{,}4\, Ec)}{1 + \beta d} \text{.....(2.63)}$$

Keterangan

Ec = Elastisitas beton

Es = Elastisitas baja tulangan

Ig = Momen inersia bruto dengan mengabaikan As.

Is = Momen Inersia baja tulangan

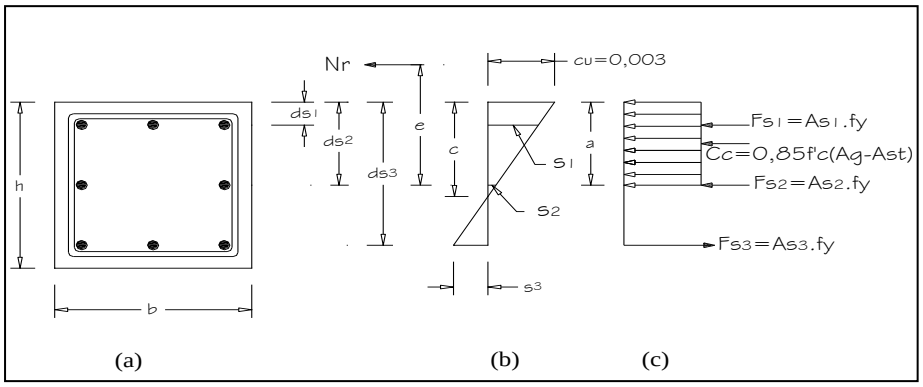
βd = Rasio faktor maksimum beban mati terhadap faktor maksimum

beban total ; misal : $\beta d = 1{,}2 / (1{,}2\ D + 1{,}6\ L)$

$Mu = Mc = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$.....(2.64)

2. Perhitungan Tulangan Lentur dan Normal untuk Kolom

Penulangan lentur dan normal untuk kolom persegi



Gambar 2.11 Penampang Kolom Persegi; (a) penampang melintang; (b) Diagram regangan; (c) Balok diagram tegangan

Untuk perhitungan tulangan lentur dan normal digunakan metode diagram iterasi M – N, yaitu diagram yang menyatakan hubungan antara momen lentur dan gaya normal yang mampu dipikul oleh penampang beton bertulang. Adapun langkah – langkah perhitungan tulangan lentur dan normal kolom adalah sebagai berikut :

a) Tentukan jarak tepi beton (d_{s1},d_{s2},d_{s3})
b) Tentukan jumlah tulangan yang dipakai dengan syarat rasio tulangan (ρ) adalah 1% <ρ<6% atau ρ_{min} = 1% dan ρ_{max} = 6%.

c) Tentukan gaya normal sentris maksimum (Nr max) ditentukan berdasarkan :

$Nn\ max = 0{,}80 \cdot Nn \longrightarrow$ kolom bersengkang

$Nn\ max = 0{,}85 \cdot Nn \longrightarrow$ kolom dengan tulangan spiral

Gaya normal rancang (Nr) = ϕ. Nnmax

d) Tentukan gaya normal tarik sentris yang ditentukan berdasarkan :

$Nn = Ast \cdot fy$

$Nr = \phi \cdot Nn \longrightarrow \phi = 0{,}80$

e) Tentukan gaya normal rancang (Nr) dan momen lentur rancang (Mr) dalam keadaan seimbang (*balance*), dengan langkah – langkah :

- Tentukan garis netral (cb) dengan perbandingan linier antara regangan beton dan regangan baja, dimana beton mencapai regangan maximum (εcu) = 0,003 pada saat baja mengalami regangan tarik leleh ($\varepsilon s = fy/Es$).
- Tentukan tegangan pada masing – masing tulangan (fs) dengan batas tegangan maximum sama dengan tegangan leleh baja (fy).
- Tentukan gaya pada masing – masing tulangan dan beton (Fs dan Cc).
- Tentukan gaya normal rancang (Nr) dan momen rancang (Mr)

$Nn = \sum Fs + Cc$

$Nr = \phi \cdot Nn$

$Mn = \sum Fs \cdot ds + Cc\ (h/2 - a/2)$

$Mr = \phi \cdot Mn$

f) Tentukan gaya normal rancang (Nr) dan momen rancang (Mr) pada keadaan *under-reinforced* dengan cara ambil beberapa nilai c < cb, kemudian hitung besarnya Nr dan Mr untuk masing – masing nilai c yang dipilih, dengan cara

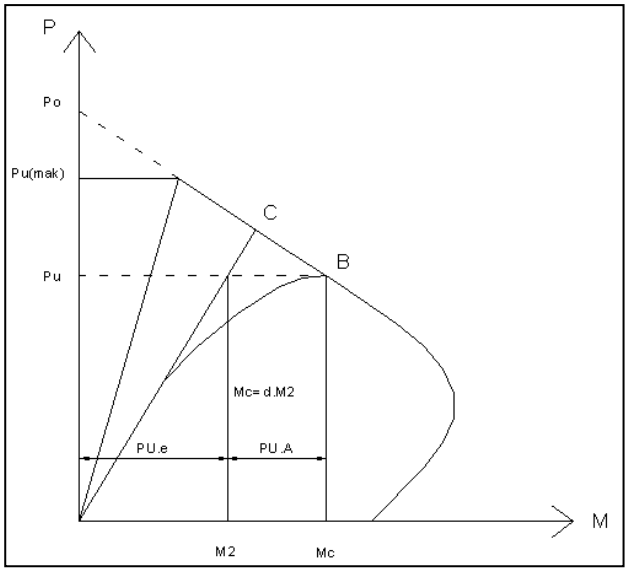
yang sama dengan langkah perhitungan Nr dan Mr pada keadaan balance, dengan catatan ϕ dapat ditingkatkan secara linier menjadi 0,80 apabila ϕNn lebih kecil dari 0,1 f'c . Ag dan ϕ . Nb

g) Tentukan gaya normal rancang (Nr) dan momen rancang (Mr) pada keadaan *over-reinforced* dengan cara : ambil beberapa nilai c > cb kemudian hitung besarnya Nr dan Mr untuk masing – masing nilai c yang dipilih, dengan cara yang sama dengan langkah perhitungan Nr dan Mr pada keadaan balance, dengan batas Nr ≤ Nr max.

h) Gambarkan diagram iterasi M-N dengan menghubungkan titik yang didapat dari langkah 3 sampai dengan langkah 7 dengan Mr pada sumbu – x dan Nr pada sumbu – y.

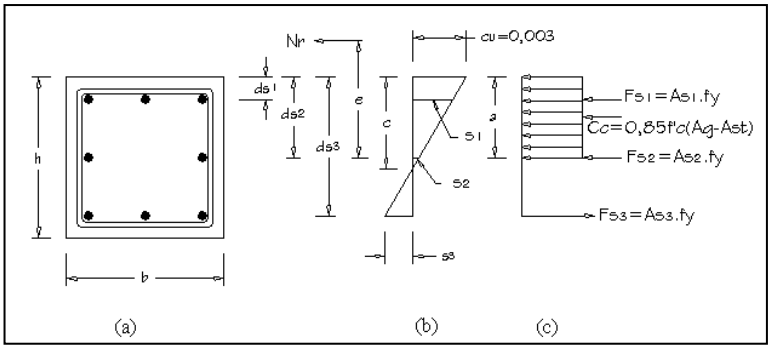
i) Plot titik koordinat (Mu , Nu) untuk kolom pendek dan plot titik koordinat (Mc, Nu) untuk kolom langsing yang didapat dari hasil perhitungan pada diagram iterasi M-N. Bila koordinat Mu dan Nu atau Mc dan Nu berada didalam (dikiri) kurva M-N berarti tulangan memenuhi syarat / kolom aman, bila tidak harus ulangi langkah dua.

Diagram M – N dapat digambarkan dengan menghubungkan titik koordinat yang didapat dari perhitungan Mr dan Nr, dengan harga dari Mr didistribusikan pada sumbu – x dan harga Nr didistribusikan pada sumbu – Y.



Gambar 2.12 Diagram Iterasi Pembesaran Gaya Tekan – Momen (P-M)

3. Balok – Kolom (Beam - Coloumn)



Gambar 2.13 Penampang Kolom Persegi; (a) penampang melintang; (b) Diagram regangan; (c) Balok diagram tegangan

Kuat tekan nominal Pn dari komponen struktur tekan tidak boleh diambil lebih besar dari :

Untuk komponen struktur dengan tulangan pengikat / bersengkang :

$Pn_{(max)}$ = 0,80 {0,85 . f'c (Ag – Ast) + fy . Ast}

Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral :

$Pn_{(max)} = 0,85 \{0,85 . f'c (Ag – Ast) + fy . Ast\}$

Keterangan :

Ag = luas bruto total penampang beton (b . h)

Ast = luas total tulangan baja (As + A's)

Beban nominal ini masih masih harus direduksi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan (θ), sehingga kuat tekan normal (Nn) = θ . $Pn_{(max)}$

Kuat tarik nominal sentris menggunakan rumus :

Pn = As . fy

Nn = θ . P

Berdasrkan SNI 03 – 2847 – 2002 faktor reduksi kekuatan θ yang digunakan adalah :

- Aksial tekan dan aksial tarik dengan lentur θ = 0,8
- Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur

  Komponen struktur dengan tulangan spiral θ = 0,70

  Komponen struktur lainnya θ = 0,65
- Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral dan sengkang ikat θ = 0,85
- Untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa θ = 0,80

Dengan perbandingan linear antara regangan beton dengan regangan baja, dimana beton mencapai regangan maksimum (ε_{cu}) = 0,003 pada saat baja mencapai regangan tarik leleh (ε_s), maka didapat gaya normal rancang (Nr) dan momen rancang (Mr) sebagai berikut :

$Nn = \sum fs + Cc$

$Nr = \theta \cdot Mn$

$Mn = \sum fs \cdot Ds + + Cc\ (h/2 - a/2)$

$Mr = \theta \cdot Mn$

4. Penulangan Geser

SNI 03 – 2847 – 2002 menetapkan bahwa perencanaan penampang didasarkan pada perumusan berikut :

$Vu \leq \phi \cdot Vn$.....(2.64)

Keterangan :

Vu = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau.

Vn = kuat geser nominal yang dihitung.

Φ = faktor reduksi kekuatan.

$Vn = Vc + Vs$.....(2.65)

Keterangan :

Vc = kekuatsan geser nominal dari beton

Vs = kekuatan geser nominal dari tulangan geser.

Besarnya Vc berfariasi tergantung dari beban yang bekerja pada struktur. Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur saja, SNI 03 – 2847 - 2002 memberikan kapasitas beton (tanpa tulangan geser)untuk menahan geser adalah :

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right]$bw . d (SNI 03 – 2847 - 2002).....(2.66)

Jika penampang komponen struktur terlentur juga menahan torsi terfaktor Tu lebih dari :

$$\phi\left[\left(\sqrt{\frac{f'c}{12}}\right)\sum\frac{A^2cp}{Pcp}\right]$$

maka kuat geser VC adalah :

$$Vc = \frac{\left(\sqrt{f'c/6}\right).\ bw\ .\ d}{\sqrt{1+\left(2{,}5\ C\frac{Tu}{Vu}\right)^2}}$$

Besarnya Vs bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur adalah :

$$Vs = \frac{Av\ .\ fy\ .\ d}{S}$$ .....(2.67)

Keterangan :

Av = Luas penampang tulangan geser total jarak S. Untuk sengkang keliling

Tunggal Av = 2 . As ; adalah luas penampang tulangan sengkang (mm^2).

SNI 03 – 2847 – 2002 menetapkan perlu tidaknya dipasang sengkang dengan pemeriksaan terhadap nilai Vu, adapun persyaratan tersebut adalah sebagai berikut :

a) $Vu \leq ½ \phi Vc$ .....(2.68)

Untuk kondisi ini tidak diperlukan tulangan geser.

b) $½ \phi Vc < Vu \leq \phi Vc$.....(2.69)

Untuk kondisi ini diperlukan tulangan geser minimum dengan luas :

$Av = 1/3 \frac{bw .S}{fy}$

Untuk tulangan geser maksimum dengan jarak : $S_{mak} \leq d/4 \leq 300$ mm

c) $Vu > \phi Vc$ .....(2.70)

Untuk kondisi ini harus memenuhi :

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc$

Dipasang tulangan sebesar :

$Av = \frac{Vs .S}{fy.d}$

Tulangan geser maksimum dengan jarak : $S_{max} \leq d/4 \leq 300$ mm

5. Perhitungan Kolom Pendek

Kekuatan nominal dari kolom (Pn) :

Pn = Kc . fc . Ac + Fy . Ast + (Ks . Fys . Asp)

Dimana :

Kc = 0,85 (disebabkan oleh kekuatan maksimumnya yang dapat dipertahankan pada struktural aktual mendekati harga 0,85 f'c.

F’c = kekuatan beton silinder utama yang berumur 28 hari.

Ac = luas beton bersih, berdasarkan luas kasar beton untuk kolom dengan pengikat dan luas inti kolom untuk kolom bertulangan spiral.

Ast = luas tulangan memanjang

fy = tegangan leleh untuk tulangan memanjang.

Ks = konstan yang bervariasi dari 1,5 s/d 2,5 dengan rata – rata 1,95

fys = tegangan leleh spiral

Asp = volume dari tulangan spiral persatuan panjang kolom

Catatan : suku ketiga dihilangkan bila tidak ada tulangan spiral. Tanpa suku yang mewakili tulangan spiral, kekuatan nominal untuk kolom pendek adalah :

Pn = Po

Pn = 0,85 f’c . An + fy.Ast

Pn = 0,85 f’c (Ag - Ast) + fy.Ast

Dimana :

Po = kapasitas beban sentris maksimum (KN)

An = luas beton netto = Ag – Ast (mm^2)

Ast = luas tulangan memanjang = As + As’

Po dapat juga dinyatakan dengan :

Po = Ag[0,85f’c (1– ρ) + fy.ρg]

Po = Ag[0,85f’c + ρg (fy – 0,85f’c)]

SKSNI tidak memperbolehkan nominal Pn maksimum melampaui 0,80 Po untuk untuk kolom dengan pengikat dan 0,85 Po untuk kolom dengan tulangan

spiral. SNI 03 – 2847 – 2002 menyatakan kuat tekan rancang ΦPn dari komponen struktur tekan tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

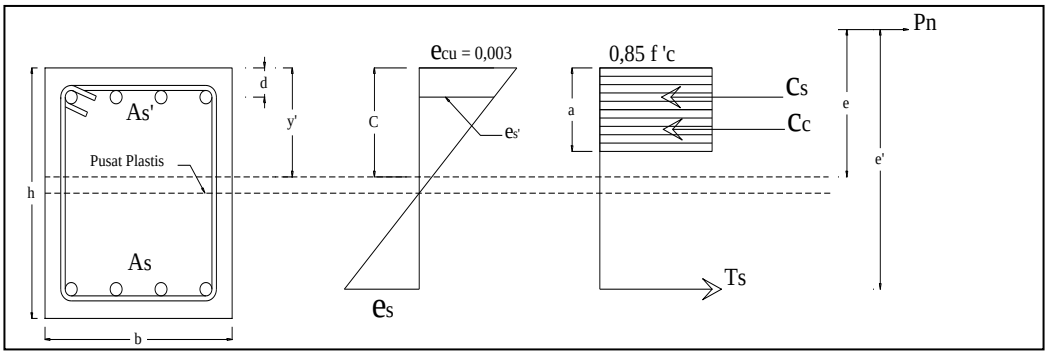
ΦPn(max) = 0,80 Φ [0,85 f'c (Ag-Ast) + fy.Ast]

Φ = 0,80 untuk kolom dengan sengkang biasa

Φ = 0,85 untuk kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat (SNI 03 – 2847 - 2002).

6. Kekuatan atau Perilaku Kolom Pendek Yang Dibebani Eksentris (Beban Aksial Dan Lentur)

Prinsip – prinsip balok mengenai distribusi tegangan dan balok tegangan segi empat ekivalen dapat diterapkan juga pada kolom. Persamaan keseimbangan gaya dan momen dari gambar untuk kolom pendek sebagai berikut :



Gambar 2.14 Penampang melintang kolom segiempat dengan diagram regangan, tegangan dan gaya pudarnya. Ada gaya memanjang Pn yang bekerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas "e" dari pusat plastis (atau bias pada pusat geometri) penampang.

Gaya tahan nominal Pn dalam keadaan runtuh :

$Pn = Cc + Cs – Ts$

Momen tahan nominal $Mn = Pn . e$

Untuk kolom bertulangan simetris pusat – pusat plastisnya sama dengan pusat geometrisnya.

$Mn = Pn . e$

$Mn = Cc (y-a/2) + Cs (y – d') + Ts (d - y)$

Karena :

$Cc = 0,85 f'c . a . b$

$Cs = As' . fr'$

$Ts = As . fs$

Maka

$Pn = 0,85.f'c.a.b + As' . fs' – As . fs$

$Mn = 0,85.f'c . a . b (y – a/2) + As' fs' (y – d') + As . fs (d – y)$

Pada persamaan diatas tinggi garis netral c diangap kurang dari pada tinggi efektif d penampang, juga tulangan baja pada sisi yang tertaarik memang mengalami tarik. Kondisi ini dapat berubah apabila eksentrisitas e beban Pn sangat kecil.

Untuk eksentrisitas kecil ini yang seluruh bagian penampangnya mengalami tekan, kontribusi tulangan tarik harus ditambahkan pada kontribusi baja dan beton yang tertekan. Suku ‘As.fs’ dalam persamaan, dalam hal ini mempunyai tanda positif karena semua baja mengalami tekan. Dalam persamaan ini diasumsikan juga :

(b.a – As’) = b.a

Yaitu volume beton yang hilang akibat adanya tulangan yang diabaikan.

Perlu ditekankan bahwa gaya aksial Pn tidak boleh melebihi kekuatan gaya aksial maksimum Pn(max). Tulangan As dan As’ akan mencapai kekuatan lelehnya fy apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhannya berupa lelehnya tulangan baja, maka besarnya fs harus disubstitusikan dengan fy(fs=fy). Apabila fs’ atau fs lebih kecil dari fy maka yang dipakai adalah tegangan aktualnya.

$$fs' = Es \cdot \varepsilon s = ES \frac{0{,}003(c-d\prime)}{c} \leq fy$$

2.5 Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah suatu struktur yang berfungsi untuk menyangga dan meneruskan beban – beban dari bangunan diatasnya (termasuk berat sendiri pondasi) kelapisan tanah keras dibawahnya. Karena itu pondasi harus direncanakan mampu menerima beban sesuai dengan kapasitas atau daya dukung tanah yang diijinkan. Berdasarkan hal tersebut pondasi harus diletakkan diatas tanah kuat, bebas dari lumpur dan pengaruh perubahan cuaca.

1. **Jenis – jenis pondasi**

Secara umum pondasi dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis yaitu :

a. Pondasi dangkal (*shallow foundation*) yaitu pondasi dimana perbandingan antara kedalaman dengan lebarnya kurang dari 4 atau ($\frac{D}{B} < 4$). Yang termasuk kedalam kategori pondasi dangkal :

- ❖ Pondasi setempat atau pondasi telapak
- ❖ Pondasi lajur
- ❖ Pondasi pelat berlubang
- ❖ Pondasi pelat menyeluruh atau penuh

b. Pondasi dalam (*Depth Foundation*) adalah suatu pondasi dimana kedalamannya lebih besar atau sama dengan empat kali lebarnya atau ($\frac{D}{B} > 4$). Pondasi dalam meneruskan beban – bebannya melalui *poer*.

Pondasi dalam dapat berupa :

- ❖ Pondasi tiang pancang (pada umumnya terdiri dari beberapa tiang)
- ❖ Pondasi tiang bor (pada umumnya berupa tiang bor)
- ❖ Pondasi sumuran / *caison* (dengan kedalaman dasar 4 – 6 m)'

2. **Pemilihan Jenis atau Tipe Pondasi**

Untuk memenuhi pondasi yang memenuhi syarat aman dan ekonomis, maka pemilihan jenis atau tipe pondasi perlu dipertimbangkan terhadap beberapa hal berikut :

a. Keadaan tanah dasar pondasi yaitu menyangkut letak kedalaman tanah yang diharapkan mampu untuk menahan beban dari bangunan diatasnya, besarnya tegangan ijin tanah dasar pondasi pada kedalaman tersebut, struktur lapisan tanah dibawah dan letak air tanah.
b. Fungsi bangunan diatasnya (*Super Struktur*) yang meliputi beban yang harus ditahan oleh pondasi dan batas penurunannya yang masih diijinkan.
c. Menyangkut lama waktu dan biaya pelaksanaan pondasi dan besarnya anggaran yang disediakan.

3. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah bagian dari konstruksi pondasi yang terbuat dari kayu, beton dan baja yang berbentuk langsing dan dipancang hingga tertanam dalam tanah pada kedalaman tertentu hingga mencapai tanah keras, hal ini berfungsi untuk menyalurkan atau mentransmisikan beban dari struktur atas melewati tanah lunak kelapisan tanah yang keras.

Tiang pancang dapat memikul beban sebesar (>50 ton untuk tiap tiang), hal ini tergantung dari dimensinya. Dalam perencanaan tiang pancang ini harus dihitung secara teliti, sebab kalau ternyata panjang dari pada tiang pancang ini kurang terpaksa harus dilakukan penyambungan, hal ini akan memakan banyak waktu. Peralatan yang digunakan dalam pemancangan adalah :

a. Drop Hammer

b. Single – Acting

c. Double – Acting Hammer

Bagian yang paling penting adalah alat pancang pemukul (*Hammer*), *leader*, tali atau kabel dan mesin uap.

Fondasi tiang pancang dapat dibedakan menjadi :

a. Tian pancang yang dipancang masuk sampai lapisan tanah keras, sehingga daya dukung tanah untuk fondasi ini lebih ditekankan pada tahanan ujungnya. Tiang pancang tipe ini disebut *end bearing pile* atau *point bearing pile*. Untuk tiang pancang tipe ini harus diperhatikan bahwa ujung tiang pancang harus terletak pada lapisan tanah keras.
b. Apabila tiang pancang tidak mencapai lapisan tanah keras, maka untuk menahan beban yang menerima tiang pancang, mobilisasi tahanan sebagian besar ditimbulkan oleh gesekan antara tiang pancang dengan tanah (Skin Friction). Tiang pancang seperti ini disebut *friction pile*.

Kapasitas daya dukung tiang dibedakan oleh daya dukung ujung dan daya dukung gesek, dan apabila kedua daya dukung tersebut dimobilisasi maka akan didapat.

$Q_{ult} = Q_e + Q_s$.....()

$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF}$.....()

Dimana :

Q_{ult} = kapasitas daya dukung tiang pancang maksimum

Q_e = kapasitas daya dukung ujung tiang pancang yang didapat dari tanah dibawah

ujung fondasi.

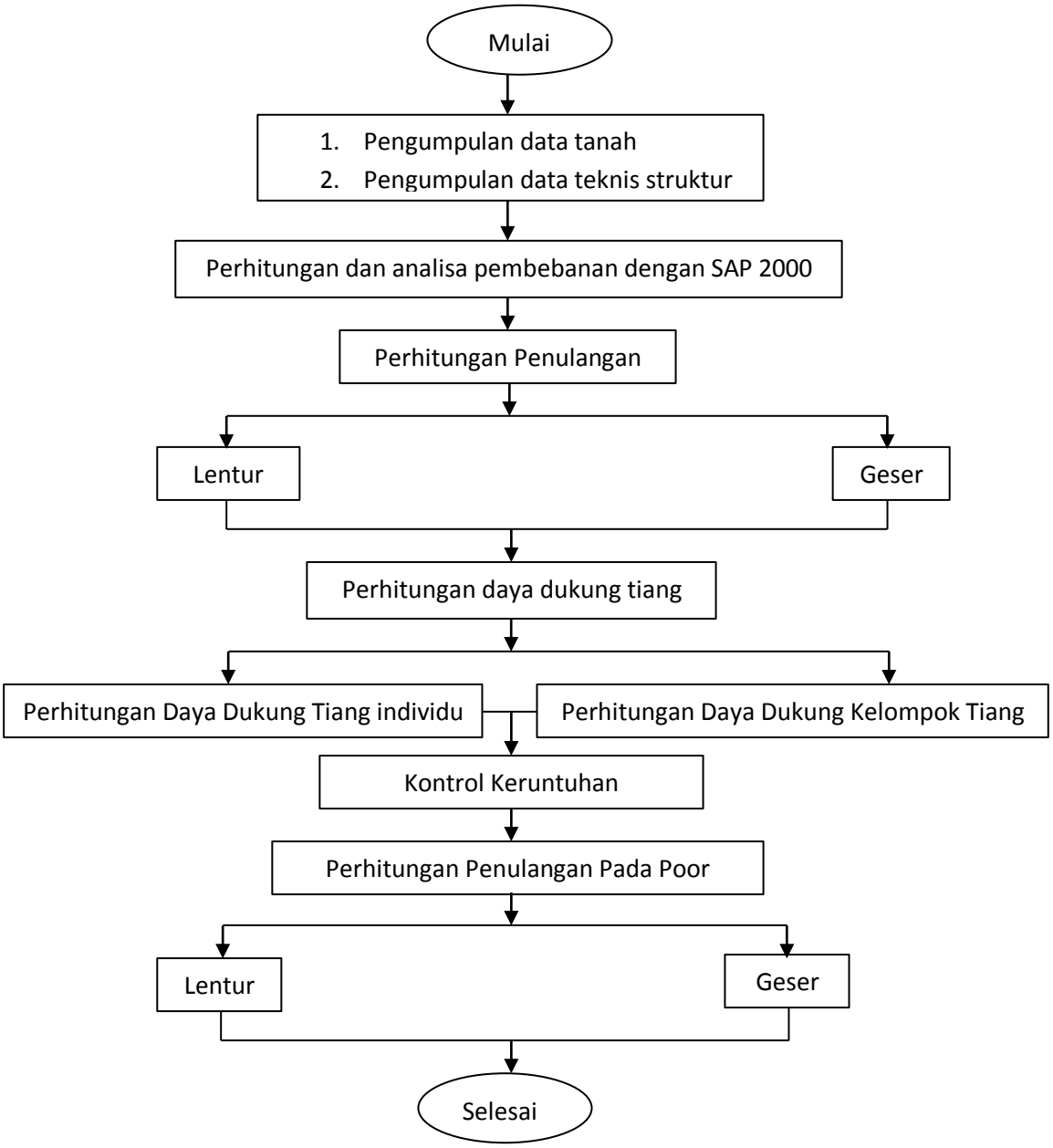
Q_s = kapasitas daya dukung yang didapat dari gaya gesekan atau gaya adhesi antara tiang pancang dengan tanah.

Q_{all} = kapasitas daya dukung tiang pancang ijin.

SF = faktor keamanan (*safety factor*)

3.1 Jenis Pondasi Tiang Pancang Beton Bertulang (*Precast Reinforced Pile*)

Tiang pancang beton bertulang adalah tiang pancang yang dicetak dan dicor dalam acuan (bekisting), kemudian setelah cukup kuat diangkat dan dipancungkan. Karena tegangan tarik beton adalah kecil dan praktis dianggap sama dengan nol, sedangkan berat sendiri dari tiang pancang sangat besar, maka tiang pancang beton ini haruslah diberi penulangan – penulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang akan timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan. Karena berat sendiri dari tiang pancang ini sangat besar maka biasanya dicetak ditempat pekerjaan sehingga menggurangi biaya pengangkutan yang cukup mahal jika dilakukan pencetakan pabrik beton.

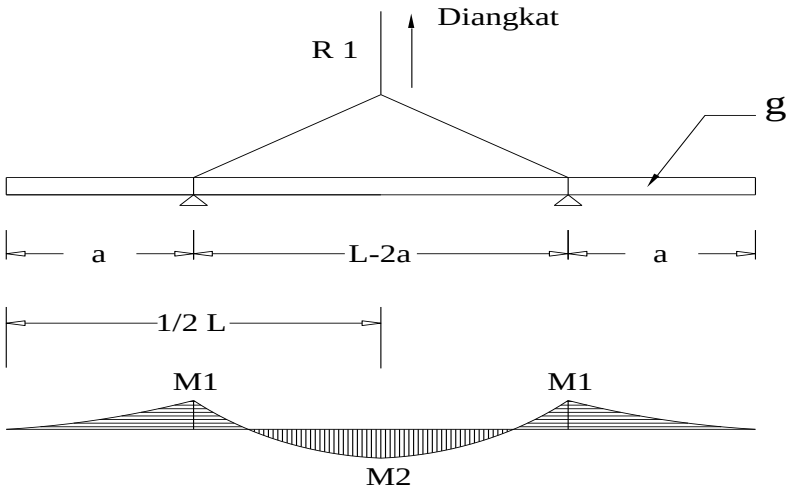


Skema 2.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

3.2 Perhitungan Penulangan Tiang Pancang

Perhitungan penulangan tiang pancang berdasarkan pada waktu pengangkatan :

a. Pengangkatan pada kedua ujung



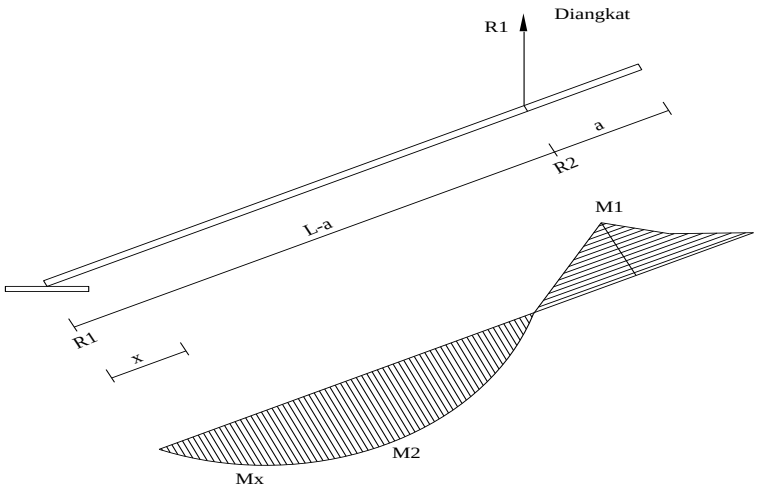
Gambar 2.15 Pengangkatan tiang pada kedua ujung

Pada pengangkatan kedua ujung ini menggunakan rumus sebagai berikut :

$M1 = ½.q.a^2$

$M2 = 1/8.q.\ (L – 2a)^2 – ½\ .q.a^2$

b. Pengangkatan pada salah satu ujung



Gambar 2.16 pengengangkatan tiang pada salah satu ujung

Pada pengengangkatan salah satu ujung ini menggunakan rumus :

$M1 = ½.q.a^2$

$R_1 = ½\ q\ (L\text{-}a) - \frac{\frac{1}{2}q.a^2}{L-a}$

Dmax = ½ q (L – a) + M1 (L – a)

3.3 Penulangan Lentur Tiang Pancang

Dalam perencanaan tulangan lentur pada tiang pancang memerlukan data perencanaan seperti : b, h, As’, As1, As, ds’, ds dan d.

ds’ = p + ϕsengkang + 1/2d

ds1 = b – ½ . h

d = b – ds’

perhitungan luas tulangan :

$As' = n\ .\ (1/4\pi d^2)$

$As1 = n\ .\ (1/4\pi d^2)$

$As = n\ .\ (1/4\pi d^2)$

Rasio terpasang = $\frac{Ast}{b.h}$. 100 %

$\rho min = 0{,}0018 \times \frac{400}{fy}$

$\rho max = 0{,}75 \times \frac{\beta 1 \,.\, 0{,}85 \,.\, f'c}{fy} \,.\, \frac{600}{600+fy}$

Kontrol :

ρmin <Rasio terpasang < ρmax

Asumsi :

ds' < C < ds1

$\varepsilon s = \frac{fs}{Es} = \frac{fy}{Es}$

$\varepsilon s = \frac{fs}{Es} = \frac{fy}{Es}$

$\frac{\varepsilon s'}{\varepsilon cu} = \frac{c-ds'}{c} \longrightarrow \varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c} \,.\, \varepsilon cu$

$fs' = Es \,.\, \varepsilon s' = \frac{c-ds'}{c} \,.\, \varepsilon s' .\, Es$

$\Sigma H = 0$

Ts = fy . As

Ts1 = Fy . As1

$Cs = \frac{c-ds1}{c} \,.\, 600 \,.\, As1$

Cc = 0,85 . f'c. β1 . c . d

Ts + Ts1 – Cs – Cc dalam rumus ini untuk mencari niali “C” dengan menggunakan rumus ABC :

$C_{12} = \frac{-b \pm\sqrt{b^2-4ac}}{2a}$

Nilai “C” harus memenuhi syarat sesuai asumsi ds’ < C < ds1.

Mencari tegangan yang terjadi pada masing – masing tulangan :

fs = $\frac{d-c}{c}$. 600

fs1 = $\frac{ds1-c}{c}$. 600

fs’ = $\frac{c-ds\prime}{c}$. 600

Mencari gaya – gaya pada masing masing tulangan :

Ts = Fy . As

Ts1 = Fy . As1

Cs = f’s . As’

Cc = 0,85 . f’c . β1 . c . b

Mencari momen Nominal (Mn) :

Mn = Cc . (d – ½ . a) + Cs . (d – ds’) – Ts1 . (d –ds1)

ϕMn

kontrol keamanan :

$Mu < \phi Mn$

3.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

Gaya – gaya yang bekerja diatas pondasi tiang pancang diambil dari gaya normal maksimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau.

Pembebanan pondasi :

Mx, My, U1 (Vux), U2 (Vuy) dan U3 (P)

Data – data tanah :

- Tiang dipancang pada kedalaman 17 m dari poor.
- Berat Volume Tanah 1632 g/cm^3
- Nilai konus pada kedalaman 17 meter (c) = 250 kg/cm^2
- Jumlah hambatan lekat rata – rata (C)

3.4.1 Daya Dukung Terhadap Tiang Individu

- Daya dukung terhadap kekuatan bahan

  Ac = b . h

  $N = \frac{ES}{EC}$

  Ptiang = f'c . Atotal . (n -1)

- Daya dukung terhadap kekuatan tanah

– Akibat tahanan ujung

Qtiang = $\frac{Ac\ .\ c}{sf}$; angka keamanan diambil 3

– Akibat lekatan (Cleef)

Qtiang = $\frac{Ac\ .\ L\ .\ c}{sf}$; angka keamanan diambil 5

Daya dukung keseimbangan total :

Qsp = Qtiang tahanan ujung + Qtiang akibat lekatan

Berat sendiri tiang :

b x h x L x 2400

beban netto yang diperkenankan pada tiang :

Qtiang = Qsp – berat sendiri tiang

Kontrol :

Qtiang < Ptiang

3.4.2 Daya Dukung Pada Kelompok Tiang

ΣV = akibat pembebanan pondasi

Qmax = $\frac{\sum V}{n} \pm \frac{My\ .\ X_{max}}{\sum X^2} \pm \frac{Mx\ .\ Y_{max}}{\sum Y^2}$

Menurut *"Los Angeles Group-Action Formula"* Daya dukung kelompok tiang :

Eff η = 1 - $\frac{d}{s.m.n}$. { m . (n – 1) + n . (m – 1) + $\sqrt{2}$ (m – 1) . (n – 1) }

Qsp = Eff η . Qsp (daya dukung keseimbangan total)

Kontrol :

Q_{max} <Qsp

3.4.3 Kontrol Keruntuhan

Berdasarkan keruntuhan suatu balok perlu dicek terhadap kemungkinan keruntuhan balok tiang :

S/d = $\frac{jarak\ as\ antara\ tiang}{jarak\ as\ tiang\ ke\ tepi}$

S = Sd < 3d terjadi keuntuhan balok

- Akibat Gaya P :

  Q1 = Q2 = Q3 = $\frac{\sum V}{n}$

- Akibat Momen :

  Q1 = Q2 = Q3 = $\pm\frac{My\ .\ X_{max}}{ny\ .\ \sum X^2} \pm \frac{0{,}3\ Mx\ .\ Y_{max}}{nx\ .\ \sum Y^2}$

  Qmax = Q3 (akibat gaya P) + Q3 (akibat momen)

  Qmin = Q3 (akibat gaya P) - Q3 (akibat momen)

  Kontrol :

  Q_{max} <Qsp

3.5 Perhitungan Penulangan Pada Poor

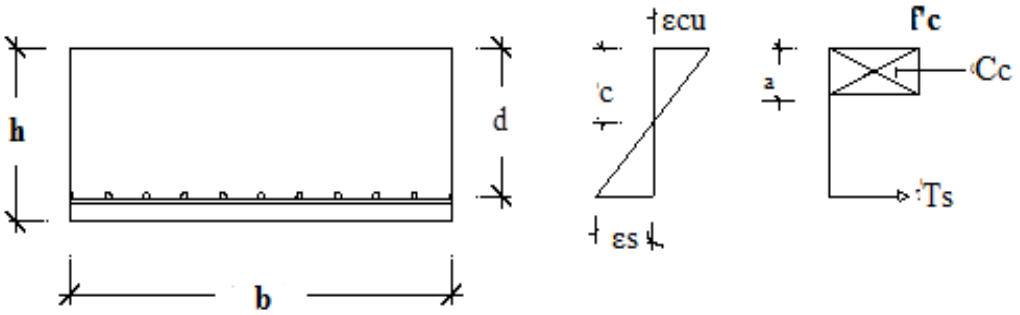
1. **Penulangan Lentur**

Data: f'c,fy, h, p, d, Mu

- Menghitung tinggi efektif :

d = h – p – ½ . d

As = ¼ πd^2



Gambar 2.17 Penulangan Pada Poer

- Menghitung momen nominal

As = n.1/4.πd^2

$$\rho = \frac{As}{b.d}$$

$$\rho_{min} = 0.0018x \frac{400}{fy}$$

$$\rho_{max.} = 0,75 \frac{\beta_1.0,85.f'c}{fy} \frac{600}{600+fy}$$

kontrol :

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

$$a = \frac{As.Fy}{0,85.f'c.b}$$

Mn = As . fy . (d – ½ . a)

Ø.Mn

Kontrol :

Mu <ØMn

2. Penulangan Geser

Data : b, h, d (tinggi efektif)

- Kontrol geser

Besar kuat geser adalah Vc = $\left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) . \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6} . bo. d\right]$

Tetapi tidak lebih dari Vc = $\left(\frac{\sqrt{f'c}}{3}\right)$. bo . d

Dimana :

βc = perbandingan sisi panjang dan sisi pendek daerah terpusat 200/200 = 1

bo = parameter dari penampang kritis = 4 .{ ½ .tebal efektif + tebal kolom}

Vc = $\left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) . \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6} . bo. d\right]$

Tidak lebih dari Vc = $\left(\frac{\sqrt{f'c}}{3}\right)$. bo . d

ϕ Vc

kontrol

ϕ Vc ≥ Vu

2.6 Kontrol Terhadap Lendutan

Pada saat menghitung konstruksi beton memakai tegangan kerja, tegangan yang diijinkan masih sangat kecil, maka masalah lendutan masih belum menyita perhatian secara serius, ukuran penampang balok masih sangat besar – besar. Sejak dikembangkannya metode perhitungan atas dasar perencanaan kekuatan, pemakaian mutu bahan yang semakin meningkat pesat, mutu baja sampai fy = 450 MPa, mutu beton f'c = 30 MPa maka didapatkan ukuran penampang yang lebih kecil, akibatnya balok yang ada peka terhadap batas lendutan. Ada beberapa latar belakang pemikiran kenapa perlu diadakan pembatasan bentang dalam hal ini, walaupun secara kekuatan penampang tidak perlu diragukan secara umum lendutan perlu dibatasi karena pertimbangan :

- Psikologis
- Estetis
- Pemakaian
- Lebar retak

Mengenai pertumbuhan psikologis dan estetis, sulit dijabarkan secara konkrit. Pembatas atas pertumbuhan pemakaian dan lebar retak umumnya lebih menentukan. Lendutan yang berlebihan dapat mempengaruhi komponen yang dipikul oleh elemen struktur yang bersangkutan.

1. Pembatasan Lendutan

1.1 Tebal minimum balok atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung.

Menurut SK SNI T – 15 – 1991 – 03 (Tabel 3.2.5(a)) setiap komponen struktur yang mengalami lendutan harus direncanakan agar mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin memperlemah kekuatan ataupun kemampuan layan struktur pada beban kerja.

Pada pelat lantai dengan bentang kecil kurang dari 4,5 meter, lendutan tidak perlu diperiksa, apabila manfaat pelat adalah lebih besar 1/35 kali bentang tersebut. Pada balok – balok lantai dengan kurang dari 5 meter, lendutan juga tidak perlu diperiksa. Apabila tebal balok atau pelat sudah melebihi ketentuan tabel 2.7. Maka praktis kontrol lendutan tidak perlu.

Tabel 2.13 Tebal Minimum Balok Nonprategang dan Pelat Satu Arah Apabila Lendutan Tidak dihitung.

Tebal Minimum, *h*				
Komponen struktur	Dua tumpuan	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen tidak mendukung atau menyatu dengan partisi atau konstruksi lain yang akan rusak karena lendutan yang besar			
Pelat solid satu arah	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Balok atau pelat jalur satu arah	ℓ/16	ℓ/18,5	ℓ/21	ℓ/8

Sumber* : "(*SNI 03 2847 – 2002")

Catatan : panjang bentang dalam ℓ mm

Nilai yang diberikan harus dugunakan langsung untuk komponen

struktur dengan beton normal (Wc = 2400 kg/m^3) dan tulangan

BJTD 40. Untuk kondisi lain, nilai diatas harus dimodifikasikan sebagai berikut :

a. Untuk struktu beton beton ringan dengan unit masa diantara 1500 – 2000 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan (1,65 – (0,003) Wc) tidak kurang dari 1,09, dimana Wc adalah unit massa dalam kg/m^3.

b. Untuk fy selain dari 400 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + fy/700).

1.2 Tebal minimum dari pelat atau komponen struktur dua arah.

Ketentuan mengenai struktur tipe ini harus sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (pasal 11.5.3), serta rasio bentang panjang terhadap bentang pendek tidak melebihi 2. Tebal minimum yang harus dipenuhi adalah ketentuan Table 2.8

Dan tidak boleh kurang dari :

a. Pelat tanpa penebalan seperti yang terdefinisi dalam pasal 15.3.(7(1)) dan 15.3(7(2)). SNI 03 – 2847 – 2002 sebesar 120 mm.

b. Pelat dengan penebalan seperti defenisi dalam pasal 15.3.(7(1)) dan 15.3(7(2)) SNI 03 – 2847 – 2002 sebesar 100 mm.

Tabel 2.14 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh f_y [a] MPa	Tanpa penebalan [b]			Dengan penebalan [b]		
	Panel luar		Panel dalam	Panel luar		Panel dalam
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [c]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [c]	
300	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
400	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
500	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

[a] Untuk tulangan dengan tegangan leleh di antara 300 MPa dan 400 MPa atau di antara 400 MPa dan 500 MPa, gunakan interpolasi linier.
[b] Penebalan panel didefinisikan dalam 15.3(7(1)) dan 15.3(7(2)).
[c] Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi luar. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

***Sumber* : "(*SNI 03 2847 – 2002)"**

1.3 Lendutan ijin mkasimum

Menurut SK SNI pembatasan lendutan ini sama halnya PBI 1971 yaitu f ≤ L/250. Harga batas masih ditinjau atas beberapa type komponen struktur oleh kombinasi pembebanan serta sasaran yang ingin dicapainya dengan pembatasan lendutan ini.

Tabel 2.15 Lendutan Izin Maksimum

Jenis Komponen struktur	Lendutan Yang diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\ell^a}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nostruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\ell}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka	$\frac{\ell}{480}$

Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar	panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup)	$\frac{\ell}{240}$
a. Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan pengenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut, toleransi konstruksi dan keadaan sistem drainase. b. Batas lendutan yang boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan. c. Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 11.5(2(5) atau 11.5(4(2), tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau. d. Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.		

Sumber* : "(*SNI 03 2847 – 2002)"

Peraturan yang digunakan

Adapun peraturan – peraturan yang digunakan dalam perencanaan Proposal Tugas Akhir ini yaitu :

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bangunan Gedung SNI 03 – 2847 - 2002.
2. Pereturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983.
3. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03 – 1729 – 2002.

4. Pedoman Perencannaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung SNI 03 – 1726 – 2002.
5. Peraturan Beton Indonesia (PBI)