

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Struktur Beton Bertulang

Beton adalah campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan (admixture).

Berdasarkan **SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 3.13** mendefinisikan beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Oleh karena itu, beton bertulang mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

Sistem struktur bangunan yang dibuat dengan beton bertulang dirancang dari prinsip dasar desain dan penelitian elemen beton bertulang yang menerima gaya-gaya dalam seperti gaya geser, gaya aksial, momen lentur, dan momen puntir. Di dalam struktur ini, memiliki kekuatan tekan yang besar namun lemah terhadap tegangan tarik. Karena itulah baja tulangan ditanam di dalam beton untuk menahan tegangan tarik. Hal-hal yang mempengaruhi kualitas beton bertulang antara lain lekatan antara beton dan baja yang mencegah slip tulangan, derajat kedap beton yang melindungi tulangan baja dari korosi, dan tingkat pemuaian antara baja dan beton yang dapat menghilangkan beda tegangan antara keduanya.

Adapun keuntungan dan kerugian dari beton bertulang meliputi:

1. Keuntungan beton bertulang, meliputi:
 - a. Dapat mengikuti bentuk bangunan secara bebas.
 - b. Pemeliharaan hampir tidak ada
 - c. Tahan terhadap gempa
 - d. Tahan terhadap karat
 - e. Ukuran lebih kecil jika dibandingkan dengan beton tak bertulang atau pasangan batu.
 - f. Sebagai lantai dasar/pondasi pada tanah yang jelek/lembek sangat baik.
 - g. Mnyerap/Mengistolir suara.
2. Kerugian beton bertulang, meliputi:
 - a. Mutu beton tergantung pada bahan dan pelaksanaannya.
 - b. Tidak dapat dibongkar pasang/dipindahkan.
 - c. Bongkaran tidak dapat dipakai kembali.
 - d. Berat konstruksi besar jika dibandingkan dengan konstruksi kayu/baja.

2.2 Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat rencana suatu komponen struktur sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal yang dihitung dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ . Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.

Faktor reduksi kekuatan ϕ meliputi:

1. Penampang terkendali tarik : 0,90
2. Penampang terkendali tekan
 - a. Komponen struktur dengan tulangan spiral : 0,75

- b. Komponen struktur bertulang lainnya : 0,65
- 3. Geser dan torsi : 0,75
- 4. Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur : 0,65
 - a. Daerah angkur pasca tarik : 0,85
 - b. Model strat dan pengikat (Lampiran A), dan strat, pengikat, daerah pertemuan (*nodal*), dan daerah tumpuan dalam model tersebut : 0,75
- 5. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer : 0,75
- 6. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran \varnothing : 0,75
boleh ditingkatkan secara linier

2.3 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

Dalam perancangan bangunan gedung, perencanaan pembebanan merupakan suatu komponen yang sangat penting. Beban-beban yang bekerja pada struktur dihitung menurut :

1. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI – 1.3.53.1987).
2. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 2847:2013).
3. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (SNI 1726:2012).
4. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2013)

2.3.1 Jenis Pembebanan

Beban merupakan faktor utama yang mempengaruhi perencanaan struktur suatu bangunan. Dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat, digunakan struktur yang mampu mendukung berat sendiri, beban angin, beban hidup maupun beban khusus yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Beban-beban tersebut adalah :

2.3.1.1 Beban Hidup

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat dipindahkan, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap ke dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (energi kinetik) butiran air.

Tabel 2. 1 Beban Hidup pada Lantai Gedung

Beban Hidup	Berat (kg/m³)
a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untu toko, pabrik atau bengkel	125
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba,	250

restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	
d. Lantai ruang olahraga	400
e. Lantai ruang dansa	500
f. Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti mesjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k. Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400

l. Lantai gedung parkir bertingkat:	
- Untuk lantai bawah	
- Untuk lantai tingkat lainnya	800
m. Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	400
	300

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

2.3.1.2 Beban Mati

Beban mati ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Tabel 2. 2 Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Bahan Bangunan	Berat (kg/m ³)
Baja	7850
Batu alam	2600
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat teumpuk)	1500
Batu karang (berat tumpuk)	700
Batu pecah	1450
Besi tuang	7250
Beton	2200
Beton Bertulang	2400

Kayu (kelas I)	1000
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650
Pasangan bata merah	1700
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200
Pasangan batu cetak	2200
Pasangan batu karang	1450
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600
Pasir (jenuh air)	1800
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850
Tanah lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700
Tanah lempung dan lanau (basah)	2000
Timah hitam	11400
Komponen Gedung	Berat (Kg/m²)
Adukan, per cm tebal	
- Dari semen	21
- Dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah	
- Satu bata	450

- Setengah bata	
Dinding pasangan batako	250
Berlubang :	
- Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
- Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120
Tanpa Lubang :	
- Tebal dinding 15 cm	300
- Tebal dinding 10 cm	
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari :	200
- Semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11
- Kaca, dengan tebal 3 – 5 mm	10
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	

Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	50
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	40
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	10
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	24
	11

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

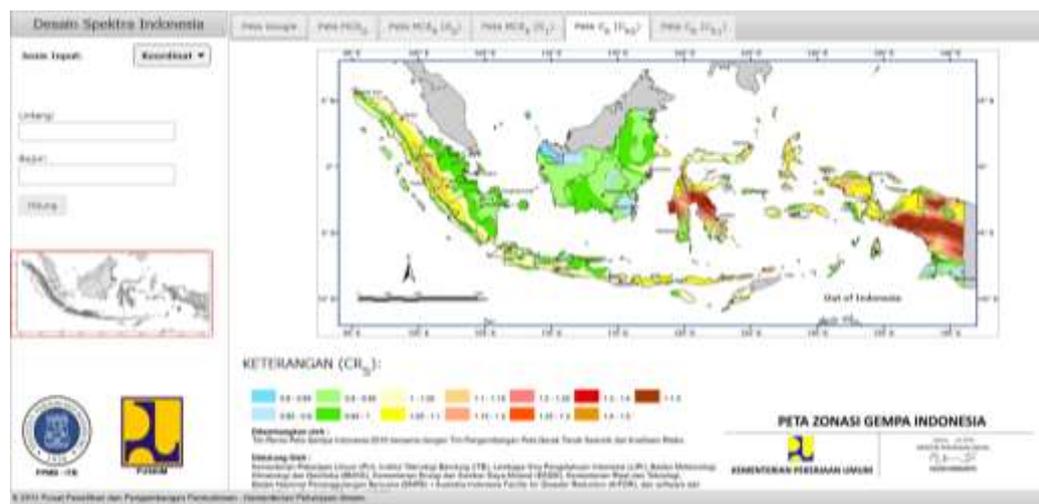
2.3.1.3 Beban Gempa

Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu yang utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan kerak bumi. Lokasi gesekan ini terjadi disebut *fault zones*. Kejutan yang berkaitan dengan benturan tersebut menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Gaya yang timbul ini disebut inersia. Besar gaya-gaya tersebut bergantung pada banyak faktor. Massa bangunan merupakan faktor yang paling utama karena gaya tersebut melibatkan inersia. Faktor lain adalah bagaimana massa tersebut terdistribusi, kekakuan struktur, kekakuan tanah, jenis fondasi, adanya mekanisme redaman pada bangunan, dan tentu saja perilaku dan besar

getaran itu sendiri. Yang terakhir ini sulit ditentukan secara tepat karena sifatnya yang acak (*random*) sekalipun kadangkala dapat juga tertentu. Gerakan yang diakibatkan tersebut berperilaku tiga dimensi. Gerakan tanah horizontal biasanya merupakan bentuk terpenting dalam tinjauan desain struktural.

Massa dan kekakuan struktur, juga periode alami getaran yang berkaitan, merupakan faktor terpenting, yang mempengaruhi respon keseluruhan struktur terhadap gerakan dan besar serta perilaku gaya-gaya yang timbul sebagai akibat gerakan tersebut. Salah satu cara untuk memahami fenomena-fenomena yang terlibat dapat ditinjau terlebih dahulu bagaimana suatu struktur kaku memberikan respon terhadap gerak getaran sederhana. Struktur mempunyai fleksibilitas seperti umumnya struktur gedung.

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 tiap kota atau wilayah di Indonesia akan memiliki grafik spektrum respons masing-masing, tidak hanya terbatas pada 6 Wilayah Gempa seperti sebelumnya. Dibawah ini adalah peta zona gempa di seluruh wilayah Indonesia.

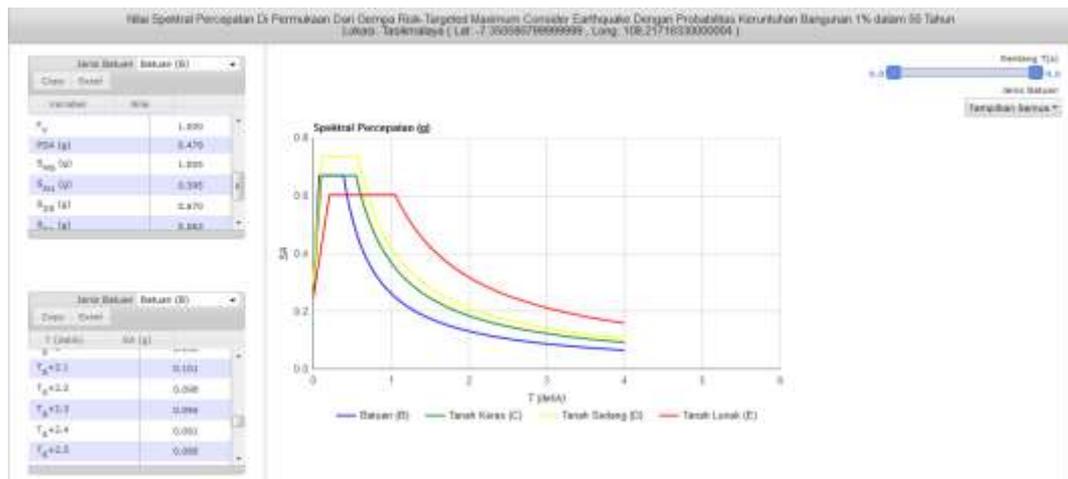


Gambar 2.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia

Sumber: <http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain Spektra Indonesia 2011/>

Dan untuk mengetahui grafik spektrum respon gempa bisa melalui program grafik gempa. Adapun Perencanaan Struktur Gedung Perpustakaan Umum berada di Kota Tasikmalaya maka didapat grafik respon gempa.

Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/



Gambar 2.2 Grafik Spektrum Respon Gempa Kota Tasikmalaya

Dalam SNI 1726:2012 Pasal 7, dijelaskan prosedur analisis dan desain sismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya. Sedangkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8 menyatakan bahwa beban gempa di dapat dari hasil perhitungan gaya geser dasar seismik V yang diperoleh dari rumus:

Beban gempa di dapat dari hasil perhitungan gaya geser dasar seismik V yang diperoleh dari rumus :

$$V = C_s \cdot W \dots\dots\dots (2.3.1)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respons seismik C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \dots\dots\dots (2.3.2)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang
periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_c = faktor keutamaan gempa

Pada Distribusi vertikal gaya gempa, gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \dots\dots\dots (2.3.3)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots (2.3.4)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dinyatakan dalam meter (m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

untuk struktur yang mempunyai peropda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$ untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

Sedangkan pada distribusi horizontal gaya gempa, geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.3.5)$$

Keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dinyatakan dalam kilo newton (kN)

Geser tingkat desain gempa (V_x) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal system penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relative elemen penahan vertikal dan diagfragma.

2.3.1.4 Beban Angin

Struktur yang ada pada lintasan angin akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik angin akan berubah bentuk menjadi energi potensial yang berupa tekanan atau isapan pada struktur. Besar tekanan atau isapan yang diakibatkan oleh angin pada suatu titik bergantung pada kecepatan angin, rapat massa udara, lokasi yang ditinjau pada struktur, perilaku permukaan struktur, bentuk geometris, dimensi dan orientasi struktur, dan kelakuan keseluruhan struktur.

Salah satu faktor yang mempengaruhi besar gaya yang ada pada saat udara bergerak disekitar benda adalah kecepatan angin. Kecepatan angin rencana untuk berbagai lokasi geografis ditentukan dari observasi

empiris. Kecepatannya sekitar 60 mph (96 km/jam) sampai sekitar 100 mph (161 km/jam) dan didaerah pantai sekitar 120 mph (193 km/jam). Kecepatan rencana biasanya didasarkan atas periode 50 tahun. Karena kecepatan angin akan semakin tinggi dengan ketinggian di atas tanah, maka tinggi kecepatan rencana juga demikian. perlu diperhatikan, apakah bangunan itu terletak diperkotaan atau di pedesaan. Analisis yang lebih rumit juga memasukkan renpos-embusan yang merupakan fungsi dari ukuran dan tinggi struktur, kekasaran permukaan, dan benda-benda lain disekitar struktur. Peraturan bangunan lokal harus diperhatikan untuk menentukan beban angin atau kecepatan rencana.

Bedasarkan **PPUG 1987** untuk menghitung pengaruh angin pada struktur dapat disyaratkan sebagai berikut :

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m^2
3. Untuk daerah-daerah dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar, tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus :

$$p = \frac{v^2}{16} (\text{kg} / \text{m}^2) \dots\dots\dots (2.3.6)$$

Dimana v adalah kecepatan angin (m/detik).

Sedangkan koefisien angin untuk gedung tertutup :

Atap segitiga dengan sudut kemiringan α

a. Dipihak angin : $\alpha < 65^\circ = (0,02 \alpha - 0,4) \dots\dots\dots (2.3.7)$

b. Dibelakang angin, untuk semua :

$$\alpha = - 0,40 \dots\dots\dots (2.3.8)$$

2.3.1.5 Beban Konstuksi

Unsur struktur umumnya dirancang untuk beban mati dan beban hidup, akan tetapi unsur tersebut dapat dibebani oleh beban yang jauh lebih besar dari beban rencana ketika bangunan didirikan. Beban ini dinamakan beban konstruksi dan merupakan pertimbangan yang penting dalam rancangan unsur struktur.

2.3.2 Sistem Bekerjanya Beban

Bekerjanya beban untuk bangunan bertingkat berlaku sistem gravitasi, yaitu elemen struktur yang berada di atas akan membebani elemen struktur di bawahnya, atau dengan kata lain elemen struktur yang mempunyai kekuatan lebih kecil.

Dengan demikian sistem bekerjanya beban untuk elemen-elemen struktur gedung bertingkat secara umum dapat dinyatakan sebagai berikut : beban pelat lantai didistribusikan terhadap balok anak dan balok portal, beban balok portal didistribusikan ke kolom dan beban kolom kemudian diteruskan ke tanah dasar melalui fondasi.

2.3.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi beban untuk metoda ultimit dan kombinasi beban untuk metode tegangan ijin pada **SNI-1726-2012**.

Kombinasi beban untuk metoda ultimit dimana struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut :

Nama Kombinasi	Kombinasi Pembebanan
COMB 1	1,4D
COMB 2	1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau R)
COMB 3	1,2D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W)
COMB 4	1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr atau R)
COMB 5	1,2D + 1,0E + L
COMB 6	0,9D + 1,0W
COMB 7	0,9D + 1,0E

Tabel 2. 3 Kombinasi Pembebanan Ultimit

Kombinasi beban untuk metoda tungan ijin dimana beban-beban harus ditinjau dengan kombinasi-kombinasi berikut untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi berdasarkan metoda tungan ijin, sebagai berikut:

Tabel 2. 4 Kombinasi Pembebanan Tegangan Ijin

Nama Kombinasi	Kombinasi Pembebanan
COMB 1	D
COMB 2	D + L
COMB 3	D + (Lr atau R)
COMB 4	D + 0,75 L + 0,75 (Lr atau R)
COMB 5	D + (0,6W atau 0,7E)
COMB 6	D + 0,75 (0,6W atau 0,7E) + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
COMB 7	0,6D + 0,6W
COMB 8	0,6D + 0,7E

Keterangan :

D : Beban mati (*Dead*)

L : Beban hidup (*Live*)

Lr : Beban Hidup atap

R : Beban Hujan

W : Beban Angin (*Wind*)

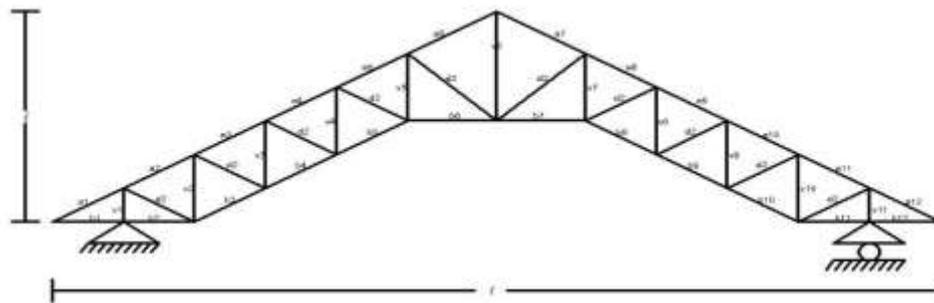
E : Beban gempa (*Earthquake*)

2.4 Perencanaan Desain Struktur Atas

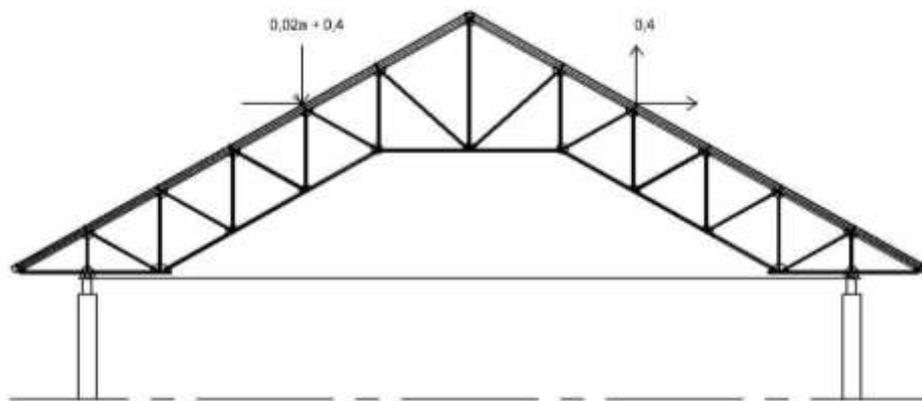
Suatu Bangunan bertingkat tinggi terbentuk dari elemen-elemen yang bila dipadukan menghasilkan suatu sistem rangka menyeluruh. Elemen-elemen struktur atas pada perancangan ini meliputi rangka atap, balok, pelat lantai, kolom dan tangga. Definisi dari struktur yang menjadi pendukung utama bangunan sebagai berikut:

2.4.1 Rangka Atap Struktur Baja

Atap merupakan struktur yang paling atas dari suatu bangunan gedung. Struktur atap dapat terbuat dari kayu, beton ataupun dari baja. Dalam perencanaan struktur gedung Perpustakaan Umum ini direncanakan sebagian struktur atap yang digunakan adalah struktur baja.



Gambar 2.3 Rangka Atap



Gambar 2.4 Koefisien angin tekan dan hisapan

Dengan bantuan program *SAP 2000 v.14.2.2.* gaya-gaya batang dari rangka dapat dihitung untuk kemudian menentukan dimensi struktur. Untuk persyaratan perencanaan konstruksi baja adalah:

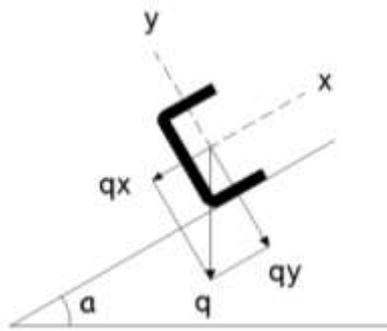
1. Perencanaan panjang panjang *truss*
2. Perencanaan gording

a. Pembebanan :

Beban mati (DL) :

1) Berat penutup atap : (*zincalume spandek*) = $5,52 \text{ kg/m}^2$

2) Berat sendiri gording :



Gambar 2.5 Gaya kerja pada gording

$$q_x = q \cdot \sin \alpha \quad \dots \dots \dots (2.4.1)$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha \quad \dots \dots \dots (2.4.2)$$

Keterangan :

q_x : *Beban mati arah x*

q_y : *Beban mati arah y*

α : *Sudut kemiringan*

Beban hidup (LL) :

Beban hidup diperhitungkan sebesar $P = 100 \text{ kg}$, berada di tengah bentang gording. Selain itu juga diperhitungkan beban hujan.

Gording diletakan diatas beberapa tumpuan (kuda-kuda) sehingga merupakan balok menerus.

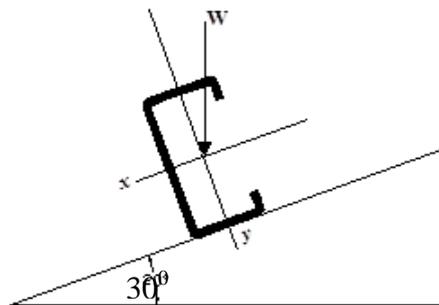
Beban terpusat PL (orang dan alat)

$$PLx = PL \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$PLy = PL \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots (2.4.4)$$

Beban angin (WL) :

Baban angin diperhitungkan dengan menganggap adanya tekanan positif (tiup) dan tekan negatif (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang atap. Menurut PPPURG 1987, tekan tiup harus diambil 25 kg/m².



Gambar 2.6 Gaya kerja beban angin

- 1) Kemiringan atap = ($\alpha = 30^0$)
- 2) Jarak antar gording = (A1)
- 3) Daerah jauh dari tepi laut, diambil minumum 25 kg/m²
- 4) Koefisien angin tekan = $0,02 (\alpha) - 0,4 \dots\dots\dots (2.4.5)$
- 5) Koefisien angin hisap = $- 0,4 \dots\dots\dots (2.4.6)$
- 6) Angin tekan = $(0,02 \times (\alpha) - 0,4) \times 25 \times A1$

$$Wtx = W \times \sin \alpha \dots\dots\dots (2.4.7)$$

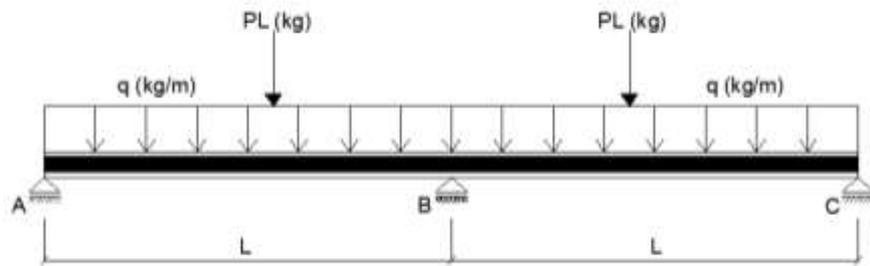
$$Wty = W \times \cos \alpha \dots\dots\dots (2.4.8)$$

$$7) \text{ Angin hisap} = -0,4 \times 25 \times A1$$

$$W_{tx} = W \times \sin \alpha$$

$$W_{ty} = W \times \cos \alpha$$

3. Kontrol tegangan terhadap momen



Gambar 2.7 Beban hidup yang bekerja pada gording

Perhitungan Momen maksimum akibat beban mati menggunakan rumus persamaan tiga momen :

Bentang ABC

$$MA \left(\frac{L1}{I1} \right) + 2MB \left(\frac{L1}{I1} + \frac{L2}{I2} \right) + MC \left(\frac{L2}{I2} \right) = -6 \frac{\alpha_1(A_1+A'_1)}{IL_1} - 6 \frac{(A'_2+A_2)\alpha_2}{IL_2}$$

..... (2.4.9)

4. Kontrol Tegangan

Kontrol Tegangan untuk Mutu Baja BJ41

$$\sigma_{ijin} = \frac{fy}{1,5} = \frac{2500}{1,5} = 1666 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Beban Mati + Beban Hidup

$$\sigma = \frac{Mx}{Wy} + \frac{My}{Wx} \leq \bar{\sigma} = 1666 \text{ kg/cm}^2$$

..... (2.4.10)

Akibat Beban Mati + Beban Hidup + Beban Angin

$$\sigma = \frac{Mx}{Wy} + \frac{My}{Wx} \leq 1,3 \cdot \bar{\sigma} = 1666 \text{ kg/cm}^2$$

..... (2.4.11)

Dimana:

σ : Tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$: Tegangan ijin maksimal

W_x : Beban arah x

W_y : Beban arah y

5. Kontrol Lendutan

Lendutan yang diijinkan untuk gording (pada arah x terdiri 2 wilayah yang ditahan oleh trakstang)

$$f_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot I_y} + \frac{1 \cdot P_x \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} \dots\dots\dots (2.4.12)$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot I_x} + \frac{1 \cdot P_y \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \dots\dots\dots (2.4.13)$$

Dimana :

f_x : lendutan arah x

f_y : lendutan arah y

E : modulus elastisitas

I_x : Momen inersia penampang x

I_y : momen inersia penampang y

6. Perencanaan Batang Tarik

Batang tarik (*trackstang*) berfungsi untuk mengurangi lendutan gording pada arah sumbu x (miring atap) sekaligus untuk tegangan lendutan yang timbul pada arah x. Beban-beban yang dipikul oleh *trackstang* yaitu sejajar bidang atap (sumbu x), maka gaya yang bekerja adalah gaya tarik G_x dan P_x .

G_x = Berat sendiri gording + penutup atap sepanjang sumbu x

P_x = beban hidup arah sumbu x

$$P \text{ total} = G_x + P_x = (q_x \cdot L) + P_x \dots\dots\dots (2.4.14)$$

Jika batang tarik yang dipasang dua buah, maka per batang tarik

adalah:

$$P = P_{total} / 2 = (q_x \cdot L) + P_x) / 2 \dots\dots\dots (2.4.15)$$

$$\sigma = \frac{P}{F_n} \leq \bar{\sigma} = 1666 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (2.4.16)$$

$$F_n = \frac{P}{\sigma} \dots\dots\dots (2.4.17)$$

Dimana:

P : Beban hidup

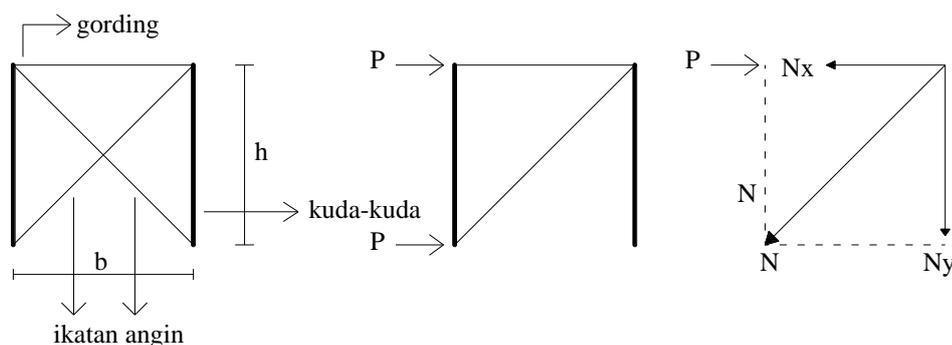
q_x : beban mati arah x

L : lebar bentang

F_n : gaya yang terjadi

7. Ikatan Angin

Ikatan angin hanya bekerja menahan gaya normal (axial tarik saja. Adapun cara kerjanya adalah apabila salah satu ikatan angin bekerja sebagai batang tarik, maka yang lainnya tidak menahan gaya apapun. Sebaliknya apabila arah angin berubah, maka secara bergantian batang tersebut bekerja sebagai batang tarik.



Gambar 2.8 Ikatan Angin

8. Perencanaan struktur gording baja menggunakan SAP 2000 v.14.2.2

- 1) Menggambar model gording dengan dukungan jepit – jepit
- 2) Memilih dimensi penampang profil gording (*Channel*)
- 3) Mendefinisikan kombinasi beban rencana
- 4) Menghitung beban yang bekerja

5) Memeriksa input data

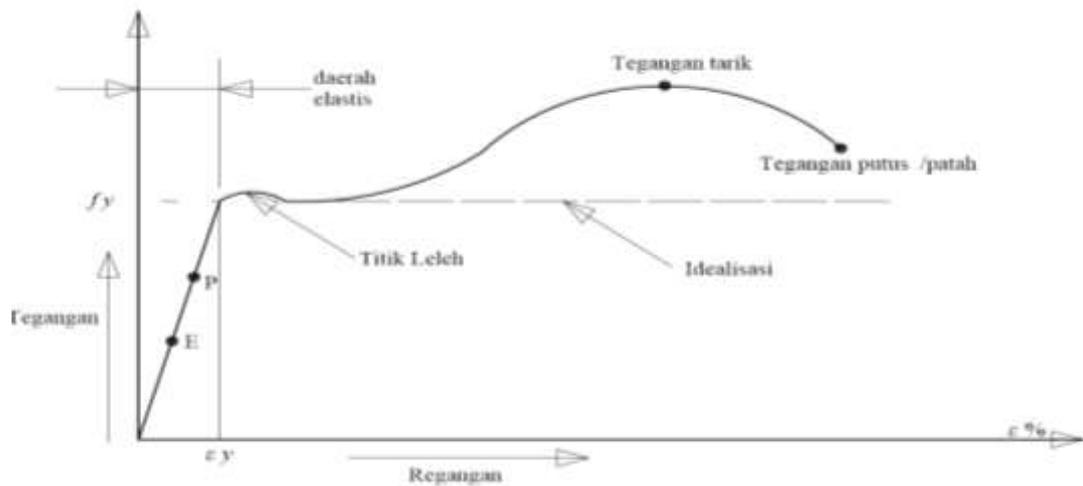
6) Analisis struktur

2.4.1.1 Tegangan Regangan

Titik-titik penting dalam kurva tegangan-regangan adalah sebagai berikut, Titik-titik ini membagi kurva tegangan-regangan menjadi beberapa daerah, yaitu:

a) Daerah linear antara titik 0 dan f_p , pada daerah ini berlaku Hukum Hooke,

$$\Delta L = \frac{P.L}{E.A}$$



Gambar 2.9 Diagram Tegangan Regangan

dimana,

$f = P/A$ = tegangan.

$\varepsilon = \Delta L / L$ = regangan.

$E = f / \varepsilon$ = Young modulus = modulus elastisitas.

F_p = batas proporsional.

f_e = batas elastis.

$f_y u, f_y$ = tegangan leleh atas dan bawah.

f_u = tegangan ultimate.

- a) Daerah elastis dari 0 sampai f_e , yaitu apabila beban yang bekerja pada benda uji dihilangkan maka benda uji akan kembali ke bentuk semula (masih elastis).
- b) Daerah plastis dibatasi dari f_e sampai dengan regangan 2% (0,02), daerah dimana dengan tegangan yang hampir konstan mengalami regangan yang besar. Metode perencanaan plastis menggunakan daerah ini untuk menentukan kekuatan plastis. Daerah ini juga menunjukkan tingkat daktilitas dari material baja.
- c) Daerah antara regangan sampai ϵ_{sh} pada daerah dimana benda uji sudah putus dinamai daerah penguatan regangan (*strain hardening*). Sesudah melewati daerah plastis tegangan kemudian naik kembali namun dengan regangan yang lebih besar, sampai pada puncaknya dimana terdapat tegangan ultimate (f_u), sesudah itu terjadi penurunan tegangan namun regangan terus bertambah, sampai kemudian benda uji menjadi putus.

Sifat mekanik tiap jenis baja dapat dilihat dalam tabel berikut,

Tabel 2. 5 Sifat mekanika baja

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum f_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum f_y (MPa)	Peregangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 56	550	410	13

Sifat-sifat mekanis lainnya baja struktural untuk maksud perencanaan ditetapkan (SNI 03- 1729-2002) sebagai berikut:

Modulus elastisitas : $E = 200.000$ MPa

Modulus geser : $G = 80.000 \text{ MPa}$

Nisbah poisson : $\mu = 0,3$

Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

2.4.1.2 Perencanaan sambungan

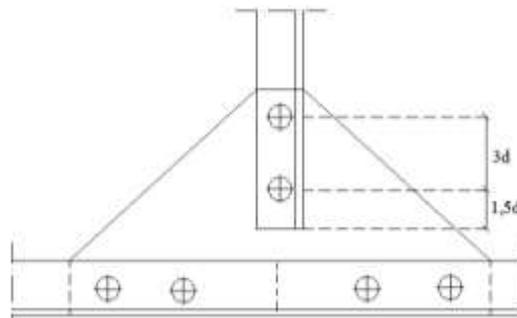
Sambungan baut adalah jenis sambungan yang paling banyak digunakan pada rangka baja. parameter sambungan baut sebagai berikut:

- a. Minimal dipakai 2 buah baut
- b. Jarak minimum antar baut

$$3 \times df \text{ (} 3 \times \text{ diameter baut)} \dots\dots\dots (2.4.18)$$

- c. Jarak minimum baut menuju ujung profil

$$1,5 \times df \text{ (} 1,5 \times \text{ diameter baut)} \dots\dots\dots (2.4.19)$$



Gambar 2.10 Pembatas Antar Baut

Sambungan baut yang dibebani geser dapat gagal dalam satu atau beberapa mode kegagalan. Mode tersebut adalah mode kegagalan geser baut, robekan tepi, miring dan tercabutnya baut, dan kegagalan tumpu pada material yang disambungkan.

Untuk menghitung kapasitas tumpu yang lebih rendah dari dua batang berdasarkan ketebalan dan kuat tarikny. Kuat tumpu pelat yang mengalami kontak dengan baut ditentukan dengan rumus.

a. Tegangan dasar

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma d}{1,5} \dots\dots\dots (2.4.20)$$

2) Tegangan ijin baut

$$\bar{\sigma}_{gs} = 0,6 \times \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.4.21)$$

3) Tegangan tarik baut

$$\bar{\sigma}_{tr} = 0,7 \times \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.4.22)$$

4) Tegangan tumpu

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,5 \times \bar{\sigma} \rightarrow S_1 \geq 2d \dots\dots\dots (2.4.23)$$

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,2 \times \bar{\sigma} \rightarrow 1,5d \leq S_1 < 2d \dots\dots\dots (2.4.24)$$

5) Menentukan kekuatan satu baut

$$N_{gs} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \sigma_{gs} \dots\dots\dots (2.4.25)$$

$$N_{t_p} = t \times d \times \bar{\sigma}_{tu} \dots\dots\dots (2.4.26)$$

6) Jumlah baut yang dibutuhkan

$$n = \frac{P}{P^1} \dots\dots\dots (2.4.27)$$

2.4.2 Balok

Balok adalah elemen struktur yang didesain untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara transversal terhadap sumbunya sehingga mengakibatkan terjadinya momen lentur dan gaya geser sepanjang bentangnya.

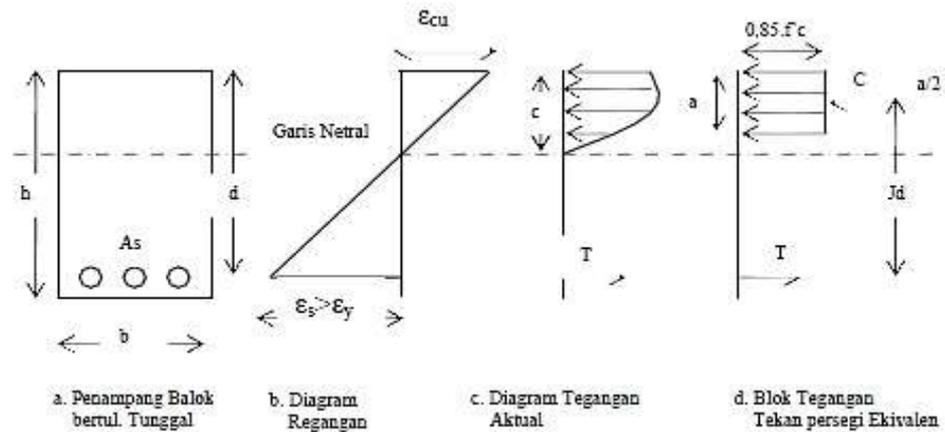
Berdasarkan jenis keruntuhan yang dialami, apakah akan terjadi leleh tulangan tarik atautah hancurnya beton yang tertekan dapat dikelompokkan ke dalam tiga kelompok sebagai berikut:

1. Penampang *balanced*. Tulangan tarik mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan batasnya dan akan hancur karena tekan. Pada awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diizinkan pada serat tepi yang tertekan adalah 0,003, sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya, yaitu $\varepsilon_y = f_y / E_c$.
2. Penampang *over-reinforced*. Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ε_s yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya ε_y . Kondisi ini terjadi apabila tulangan yang digunakan lebih banyak daripada yang diperlukan dalam keadaan *balanced*.
3. Penampang *under-reinforced*. Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja. Tulangan baja ini terus bertambah panjang dengan bertambahnya regangan di atas ε_y . Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi *balanced*.

Keruntuhan pada beton mendadak karena beton adalah material yang getas. Dengan demikian hampir semua peraturan perencanaan merekomendasikan perencanaan balok dengan tulangan yang bersifat *under-reinforced* untuk memberikan peringatan yang cukup, seperti defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan. Penampang balok ditentukan sesuai persyaratan SNI-2847-2013.

2.4.2.1 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Tunggal

Balok dengan tulangan tunggal sering juga disebut dengan balok bertulangan sebelah atau balok dengan tulangan saja. Untuk keperluan hitungan balok persegi panjang dengan tulangan tunggal, berikut ini dilukiskan bentuk penampang balok yang dilengkapi dengan distribusi regangan dan tegangan beton serta notasinya, seperti pada Gambar berikut:



Gambar 2.11 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

Keterangan notasi pada **Gambar 2.11.** :

a : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen $=\beta_1.c$, mm.

$$a = \beta_1.c \dots \dots \dots (2.4.28)$$

A_s : luas tulangan tarik, mm^2 .

b : lebar penampang balok, mm.

c : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.

C_c : gaya tekan beton, kN.

d : tinggi efektif penampang balok, mm.

d_s : jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik, mm.

$f'c$: tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari, MPa.

E_s : modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 MPa.

f_s : tegangan tarik baja tulangan $= \epsilon_s . E_s$, dalam MPa.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots (2.4.29)$$

f_y : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh, MPa.

h : tinggi penampang balok, mm.

M_n : momen nominal aktual, kNm.

T_s : gaya tarik baja tulangan, kN.

β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekivalen, yang bergantung pada mutu beton (f'_c) sebagai berikut (Pasal 10.2.5.3 SNI 2847 – 2013).

Untuk $17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85$

Untuk $f'_c > 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'_c - 28)}{7}$

tetapi $\beta_1 = 0,65$

ε'_c : regangan tekan beton,

dengan ε'_c maksimal (ε'_{cu}) = 0,003

ε_s : regangan tarik baja tulangan.

ε'_s : regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon'_s = \frac{a - \beta_1 \cdot d'_s}{c} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.4.30)$$

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \dots\dots\dots (2.4.31)$$

Jika balok menahan momen lentur cukup besar, maka pada serat-serat balok bagian atas akan mengalami tegangan tekan dan pada serat-serat balok bagian bawah mengalami tegangan tarik. Untuk serat-serat balok bagian atas yang

mengalami tegangan tekan, tegangan ini akan ditahan oleh beton, sedangkan untuk serat-serat balok yang mengalami tegangan tarik akan ditahan oleh baja tulangan, karena kuat tarik beton diabaikan. (Pasal 10.2.6. **SNI 2847 -2013**).

Pada perencanaan beton bertulang, diusahakan kekuatan beton dan baja agar dimanfaatkan dengan sebaik-baiknya. Untuk beton, karena sangat kuat menahan beban tekan, maka dimanfaatkan kuat tekan beton jangan sampai melebihi batas runtuh pada regangan tekan beton maksimal (ϵ_{cu}') = 0,003. Sedangkan untuk baja tulangan tarik yang tertanam di dalam beton, dapat dimanfaatkan kekuatan sepenuhnya sampai mencapai batas leleh, yaitu tegangan tarik baja f_s sama dengan tegangan leleh f_y

a. Gaya tekan beton

Gaya tekan beton dapat diperhitungkan dari hubungan tegangan – regangan beton, dengan blok tegangan tekan persegi ekuivalen dapat dihitung besar gaya tekan beton C_c sebagai berikut :

$$C_c = 0,85.f'c.a.b \dots\dots\dots (2.4.32)$$

b. Gaya tarik baja tulangan

Gaya tarik baja tulangan (T_s) dapat dihitung dengan cara membuat perkalian antara luas baja tulangan dan tegangan lelehnya, yaitu sebagai berikut :

$$T_s = A_s.f_y \dots\dots\dots (2.4.33)$$

c. Luas tulangan longitudinal balok

Karena balok dalam keadaan seimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan, diperoleh luas tulangan balok (A_s) sebagai berikut :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \dots\dots\dots (2.4.34)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.35)$$

Faktor momen pikul (K) didefinisikan diperoleh hitungan / persamaan berikut :

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.4.36)$$

Tinggi blok tegangan tegangan beton tekanan persegi ekuivalen pada kuat nominal balok dapat dihitung dengan rumus :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots (2.4.37)$$

Untuk regangan tekan beton ϵ_c' dibatasi sampai batas retak ϵ_{cu}' sebesar 0,003

.Nilai regangan ϵ_c' (bukan ϵ_{cu}') ini dapat ditentukan berdasarkan

diagram distribusi regangan didapat rumus :

$$\epsilon_c' = \frac{a}{\beta_1 \cdot d - a} \cdot \epsilon_y \dots\dots\dots (2.4.38)$$

Pada perencanaan / hitungan beton bertulang harus dipenuhi 2 syarat yaitu:

- 1) Momen rencana M_r harus \geq momen perlu M_u .
- 2) Regangan tekan beton ϵ_c' harus $\leq \epsilon_{cu}'$ (0,003).

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut :

- 1) Diperoleh tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen sebagai berikut :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (2.4.39)$$

- 2) Moment rencana dihitung dengan persamaan :

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,8 \dots \dots \dots (2.4.40)$$

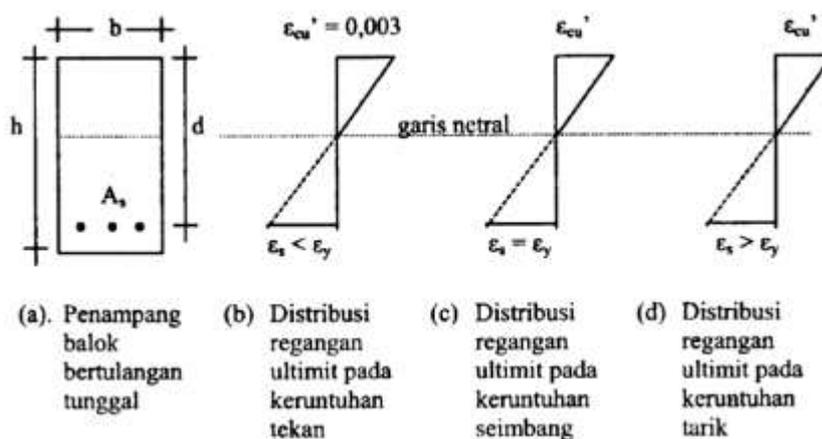
A. Keruntuhan lentur dan sistem perencanaan

1. Jenis keruntuhan lentur

Jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada balok lentur bergantung pada sifat – sifat penampang balok dan dibedakan menjadi 3 jenis berikut :

- Keruntuhan tekan (*brittle failure*)
- Keruntuhan Seimbang (*balance*)
- Keruntuhan tarik (*ductile failure*)

Distribusi regangan pada penampang beton untuk ketiga jenis keruntuhan lentur tersebut dilukiskan seperti gambar berikut :



Gambar 2. 12. Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan

1. Keruntuhan tekan (*brittle failure*)

Pada keadaan penampang beton dengan keruntuhan tekan, beton hancur sebelum baja tulangan leleh. Hal ini berarti regangan tekan beton sudah melampaui regangan batas 0,003 tetapi regangan tarik baja tulangan belum mencapai leleh atau $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}'$ tetapi $\epsilon_s < \epsilon_y$ seperti pada gambar 2.10. (b).

Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan (ρ) yang besar dan disebut *over-reinforced*.

Karena beton memiliki sifat yang kuat menahan beban tekan tetapi getas, maka keruntuhan beton seperti ini disebut keruntuhan tekan atau keruntuhan getas (*brittle failure*) pada balok yang mengalami keruntuhan getas, pada saat beton mulai hancur baja tulangnya masih kuat (belum leleh), sehingga lendutan pada balok relative tetap (tidak bertambah). Tetapi, jika di atas balok ditambah beban besar, maka baja tulangan akan meleleh dan dapat terjadi keruntuhan secara mendadak, tanpa ada tanda-tanda/peringatan tentang lendutan yang membesar pada balok. Keadaan demikian ini sangat membahayakan bagi kepentingan kelangsungan hidup manusia, sehingga sistem perencanaan beton bertulang yang dapat mengakibatkan *over-reinforced* tidak diperbolehkan.

2. Keruntuhan seimbang (*balance*)

Pada penampang beton dengan keruntuhan seimbang, keadaan beton hancur dan baja tulangan leleh terjadi bersamaan. Hal ini berarti regangan tekan beton mencapai regangan batas 0,003 dan regangan tarik baja tulangan mencapai leleh pada saat yang sama, atau $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}'$ dan $\epsilon_s = \epsilon_y$ terjadi pada waktu yang sama, seperti pada Gambar 2.8. (c). Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang beton dengan rasio tulangan seimbang (*balance*). Rasio tulangan *balance* diberi notasi ρ_b .

Karena beton dan baja tulangan mengalami kerusakan pada saat yang sama, maka kekuatan beton dan baja tulangan dapat dimanfaatkan sepenuhnya, sehingga penggunaan material beton dan baja tersebut menjadi hemat. Sistem perencanaan beton bertulang yang demikian ini merupakan system perencanaan yang ideal,

tetapi sulit dicapai karena dipengaruhi oleh beberapa faktor, misalnya : ketidaktepatan mutu baja dengan mutu baja rencana, ketidaktepatan mutu beton dalam pelaksanaan pembuatan adukan dengan mutu beton rencana, maupun kekurangan dan ketelitian pada perencanaan hitungan akibat adanya pembulatan – pembulatan.

3. Keruntuhan tarik (*ductile failure*)

Pada keadaan penampang beton dengankeruntuhan tarik, baja tulangan sudah leleh sebelum beton hancur. Hal ini berarti regangan tarik baja tulangan sudah mencapai titik leleh tetapi regangan tekan beton belum mencapai regangan batas 0,003 atau $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ tetapi $\varepsilon_c' < \varepsilon_{cu}'$, seperti terlihat pada Gambar 2.8. (d). Balok yang mengalami keruntuhan seperti ini terjadi pada penampang dengan rasio tulangan

(ρ) yang kecil dan disebut dengan *under – reinforced*.

Karena kerusakan terjadi pada baja tulangan yang menahan beban tarik lebih dulu dan baja tulangan bersifat liat, maka keruntuhan beton seperti ini disebut keruntuhan tarik atau keruntuhan liat (*ductile failure*). Pada balok yang mengalami keruntuhan liat, pada saat baja tulangan mulai leleh betonnya masih kuat (belum hancur), sehingga dapat terjadi lendutan pada balok. Jika diatas balok ditambah lagi beban yang besar, maka lendutan balok semakin besar dan akhirnya dapat terjadi keruntuhan. Keadaan demikian ini “ menguntungkan” bagi kepentingan kelangsungan hidup manusia, karena ada “ peringatan” tentang lendutan membesar sebelum runtuh, sehingga system perencanaan beton bertulang yang *under – reinforced* ini lebih aman dan diperbolehkan.

4. Sistem perencanaan yang digunakan

Menurut peraturan beton Indonesia (**SNI 2847 - 2013**), sistem perencanaan beton bertulang dibatasi dengan 2 kondisi berikut :

- a. Agar tulangan yang digunakan tidak terlalu sedikit atau rasio tulangan ρ tidak terlalu kecil, diberikan syarat berikut (Pasal 10.5 SNI 2847 – 2013) :

$$A_s \text{ harus } \geq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \geq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)} \dots\dots\dots (2.4.41)$$

dengan :

$$A_{s,\text{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} .b.d \text{ atau}$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{1,4}{fy} .b.d \text{ (dipilih yang besar)} \dots\dots\dots (2.4.42)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy}$$

(dipilih yang besar)..... (2.4.43)

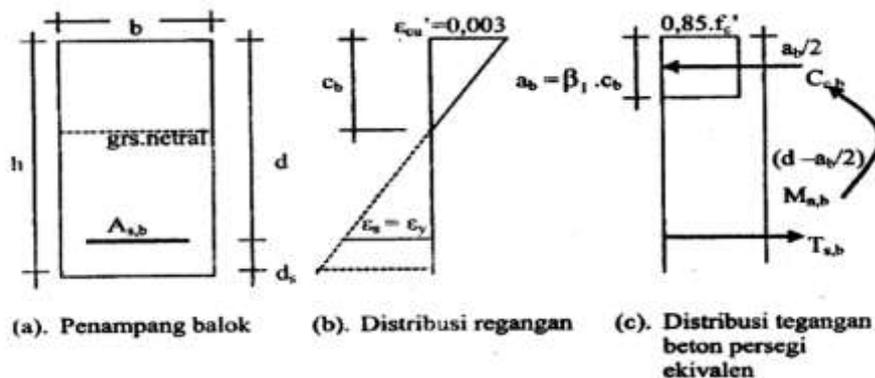
- b. Agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang, diberikan syarat berikut (Pasal 10.3.6.3 SNI 2847 – 2013):

$$A_s \text{ harus } \leq A_{s \text{ min}} \text{ atau } \rho \leq \rho_{\text{min}} \text{ dengan } \rho = \frac{A_s}{(b.d)}$$

$$\text{dengan : } A_{s \text{ maks}} = 0,75 . A_{s,b} \text{ dan } \rho_{\text{maks}} = 0,75 . \rho_b \dots\dots\dots (2.4.44)$$

B. Tinjauan penampang beton pada keruntuhan seimbang

Pada tinjauan ini dilukiskan bentuk penampang balok dan diagram distribusi regangan maupun tegangan untuk kondisi keruntuhan seimbang (*balance*), seperti pada Gambar berikut :



Gambar 2. 13 Penampang Beton pada Kondisi Keruntuhan *Balance*

Keadaan seimbang akan terjadi jika nilai :

$$\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}' = 0,003 \text{ dan } \varepsilon_s = \varepsilon_y \text{ atau } \varepsilon_s = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000}$$

Nilai c_b dapat dihitung dengan rumus :

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + fy} \dots\dots\dots (2.4.45)$$

Nilai $a_b = \beta_1 \cdot c_b$, maka diperoleh juga rumus :

$$a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + fy} \dots\dots\dots (2.4.46)$$

Dalam keadaan seimbang nilai Tulangan dihitung dengan rumus :

$$A_{s,b} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b}{fy} \dots\dots\dots$$

(2.4.47)

Rasio tulangan balance :

$$\rho_b = \frac{510 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{(600 + fy) \cdot fy} \dots\dots\dots$$

(2.4.48)

Rasio tulangan maksimal dan minimal :

Pengunaan tulangan atau rasio tulangan pada system perencanaan beton bertulang menurut **SNI 2847 – 2013** dibatasi oleh :

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max}, \text{ atau}$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f'c'}{(600 + f_y) \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.4.49)$$

Untuk rasio tulangan minimal, diberi batasan sebagai berikut :

1. Untuk mutu beton $f'c \leq 31,36MPa$, maka :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.4.50)$$

2. Untuk mutu beton $f'c \geq 31,36MPa$, maka :

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.4.51)$$

Untuk rasio tulangan perlu :

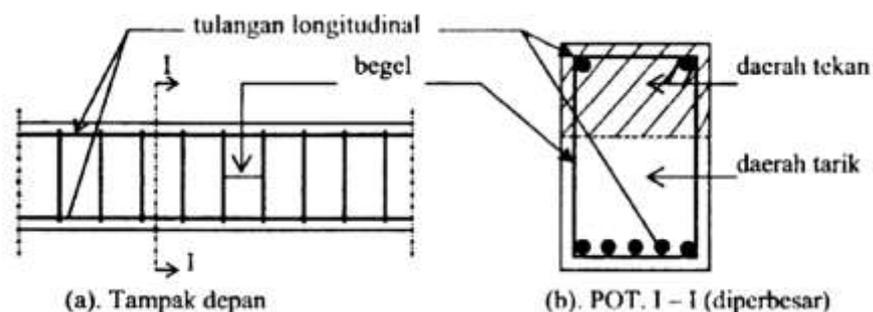
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots\dots\dots (2.4.52)$$

Moment pikul maksimal (K_{\max}), dapat dicari dengan rumus :

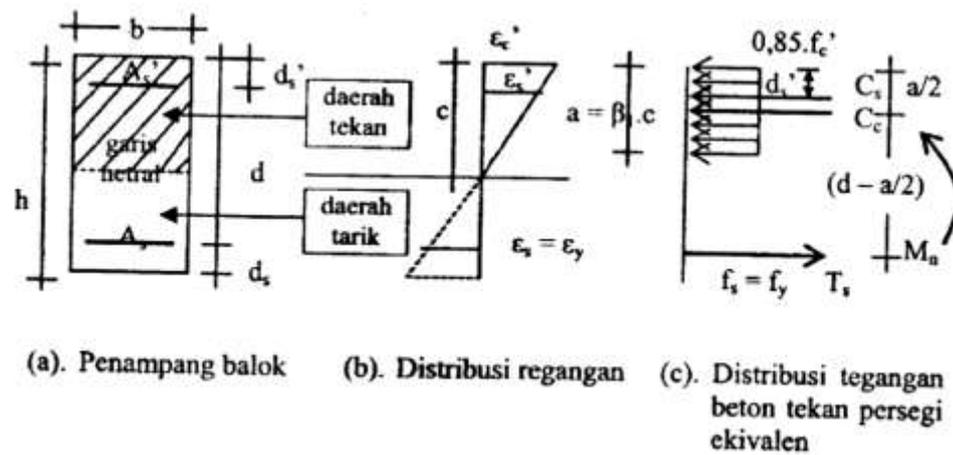
$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \dots\dots\dots (2.4.53)$$

2.4.2.2 Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

Yang dimaksud dengan balok beton bertulangan rangkap ialah balok beton yang diberi tulangan pada penampang beton daerah tarik dan daerah tekan. Dengan dipasang tulangan pada daerah tarik dan tekan, maka balok akan lebih kuat dalam hal menerima beban yang berupa moment lentur.



Gambar 2.14 Letak Tulangan pada Balok



Gambar 2.15 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok

Tulangan Rangkap

Distribusi Regangan dan tegangan pada balok dengan penampang beton

bertulangan rangkap :

Keterangan notasi pada **Gambar 2.15.** :

A : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen = $\beta_1 \cdot c$, mm.

$$a = \beta_1 \cdot c \dots \dots \dots (2.4.54)$$

A_s : luas tulangan tarik, mm².

A_s' : luas tulangan tekan, mm².

b : lebar penampang balok, mm.

c : jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.

C_c : gaya tekan beton, kN.

C_s : gaya tekan baja tulangan, kN.

d : tinggi efektif penampang balok, mm.

d_s : jarak anantara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik, mm.

d_s' : jarak anantara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan,

mm.

E_s : modulus elastisitas baja tulangan, diambil sebesar 200.000 MPa.

$f'c$: tegangan tekan beton yang disyaratkan pada umur 28 hari, MPa.

f_s : tegangan tarik baja tulangan = $\varepsilon_s \cdot E_s$, dalam MPa.

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \dots\dots\dots (2.4.55)$$

f_s' : tegangan tekan baja tulangan = $\varepsilon_s' \cdot E_s$, dalam MPa.

f_y : tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh, MPa.

h : tinggi penampang balok, mm.

M_n : momen nominal aktual, kNm.

T_s : gaya tarik baja tulangan, kN.

β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton ($f'c$) sebagai berikut (Pasal 10.2.5.3 **SNI 03 – 2847 – 2002**).

Untuk $17 \text{ MPa} \leq f'c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85 \dots\dots\dots (2.4.56)$

Untuk $f'c > 28 \text{ Mpa}$, maka $\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f'c - 28)}{7} \dots\dots\dots (2.4.57)$

tetapi $\beta_1 = 0,65 \dots\dots\dots (2.4.58)$

ε_c' : regangan tekan beton,

dengan ε_c' maksimal (ε_{cu}') = 0,003 $\dots\dots\dots (2.4.59)$

ε_s : regangan tarik baja tulangan.

ε_s' : regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{c} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.4.60)$$

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \dots\dots\dots (2.4.61)$$

Tegangan tekan baja tulangan f_s' dihitung dengan rumus :

$$f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \cdot 600 \dots\dots\dots (2.4.62)$$

dengan ketentuan $f_s' \geq 0$

Jika $f_s' \geq fy$, maka dipakai $f_s' = fy$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekivalen (a) pada balok bertulangan rangkap dihitung dengan rumus :

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (2.4.63)$$

Nilai momen nominal :

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \dots\dots\dots (2.4.64)$$

$$M_{nc} = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.4.65)$$

$$M_{ns} = C_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right), \text{ dengan } C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots (2.4.66)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n, \text{ dengan } \phi = 0,8 \dots\dots\dots (2.4.67)$$

dengan :

M_n = momen nominal aktual penampang balok, kNm.

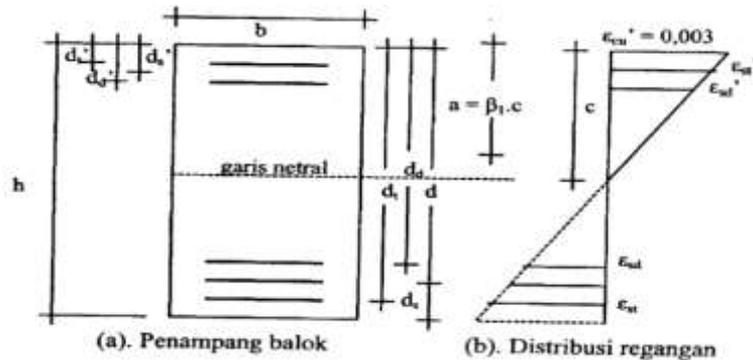
M_{nc} = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan beton, kNm.

M_{ns} = momen nominal yang dihasilkan oleh gaya tekan tulangan, kNm.

M_r = momen rencana pada penampang balok, kNm.

Pada perencanaan beton bertulang, baja tulangan tarik dimanfaatkan kekuatannya sampai batas leleh, atau tegangan tulangan tarik (f_s) besarnya sama

dengan tegangan leleh baja tulangan (f_y). Pada kenyataannya, tulangan tarik maupun tekan dapat dipasang lebih dari 1 baris, seperti pada Gambar berikut :



Gambar 2.16 Distribusi Regangan pada Penampang Balok dengan

Tulangan Tarik dan Tulangan Tekan Lebih dari 1 Baris

A. Untuk batas tulangan tarik leleh, dengan rumus – rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} + 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.4.68)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen :

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.4.69)$$

Untuk tulangan tarik yang tidak lebih dari 2 baris, praktis diambil :

$$d_d = d \dots\dots\dots (2.4.70)$$

B. Untuk batas tulangan tekan leleh, dengan rumus – rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

Jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan :

$$c = \frac{0,003 \cdot d_d}{\frac{f_y}{200000} - 0,003} = \frac{600 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.4.71)$$

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen :

$$a_{\min, \text{leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2.4.72)$$

Untuk tulangan tarik yang tidak lebih dari 2 baris, praktis diambil :

$$d_d = d_s' \dots\dots\dots (2.4.73)$$

C. Manfaat nilai a_{\max} leleh dan a_{\min} leleh pada hitungan beton bertulang

Nilai a_{\max} leleh dan a_{\min} leleh ini berguna untuk mengetahui kondisi tulangan tarik dan tulangan tekan pada suatu penampang balok beton, apakah semua tulangan tarik dan semua tulangan tekan sudah leleh atau belum.

Pada prinsip perencanaan balok beton bertulang, semua tulangan tarik diperhitungkan sudah leleh. Kondisi tulangan tarik sudah leleh atau belumnya dihitung dengan nilai a (tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen), kemudian dibandingkan dengan a_{\max} dan a_{\min}

sehingga didapat kemungkinan – kemungkinan berikut :

Untuk a_{\max} :

- 1) Jika nilai $a \leq a_{\max}$ leleh, berarti semua tulangan tarik sudah leleh.
- 2) Jika nilai $a > a_{\max}$ leleh, berarti tulangan tarik pada baris paling dalam belum leleh, maka sebaiknya dimensi balok diperbesar.

Untuk a_{\min} :

- 1) Jika nilai $a \geq a_{\min}$ leleh, berarti semua tulangan tekan sudah leleh.
- 2) Jika nilai $a < a_{\min}$ leleh, berarti tulangan tekan pada baris paling dalam belum leleh, sehingga nilai tegangan tekan tulangan masih lebih kecil daripada tegangan lelehnya ($f_s' < f_y$).

Untuk keadaan penampang balok beton bertulang tulangan tekan belum leleh, berarti regangan $\epsilon_s < \epsilon_y$.

Nilai a (tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen) :

$$a = \left(\sqrt{p^2 + q} \right) - p \dots\dots\dots (2.4.74)$$

dengan :

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (2.4.75)$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s' \cdot A_s'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots (2.4.76)$$

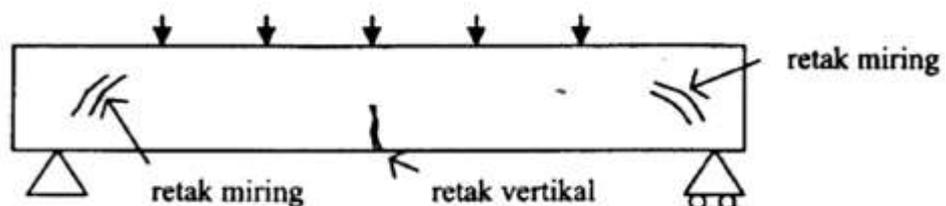
2.4.2.3 Kuat Geser Balok

Karena kekuatan tarik beton jauh lebih kecil dibandingkan kekuatan tekannya, maka desain terhadap geser merupakan hal yang sangat penting dalam struktur beton.

Perilaku balok beton bertulang pada keadaan runtuh karena geser sangat berbeda dengan keruntuhan karena lentur. Balok tersebut langsung hancur tanpa adanya peringatan terlebih dahulu, juga retak diagonalnya jauh lebih lebar dibandingkan dengan retak lentur. Perencana harus merancang panampang yang cukup kuat untuk memikul beban geser luar rencana tanpa mencapai kapasitas gesernya.

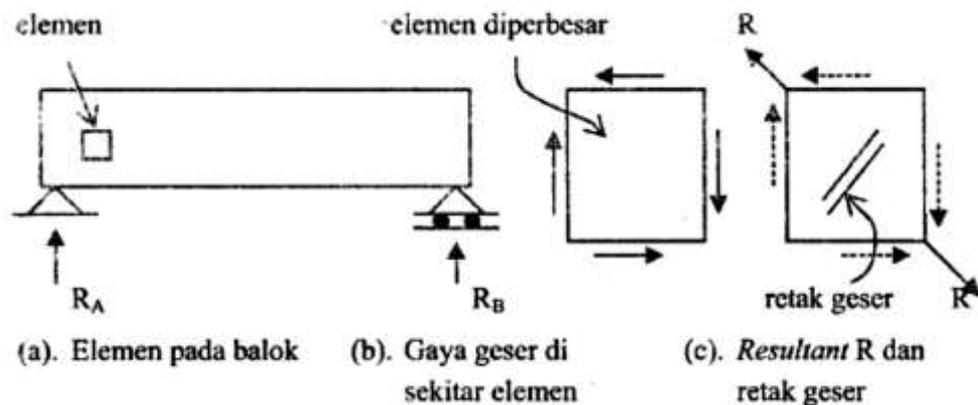
Retakan pada Balok :

Jika ada sebuah balok yang ditumpu secara sederhana (yaitu dengan tumpuan sendi pada ujung yang satu dan tumpuan rol pada ujung lainnya), kemudian di atas balok diberi beban cukup berat, balok tersebut dapat terjadi 2 jenis retakan, yaitu retak yang arahnya vertikal dan retak yang arahnya miring.



Gambar 2.17 Jenis Retakan pada Balok

Retak vertikal terjadi akibat kegagalan balok dalam menahan beban lentur, sehingga biasanya terjadi pada daerah lapangan balok, karena pada daerah ini timbul momen lentur paling besar. Retak miring terjadi akibat kegagalan balok dalam menahan beban geser, sehingga biasanya terjadi pada daerah ujung (dekat tumpuan) balok, karena pada daerah ini timbul gaya geser / gaya lintang paling besar.



Gambar 2.18 Jenis Retakan pada Balok Akibat Gaya Geser

Pada

gambar terjadi keadaan berikut :

1. Gaya geser ke atas pada permukaan bidang kiri dan gaya geser ke kiri pada permukaan bidang atas, membentuk *resultant* R yang arahnya miring ke kiri-atas.
2. Gaya geser ke bawah pada permukaan bidang bawah, juga juga membentuk *resultant* R yang arahnya miring ke kanan - bawah.
3. Kedua *resultant* yang terjadi dari item 1 dan item 2 tersebut sama besarnya, tetapi berlawanan arah dan saling tarik - menarik.
4. Jika elemen balok tidak mampu menahan gaya tarik dari kedua *resultant* R, maka elemen beton akan retak dengan arah miring, membentuk sudut $\alpha = 45^\circ$.

Penulangan geser pada dasarnya mempunyai empat fungsi utama, yaitu:

- a. Memikul sebagian gaya geser luar rencana V_u
- b. Membatasi bertambahnya retak diagonal
- c. Memegang dan mengikat tulangan memanjang pada posisinya sehingga tulangan memanjang ini mempunyai kapasitas yang baik untuk memikul lentur
- d. Memberikan semacam ikatan pada daerah beton yang tertekan apabila sengkang ini berupa sengkang tertutup.

Beberapa rumus yang digunakan sebagai dasar untuk perhitungan tulangan geser / begel balok yang tercantum dalam pasal - pasal **SNI 2847 – 2013**, yaitu sebagai berikut :

- 1) Pasal 11.1.1 **SNI 2847 – 2013**, gaya geser rencana, gaya geser nominal, gaya geser yang ditahan oleh beton dan begel dirumuskan :

$$V_r = \phi.V_n \text{ dan } \phi.V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.4.77)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.4.78)$$

dengan :

V_r : Gaya geser rencana, Kn

V_n : Gaya geser nominal, kN

V_c : Gaya geser yang ditahan oleh beton, kN

V_s : Gaya geser yang ditahan oleh begel, kN

ϕ : Faktor reduksi geser = 0,75

- 2) Pasal 11.1.3.1 **SNI 2847 – 2013**, nilai V_u boleh diambil pada jarak d (menjadi V_{ud}) dari muka kolom, sebagai berikut :

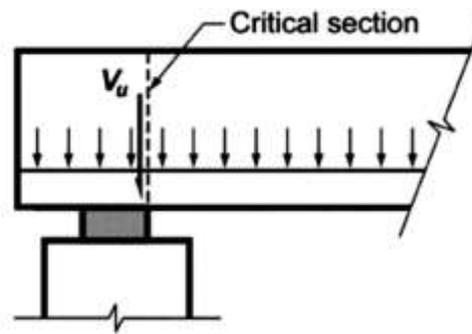
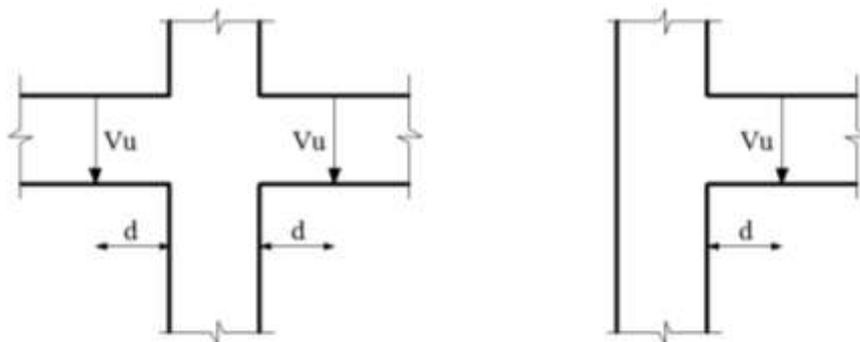


Fig. R11.1.3.1(b)—Location of critical section for shear in a member loaded near bottom.

$$V_{ud} = V_{ut} + \frac{x}{y} \cdot (V_u - V_{ut}) \dots \dots \dots (2.4.79)$$

Gambar 2.19 Lokasi penampang kritis untuk geser pada komponen struktur terbebani di dekat bagian bawah



Gambar 2.20 Kondisi tumpuan tipikal untuk menentukan lokasi gaya geser terfaktor V_u

- 3) Pasal 11.2.1 **SNI 2847 – 2013**, gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dihitung dengan rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.4.80)$$

- 4) Pasal 11.4.7.1 **SNI 2847 – 2013**, gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s) dihitung dengan rumus :

$$V_s = \frac{(V_u - \phi \cdot V_c)}{\phi} \dots\dots\dots (2.4.81)$$

- 5) Pasal 11.4.7.9 **SNI 2847 – 2013**

$$V_s \text{ harus } \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.4.82)$$

Jika V_s ternyata $\geq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, maka ukuran balok diperbesar.

- 6) **SNI 2847 – 2013**, luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan ($A_{v,u}$) dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut :

- a. Pasal 11.4.7.2

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} \dots\dots\dots (2.4.83)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

- b. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.4.84)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

- c. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{75 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} \dots\dots\dots (2.4.85)$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 m

7) Spasi begel (s) dihitung dengan rumus berikut :

$$a. s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}} \dots\dots\dots (2.4.86)$$

b. Pasal 11.4.5.1 untuk $V_s < \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, maka

$$s \leq \frac{d}{2} \text{ dan } s \leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.87)$$

c. Pasal 11.4.5.3 untuk $V_s > \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, maka

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ dan } s \leq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.4.88)$$

dengan :

n : jumlah kaki begel (2, 3 atau 4 kaki)

dp : diameter begel dari tulangan polos, mm

2.4.2.4 Momen puntir (Torsi)

Torsi atau momen puntir adalah momen yang bekerja terhadap sumbu longitudinal balok / elemen struktur. Torsi dapat terjadi karena adanya beban eksentrik yang bekerja pada balok tersebut.

Menurut pasal 13.6.1 **SNI 2847 – 2013**, Pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat berikut :

$$T_u \leq \frac{\phi \cdot \sqrt{f'c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots\dots\dots (2.4.89)$$

Dengan : A_{cp} : Luas penampang brutto

P_{cp} : Keliling penampang brutto

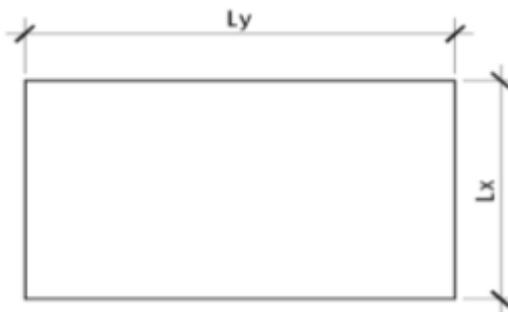
2.4.3 Pelat Lantai

Menurut Asroni (2010:191) Pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut.

Pelat beton bertulang dalam suatu struktur gedung dipakai pada lantai dan atap. Pada pelat yang ditumpu balok pada keempat sisinya, terbagi dua berdasarkan sistem penulangannya, yaitu:

2.4.3.1 Pelat Satu Arah (One Way Slab)

Suatu pelat dikatakan pelat satu arah apabila $\frac{l_y}{l_x} \geq 2$, dimana l_y adalah sisi panjang dan l_x adalah panjang sisi pendek.



Gambar 2.21 Pelat yang Ditumpu pada Keempat Sisinya

2.4.3.2 Pelat dua Arah (Two Way Slab)

A. Penentuan tebal pelat

Syarat tebal pelat minimum menurut SNI-2847-2013 sebagai berikut:

1. Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ ketebalan pelat minimum adalah sebagai berikut ini:
 1. pelat tanpa penebalan : 125 mm
 2. pelat dengan penebalan : 100 mm
2. Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2,0$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2.4.90)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

3. Untuk $\alpha_m \geq 2,0$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi persamaan sebagai berikut ini:

$$h = \frac{\ell_n \left[0,8 - \frac{f_y}{1400} \right]}{36 - 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2.4.91)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Keterangan:

h = tebal pelat minimum (cm).

F_y = tulangan leleh baja tulangan (MPa).

α = rasio kekuatan lentur penampang balok terhadap kuat lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.

α_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel.

β = rasio bentang bersih dalam suatu arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.

ℓ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

4. Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α tidak kurang dari 0,8.

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cp} \cdot I_p} \dots\dots\dots (2.4.92)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

I_p = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

B. Menghitung beban yang bekerja pada pelat (beban mati dan beban hidup).

$$W_u = 1,2W_D + 1,6W_L \quad \dots\dots\dots(2.4.93)$$

Keterangan:

W_u = beban ultimit

W_D = beban mati

W_L = beban hidup

C. Mencari tebal efektif pelat

Untuk menentukan tinggi efektif pelat ditinjau dari dua arah yaitu :

$$\text{Arah X } dx = h - p - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan arah x} \quad \dots\dots\dots(2.4.94)$$

$$\text{Arah Y } dy = h - p - \emptyset x - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan arah y} \quad \dots\dots\dots(2.4.95)$$

D. Mencari Momen

Mencari momen yang bekerja pada arah x dan y, dengan menggunakan table.

		l_y / l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5	
I		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25	
II		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	25	28	31	34	36	37	40	40	40	41	41	41	42	42	42	42	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
		$M_{ty} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
III		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125	
		$M_{ty} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79	79
IVA		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25	
		$M_{ty} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125	
IVB		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125	
VB		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125	
VIA		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	20	20	20	19	19	18	13	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125	
		$M_{ty} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
VIB		$M_{lx} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42	
		$M_{ly} = +0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8	
		$M_{tx} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83	83
		$M_{ty} = -0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot X$	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

Keterangan : = Terletak bebas
 = Terjepit penuh

Gambar 2. 22 Momen Didalam Pelat yang Menumpu pada Keempat Tepinya Akibat Beban Terbagi Rata

Sumber Ali Asroni (2010:267)

E. Mencari nilai koefisien tahanan (k)

$$k = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.4.96)$$

Keterangan:

- K = koefisien tahanan
- M = momen yang ditinjau
- b = lebar per meter pelat
- d = tinggi efektif pelat

F. Mencari luas tulangan (As)

Sebelum menentukan luas tulangan terlebih dahulu meninjau nilai ρ yang didapat. Menghitung tulangan dengan syarat $\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}$.

Jika $\rho < \rho_{min}$, maka menggunakan ρ_{min} maka As yang digunakan As_{min}

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Jika $\rho > \rho_{\text{mak}}$, maka pelat dibuat lebih tebal sehingga dilakukan perhitungan ulang

2.4.4 Kolom

Pada suatu konstruksi bangunan gedung, kolom berfungsi sebagai pendukung beban-beban dari balok dan pelat, untuk diteruskan ke tanah dasar melalui pondasi. Beban dari balok dan pelat ini berupa beban aksial tekan serta momen lentur (akibat kontinuitas konstruksi). Oleh karena itu dapat didefinisikan, kolom ialah suatu struktur yang mendukung beban aksial dengan/tanpa momen lentur. (Asroni, 2010:1)

Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, serta letak/posisi beban aksial pada penampang kolom. Disamping itu juga dapat dibedakan menurut ukuran panjang-pendeknya kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateral.

2.4.4.1 Jenis Kolom

A. Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan

- a. Kolom segi empat, baik berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar, dengan tulangan memanjang dan sengkang.
- b. Kolom bulat dengan tulangan memanjang dan sengkang atau spiral.
- c. Kolom komposit, yaitu kolom yang terdiri atas beton dan profil baja struktural yang berada didalam beton.

B. Jenis Kolom Berdasarkan Letak/Posisi Beban Aksial

Berdasarkan letak beban aksial yang bekerja pada penampang kolom, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu kolom dengan posisi beban sentris dan kolom dengan posisi beban eksentris.

Untuk kolom dengan posisi beban sentris, berarti kolom ini menahan beban aksial tepat pada sumbu kolom. Pada keadaan ini seluruh permukaan penampang beton beserta tulangan kolom menahan beban tekan.

Untuk kolom dengan posisi beban eksentris, berarti beban aksial bekerja diluar sumbu kolom dengan eksentrisitas sebesar e . Beban aksial P dan eksentrisitas e ini akan menimbulkan momen (M) sebesar $M = P \cdot e$. Dengan demikian, kolom yang menahan beban eksentris ini pengaruhnya sama dengan kolom yang menahan beban aksial sentris P serta momen M .

a. Kekuatan Kolom Pendek dengan Beban Sentris

Pada awalnya, beton maupun baja berperilaku elastis. Saat regangannya mencapai sekitar 0,003, beton mencapai kekuatan maksimum f'_c . Secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan f'_c pada beton. Penambahan beban lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi disekitar regangan 0,003.

Dengan demikian kapasitas beban sentris maksimum pada kolom dapat diperoleh dengan menambahkan kontribusi beton, yaitu $(A_g - A_{st}) 0,85 f'_c$ dan kontribusi baja, $A_{st} f_y$. A_g adalah luas bruto total penampang beton, dan A_{st} adalah luas total tulangan baja = $A_s + A'_s$. Yang digunakan dalam perhitungan di sini adalah $0,85 f'_c$, bukan f'_c . Hal ini disebabkan oleh kekuatan maksimum yang dapat dipertahankan pada struktur actual mendekati harga $0,85 f'_c$. Dengan demikian, kapasitas beban sentris maksimum adalah P_o yang dapat dinyatakan sebagai :

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots \dots \dots (2.4.97)$$

Untuk mengurangi perhitungan eksentrisitas minimum yang diperlukan dalam analisis dan desain, perlu adanya reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom berspiral. Dengan menggunakan faktor-faktor ini, kapasitas beban aksial nominal pada kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$P_n(maks) = 0,8 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots \dots \dots (2.4.97)$$

Untuk kolom bersengkang, dan

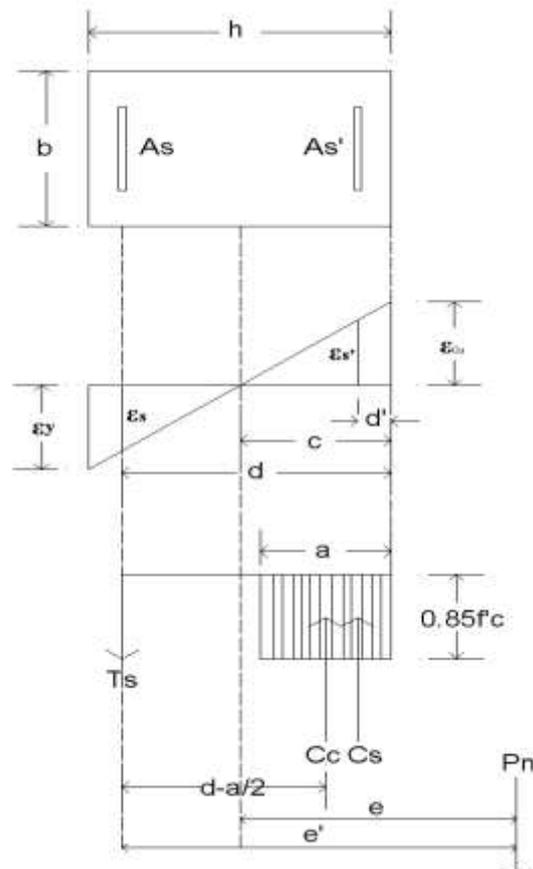
$$P_n(maks) = 0,85 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots \dots \dots (2.4.98)$$

Untuk kolom berspiral.

$$\text{Beban rencana: } P_u \leq \phi P_n \dots \dots \dots (2.4.99)$$

b. Kekuatan Kolom dengan Beban Eksentris : Aksial dan Lentur

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Pada **Gambar 2.14** memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segi empat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan dan gaya padanya.



Gambar 2.23 Tegangan dan gaya-gaya pada kolom

Regangan:

$$\varepsilon_s = 0,003 \frac{d-c}{c}$$

$$\varepsilon_s' = 0,003 \frac{c-d'}{c}$$

Tegangan:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_y$$

Gaya dalam:

$$C_c = 0,85 f_c' c b a$$

$$C_s = A_s' f_s'$$

$$T_s = A_s f_s$$

Eksentrisitas:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots \dots \dots (2.4.100)$$

Gaya tahan aksial P_n dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \dots \dots \dots (2.4.101)$$

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s \dots\dots\dots (2.4.102)$$

Momen tahanan nominal $M_n = P_n e$

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.103)$$

Dimana: $c =$ jarak sumbu netral

$h =$ tinggi balok

$e =$ eksentrisitas beban ke pusat plastis

$e' =$ eksentrisitas beban ke tulangan tarik

$d' =$ selimut efektif tulangan tekan

$M_u =$ Momen berfaktor

$P_u =$ Gaya aksial berfaktor

2.4.4.2 Desain Awal Kolom

Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang lantai atau atap bersebelahan yang ditinjau. Kondisi pembebanan yang memberikan rasio momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau.

Sama halnya dengan balok, pada perencanaan kolom juga digunakan asumsi dasar.

- a. Pasal 10.2.3 **SNI 2847-2013**: Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
- b. Pasal 10.2.4 **SNI 2847-2013**: Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kekuatan leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan tulangan harus diambil sama dengan f_y .

- c. Pasal 10.2.7.1 **SNI 2847-2013**: Tegangan beton sebesar $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejauh $a = \beta_1c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
- d. Pasal 10.3.6 **SNI 2847-2013**: Desain beban aksial ϕP_n dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari $\phi P_{n,max}$,
- e. Pasal 10.3.6.2 **SNI 2847-2013**: Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

$$P_n(maks) = 0,8 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \right] \dots\dots\dots (2.4.104)$$

2.4.4.3 Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom dapat didefinisikan sebagai rasio antara tinggi kolom dengan jari-jari inersia penampang kolom, $\lambda = L/r$. Kelangsingan dapat mengakibatkan tekuk ataupun momen tambahan. suatu kolom disebut kolom pendek apabila memenuhi persyaratan:

- a. Berdasarkan **SNI-2847-2013** Pasal 10.10.1(a) komponen struktur tekan yang tidak di-breising (*braced*) terhadap goyangan menyamping:

$$\frac{klu}{r} \leq 22 \dots\dots\dots (2.4.105)$$

- b. Berdasarkan **SNI-2847-2013** Pasal 10.10.1(b) komponen struktur tekan yang di-breising (*braced*) terhadap goyangan menyamping:

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \dots\dots\dots (2.4.106)$$

- c. Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang berlaku:

$$\frac{k \cdot \lambda_n \cdot k}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots (2.4.107)$$

$$r = \sqrt{I/A} \dots\dots\dots (2.4.108)$$

Dengan:

k = faktor panjang efektif kolom.

L_{nk} = panjang bersih kolom, m.

r = radius girasi atau jari-jari inersia penampang kolom,

$m = 0,3 \cdot h$ (jika kolom berbentuk persegi), m.

M_1 dan M_2 = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, KNm.

I dan A = momen inersia dan luas penampang kolom, m^4 dan m^2

Catatan : jika persyaratan pada persamaan 2.35 atau persamaan 2.36 tidak terpenuhi, maka kolom tersebut termasuk kolom panjang.

2.4.4.4 Ragam Kegagalan Material pada Kolom

Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial pada kondisi *balanced*, maka:

$P_n < P_{nb}$ keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$ keruntuhan *balanced*

$P_n > P_{nb}$ keruntuhan tekan

a. Keruntuhan *balanced* pada kolom:

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad \dots \dots \dots (2.4.109)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \quad \dots \dots \dots (2.4.110)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \quad \dots \dots \dots (2.4.111)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots \dots \dots (2.4.112)$$

$$\text{Dimana } f'_s = 0,003 E_s \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \quad \dots \dots \dots (2.4.113)$$

a. Keruntuhan Tarik pada Kolom Segiempat:

Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan $A'_s = A_s$, maka:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots (2.4.114)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.115)$$

atau

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b \cdot a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.4.116)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots (2.4.117)$

$$P_n = 0,85 f'_c b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s f_y (d - d')}{0,85 f'_c b}} \right] \dots\dots\dots (2.4.118)$$

Dan jika $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$, maka : $\dots\dots\dots (2.4.119)$

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots (2.4.120)$$

b. Keruntuhan Tekan pada Kolom Segiempat

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas e gaya normal harus lebih kecil dari pada *eksentrisitas balanced*

e_b , dan tegangan padatulangan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh,

yaitu $f_s < f_y$.

2.4.4.5 Kuat Geser Kolom

Menurut **SNI-1726-2012**, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka hubungan balok-kolom tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja.

Gaya geser rencana V_e pada kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut ini.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \dots\dots\dots$$

(2.4.121)

dengan: V_e = gaya geser rencana kolom

M_{pr1} = kuat momen lentur 1

M_{pr2} = kuat momen lentur 2

H = tinggi kolom

Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} untuk balok yang merangka pada hubungan balok-kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada persamaan sebagai berikut ini:

$$\phi V_n \geq V_n + V_c \dots\dots\dots (2.4.122)$$

Komponen struktur yang dibebani tekan aksial berlaku persamaan sebagai berikut ini:

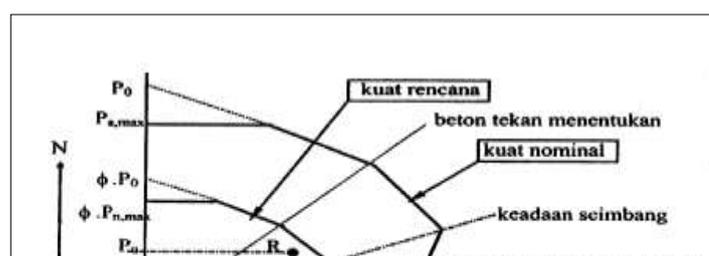
$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) . b_w . d \quad \dots\dots\dots (2.4.123)$$

Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), **SNI-2847-2013** pasal 21.3.5.6 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g.f'_c/10$. Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g.f'_c/10$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c = 0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

2.4.4.6 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang terjadi pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran/dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada/terpasang pada kolom tersebut. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur digambarkan dalam suatu diagram yang disebut diagram interaksi kolom M–N. Manfaat dari diagram interaksi kolom M–N, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan.

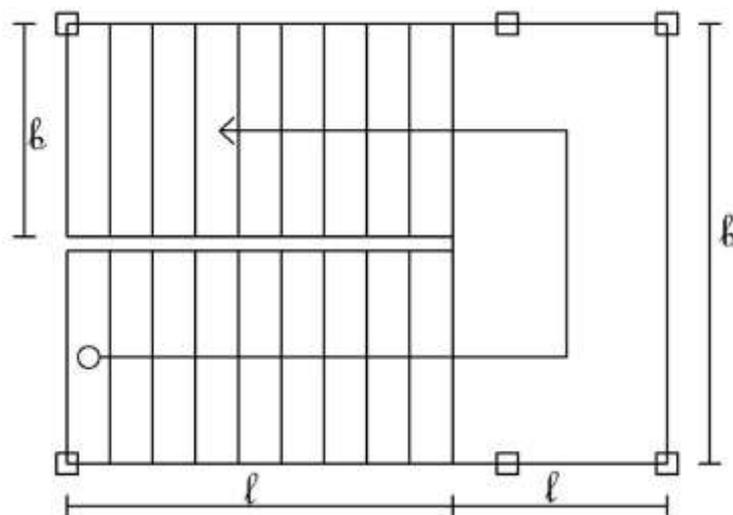
Untuk satu penampang kolom, dapat digambarkan diagram interaksi kolom yang meliputi 3 macam, yaitu: diagram interaksi kolom untuk kuat rencana, diagram interaksi kolom untuk kuat nominal, dan diagram interaksi kolom untuk kuat batas (kapasitas). Untuk keperluan tersebut, nilai P_u dan M_u diplotkan pada sumbu diagram. Kemudian dengan membuat garis horizontal dari beban P_u dan membuat garis vertikal dari momen M_u , maka diperoleh titik potong R. Sebaliknya jika titik R berada di luar diagram interaksi kuat rencana, kolom tersebut tidak mampu beban yang bekerja.



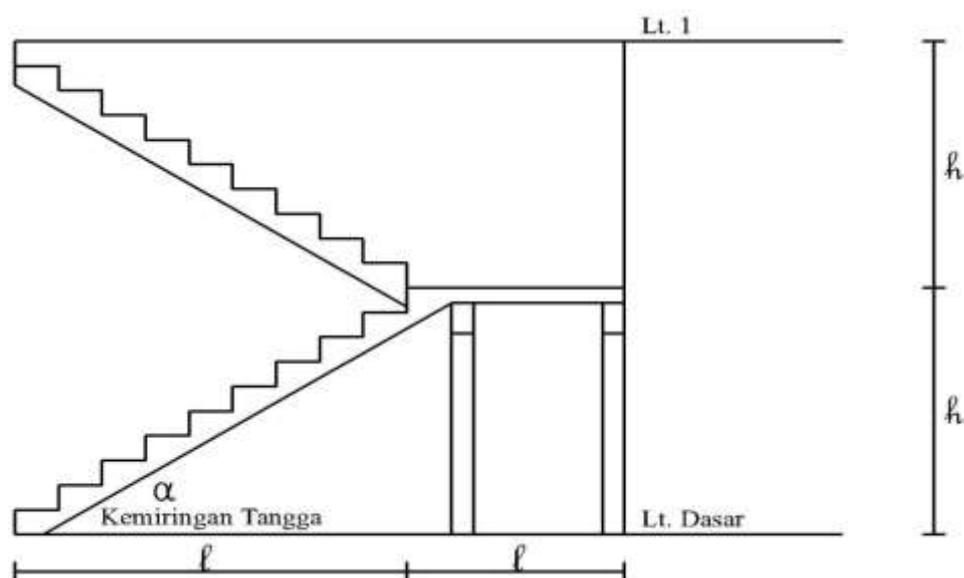
2.4.5 Tangga

Gambar 2.24 Contoh Diagram Interaksi Kolom M-N

Tangga adalah suatu konstruksi yang menghubungkan antara tempat satu ketempat yang lainnya yang mempunyai ketinggian yang berbeda. Tangga terdiri dari anak tangga dan pelat tangga (berdasarkan SNI 03-2847-2002).



Gambar 2.25 Rencana tangga



Gambar 2.26 Tampak samping rencana tangga

1. Bagian-bagian dari tangga meliputi.

a. *Antrede*

Antrede yaitu bagian anak tangga bidang horizontal yang merupakan bidang pijak telapak kaki.

b. *Optrede*

Optrede yaitu bagian anak tangga vertikal yang merupakan selisih tinggi antara dua anak tangga yang berurut.

2. Syarat-syarat umum tangga.

- a. Mudah dilewati.
- b. Kuat dan kaku.
- c. Ukuran tangga harus sesuai dengan sifat dan fungsinya.
- d. Material yang digunakan harus baik.
- e. Letak tangga harus strategis.
- f. Sudut kemiringan tidak lebih dari 45° .

3. Syarat-syarat khusus tangga.

- a. Untuk bangunan rumah tinggal.
 - 1) *Antrede* = 25 cm (minimum).
 - 2) *Optrede* = 20 cm (maksimum).
 - 3) Lebar tangga = 80-100 cm.
- b. Untuk perkantoran dan lain-lain.
 - 1) *Antrede* = 25 cm (minimum).
 - 2) *Optrede* = 17 cm (maksimum).
 - 3) Lebar tangga = 120-200 cm.

4. Syarat *bordes*

$$L_{\text{bordes}} = l_n + (a \text{ s/d } 2a)$$

$a = \textit{antrede}$

$o = \textit{optrede}$

$l_n =$ langkah normal diambil antara 57-65

$$l_n = a + 2 O$$

Syarat ideal tangga = $2O + A$

Lebar tangga dipengaruhi oleh fungsi tangga pada jenis bangunan tertentu. Misalnya lebar tangga untuk gedung bioskop atau pasar swalayan akan berbeda dengan lebar rumah tangga biasa. Lebar tangga dibagi dua yaitu:

- Lebar tangga efektif adalah lebar yang dihitung mulai dari sisi dalam rambat tangan yang satu sampai sisi dalam rambat tangan yang lainnya.
- Lebar tangga total adalah lebar efektif tangga ditambah dua kali tebal rambat tangan (t), ditambah lagi dua kali pijakan (s) diluar rambat tangan. Lebar tangga total = lebar efektif + $2t + 2s$

Keterangan : $t = 4 - 6 \text{ cm}$ dan $s = 5 - 10 \text{ cm}$

Tabel 2. 6 Ukuran Lebar Tangga Ideal

No	Digunakan untuk	Lebar efektif (cm)	Lebar total
1	1 Orang	± 65	± 85
2	1 Orang + anak	± 100	± 120
3	1 Orang + bagasi	± 85	± 105
4	2 Orang	120 - 130	140 - 150
5	3 Orang	180 - 190	200 - 210
6	>3 Orang	>190	>210

- Sudut kemiringan. Maximum = 45° .

$$\alpha = \text{ArcTan} \frac{\textit{TinggiOptride}}{\textit{LebarAntride}}$$

- Tinggi bebas diatas anak tangga 2,00 m.

5. Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan tangga:

a. Menentukan ukuran *antrede* dan *optrede* setelah diketahui tinggi ruangan yang akan dibuatkan tangga.

b. Menentukan jumlah *antrede* dan *optrede*.

$$\text{Jumlah (Optrede)} = \text{Tinggi bordes} / \text{Tinggi (Optrede)}$$

$$\text{Jumlah (Antride)} = \text{Jumlah (Optrede)} - 1$$

c. Menentukan panjang tangga.

$$\text{Panjang tangga} = \text{Jumlah (Antride)} \times \text{Lebar (Antride)}$$

d. Menghitung pembebanan tangga:

1) Beban mati, q_D

a) Berat sendiri tangga

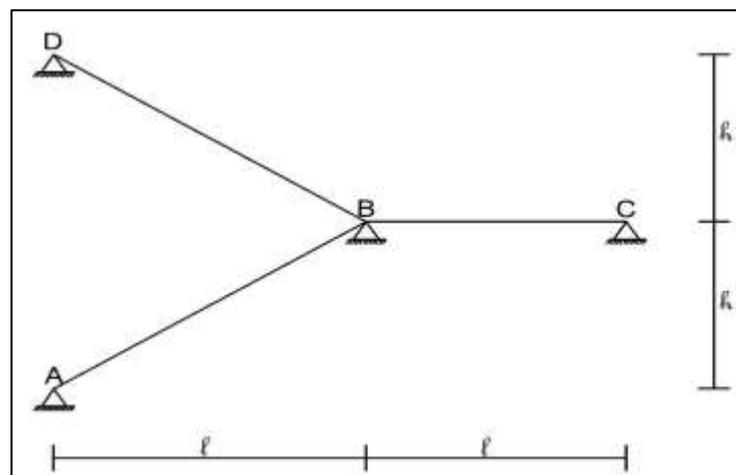
b) Berat sendiri *bordes*

c) Berat spesi dan ubin

d) Beban sandaran

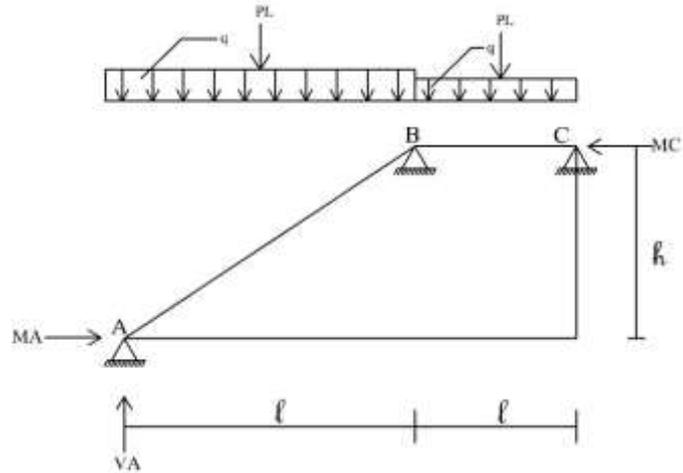
2) Beban hidup, q_L

3) Beban berfaktor, q_U



$$q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

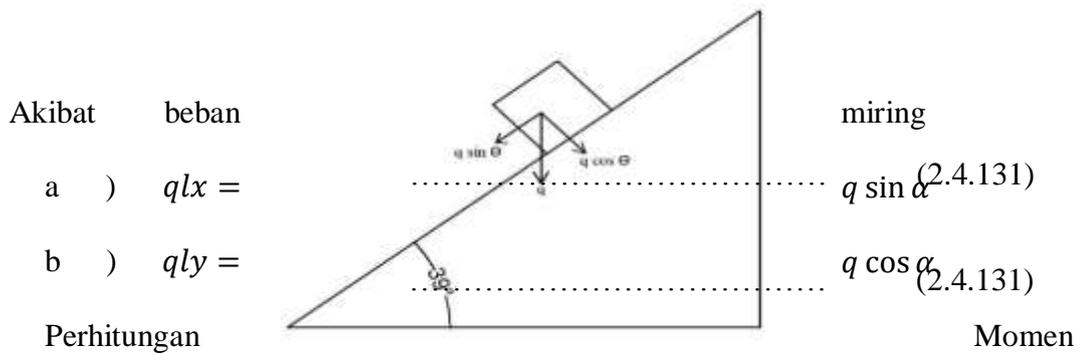
Gambar 2. 27 Perletakan sendi tangga



e. Kontrol terhadap tegangan:

Gambar 2.29 Akibat Beban Miring

Gambar 2.28 Beban hidup yang bekerja pada tangga



maksimum akibat beban mati menggunakan rumus persamaan tiga momen :

Bentang ABC

$$MA \left(\frac{L_1}{I_1} \right) + 2MB \left(\frac{L_1}{I_1} + \frac{L_2}{I_2} \right) + MC \left(\frac{L_2}{I_2} \right) = -6 \frac{\alpha_1(A_1+A'_1)}{IL_1} - 6 \frac{(A'_2+A_2)\alpha_2}{IL_2} \quad (2.4.9)$$

a) Momen Primer

$$M_1 = \frac{1}{8} \times qU \times L^2 \quad (2.4.131)$$

b) Gaya dalam

Reaksi akibat beban

$$V = \frac{1}{2} \times q \times l \quad (2.4.134)$$

Reaksi akibat momen ujung

$$V = \frac{MAB - MBA}{L} \quad (2.4.135)$$

$$M \text{ maks} = M_{\text{primer}} + (1/8qU.L^2) - (1/2V.L) \quad (2.4.136)$$



Gambar 2.30 Penulangan tangga

f. Merencanakan tulangan (SNI 03-2847-2013)

- 1) Menentukan momen yang bekerja.
- 2) Mencari tulangan yang diperlukan.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.4.137)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.4.138)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \dots\dots\dots (2.4.139)$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \dots\dots\dots (2.4.140)$$

2.5 Perencanaan Desain Struktur Bawah

Struktur bawah dari suatu bangunan adalah fondasi. Fondasi berperan penting dalam menopang suatu bangunan karena merupakan komponen struktur bawah yang berfungsi untuk meneruskan gaya dari segala arah bangunan di atasnya ke tanah. Pembangunan fondasi harus dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat pondasi itu sendiri, beban-beban berguna, dan gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa, dan lain-lain.

2.5.1 Jenis Fondasi

Berdasarkan letak lapisan tanah keras, fondasi ada 2 macam, yaitu :

1. Fondasi dangkal (*Shallow footing*) adalah fondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya dekat dengan permukaan tanah. Seperti fondasi setempat, fondasi pelat dan fondasi menerus.
2. Fondasi dalam (*Deep footing*) adalah fondasi yang berada pada lapisan tanah keras yang letaknya jauh dengan permukaan tanah. Seperti fondasi sumuran, fondasi tiang pancang, dan fondasi bored pile.

Dalam pemilihan jenis fondasi yang didasarkan pada daya dukung tanah, ada beberapa hal perlu diperhatikan, yaitu:

- a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah, maka fondasi yang dipilih sebaiknya jenis fondasi dangkal (fondasi setempat, fondasi menerus, fondasi pelat).
- b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang minipile dan fondasi sumuran atau fondasi bored pile.
- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter atau lebih di bawah permukaan tanah maka jenis fondasi yang biasanya dipakai adalah fondasi tiang pancang

2.5.1.1 Perencanaan Fondasi Telapak

Peraturan untuk perencanaan fondasi telapak tercantum pada pasal 11.11 dan pasal 15 **SNI 2847 – 2013**. Perencanaan fondasi harus mencakup segala aspek agar terjamin keamanannya sesuai dengan persyaratan yang berlaku, misalnya : penentuan dimensi telapak fondasi, tebal fondasi dan jumlah/jarak tulangan yang harus dipasang pada fondasi.

Secara garis besar, perencanaan fondasi yang lengkap harus memenuhi kriteria berikut :

- a. Menentukan daya dukung tanah

Dimensi dan kedalaman fondasi sangat tergantung dari daya dukung tanah tersebut. Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah tersebut untuk memikul beban di atasnya yang dinyatakan satuan tegangan ($\sigma_{ultimit}$ atau $\bar{\sigma}$).

Sebelum menentukan daya dukung tanah, perlu diketahui dahulu bahwa ketahanan tanah dalam menerima beban adalah karena kuat geser (*shear strength*).

Untuk menentukan kuat geser tanah ditentukan berdasarkan rumus

Mohr-Coulomb :

$$T = C + \sigma \operatorname{tg} \emptyset \dots \dots \dots (2.5.1)$$

Dengan :

T : Kuat geser tanah

C : Kohesi

σ : Tegangan normal

\emptyset : Sudut gesek dalam

Untuk menentukan daya dukung tanah dasar dengan menggunakan data pengujian laboratorium ditentukan berdasarkan rumus :

1. Analisis Daya Dukung *Terzaghi*

$$\sigma_{ultimit} = Sc \cdot C \cdot Nc + q \cdot Nq + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N\gamma \cdot S\gamma \dots \dots \dots (2.5.2)$$

Dengan :

q : Df. γ

γ : Berat satuan tanah

Df : Kedalam tanah

B : Lebar pelat fondasi

$Nc, Nq, N\gamma$: Faktor daya dukung, tergantung pada nilai \emptyset digrafik

Tabel 2. 7 Nilai-nilai factor daya ukung Terzaghi

Tabel : Nilai-nilai faktor kapasitas daya dukung Terzaghi (1943)

ϕ	Keruntuhan geser uum			Keruntuhan geser lokal		
	Nc	Nq	N γ	Nc'	Nq'	N γ '
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Tabel 2. 8 Daftar ukuran Sc dan S γ

NO.	TYPE	Sc	S γ
1.	Persegi	1,3	0,8
2.	Persegi panjang	1,0	1,0
3.	Lingkaran	1,3	0,6

2. Analisis Daya Dukung Meyerhof

Analisis kapasitas dukung Meyerhof (1995) menganggap sudut baji β (sudut Antara bidang AD dan BD terhadap arah horizontal) tidak sama dengan ϕ , tapi $\beta > \phi$. Akibatnya, bentuk baji lebih memanjang kebawah bila di bandingkan dengan analisis Terzaghi. Zona keruntuhan berkembang dari dasar fondasi, ke atas sampai mencapai permukaan tanah (**Gambar 2. 29**). Jadi, tahanan geser tanah di atas dasar fondasi diperhitungkan. Karena $\beta > \phi$, nilai factor-faktor kapasitas dukung Meyerhof lebih rendah dari pada yang disarankan oleh Terzaghi. Namun karena Meyerhof mempertimbangkan factor pengaruh kedalaman fondasi, kapasitas dukungnya menjadi lebih besar.

Meyerhof (1963) menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk fondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas fondasinya, sebagai berikut :

Beban vertikal:

$$q_{ultimit} = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot p^\circ \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 B' \gamma \cdot N_\gamma$$

..... (2.5.3)

dengan,

q_u = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

$N_c N_q N_\gamma$ = factor kapasitas dukung untuk fondasi memanjang

$s_c s_q s_\gamma$ = factor bentuk fondasi

$d_c d_q d_\gamma$ = factor kedalaman fondasi

$i_c i_q i_\gamma$ = factor kemiringan beban

B' = $B - 2e$ = lebar fondasi efektif (m)

$P_o = D_f \gamma =$ tekanan overburden pada dasar fondasi (kN/m^2)

$D_f =$ kedalaman fondasi (m)

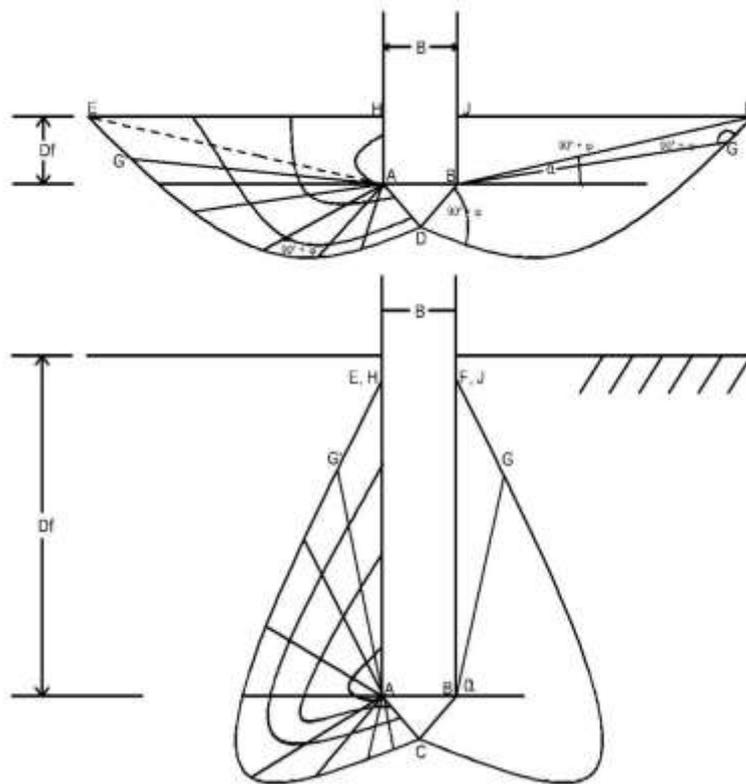
$\gamma =$ berat volume tanah (kN/m^3)

Faktor-faktor kapasitas dukung yang diusulkan oleh Meyerhof (1963), adalah :

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg } \phi \dots\dots\dots (2.5.4)$$

$$N_q = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) e^{(\pi \text{tg } \phi)} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1,4\phi) \dots\dots\dots (2.5.6)$$



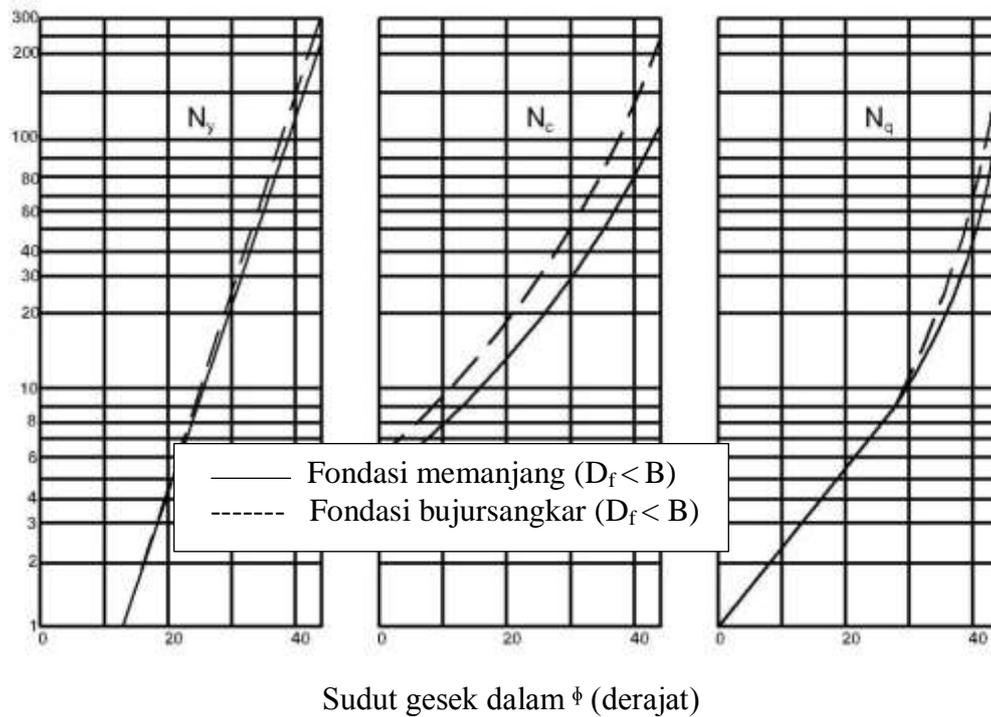
Gambar 2.31 Keruntuhan kapasitas daya dukung analisis Meyerhof

Nilai-nilai faktor kapasitas dukung meyerhof untuk dasar fondasi kasar yang berbentuk memanjang dan bujursangkar ditunjukkan dalam **Gambar 2. 30**. Sedang tabel 2.8 menunjukkan nilai-nilai faktor-faktor kapasitas dukung tanah untuk fondasi memanjang dari usulan-usulan Meyerhof (1963), dan sekaligus

peneliti-peneliti yang lain, seperti : Brinch Hensen (1961), dan Vesic (1973), nilai-nilai faktor kapasitas dukung fondasi bujursangkar lebih besar dari pada fondasi memanjang.

$\phi = 0$; $N_\gamma=0$, $N_c=5,14$, $N_q=1$ (Untuk fondasi memanjang)

$N_\gamma=0$, $N_c=6,16$, $N_q=1$ (Untuk fondasi bujursangkar)



Gambar 2.32 Keruntuhan kapasitas daya dukung analisis *Meyerhof*

Tabel 2. 9 Faktor-faktor daya dukung Meyerhof (1963), Hensen (1961) dan Vesic (1973)

ϵ (°)	Meyerhof (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)	
	Nc	Nq	Ny	Nc	Nq	Ny	Nc	Nq
0	5,14	1,00	0	5,14	1,00	0	5,14	1,00
1	5,38	1,09	0	5,38	1,09	0	5,38	1,09
2	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20	0,01	5,63	1,20
3	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31	0,02	5,90	1,31
4	6,19	1,43	0,04	6,19	1,43	0,05	6,19	1,43
5	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57	0,07	6,49	1,57
6	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72	0,11	6,81	1,72
7	7,16	1,88	0,15	7,16	1,88	0,16	7,16	1,88
8	7,53	2,06	0,21	7,53	2,06	0,22	7,53	2,06
9	7,92	2,25	0,28	7,92	2,25	0,30	7,92	2,25
10	8,34	2,47	0,37	8,34	2,47	0,39	8,34	2,47
11	8,80	2,71	0,47	8,80	2,71	0,50	8,80	2,71
12	9,28	2,97	0,60	9,28	2,97	0,63	9,28	2,97
13	9,81	3,26	0,74	9,81	3,26	0,78	9,81	3,26
14	10,37	3,59	0,92	10,37	3,59	0,97	10,37	3,59
15	10,98	3,94	1,13	10,98	3,94	1,18	10,98	3,94
16	11,63	4,34	1,37	11,63	4,34	1,43	11,63	4,34
17	12,34	4,77	1,66	12,34	4,77	1,73	12,34	4,77
18	13,10	5,26	2,00	13,10	5,26	2,08	13,10	5,26
19	13,93	5,80	2,40	13,93	5,80	2,48	13,93	5,80
20	14,83	6,40	2,87	14,83	6,40	2,95	14,83	6,40
21	15,81	7,07	3,42	15,81	7,07	3,50	15,81	7,07
22	16,88	7,82	4,07	16,88	7,82	4,13	16,88	7,82
23	18,05	8,66	4,82	18,05	8,66	4,88	18,05	8,66
24	19,32	9,60	5,72	19,32	9,60	5,75	19,32	9,60
25	20,72	10,66	6,77	20,72	10,66	6,76	20,72	10,66

Tabel 2. 10 Faktor bentuk fondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
S_c	$1 + 0,2 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$S_q = S_y$	$1 + 0,1 (B/L) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$ 1	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2. 11 Faktor kedalaman fondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,2 (D/B) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ

$d_q = d_y$		
-------------	--	--

Tabel 2. 12 Faktor-faktor kemiringan beban (Meyerhof, 1963)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
$i_q = i_y$	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Untuk sembarang φ
i_y	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{\varphi}\right)^2$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$ Untuk $\varphi = 0$

Meyerhof mengamati bahwa sudut gesek dalam (φ) dari hasil uji laboratorium pada kondisi plane strain pada tanah granuler kira-kira 10% lebih besar dari pada nilai φ dari uji traksial. Oleh karena itu, fondasi empat persegi panjang yang terletak pada tanah granuler, seperti pasir dan kerikil, Meyerhof menyarankan penggunaan koreksi sudut gesek dalam :

dengan,

$$\varphi_{ps} = (1,1 - 0,1 B/L)\varphi_{tr}$$

dengan,

φ_{ps} = sudut gesek dalam kondisi plane strain yang digunakan untuk menentukan

factor kapasitas

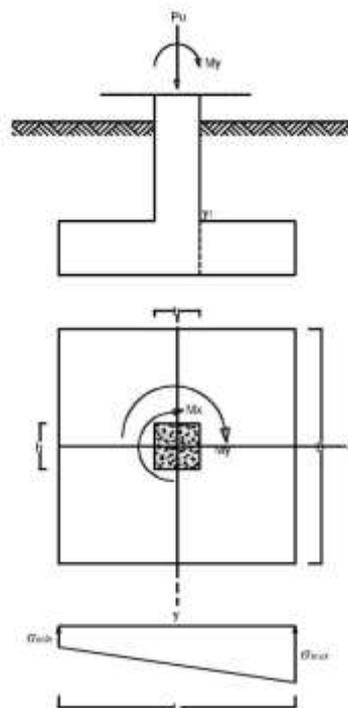
dukung

φ_{tr} = sudut gesek

dalam tanah dari uji

traksial

kompresi.



Gambar 2.33 Diagram
Fondasi Telapak

$$\text{Maka, } \bar{\sigma} = \frac{1}{n} \cdot \sigma_{ultimit} \dots\dots\dots (2.5.3)$$

Dengan :

$\bar{\sigma}$: Daya dukung ijin tanah

n : Faktor keamanan = 2 atau 3

$\sigma_{ultimit}$: Daya dukung tanah ultimit

b. Menentukan ukuran fondasi

Ukuran fondasi ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$\sigma = \frac{P_{u,k}}{B.L} \pm \frac{M_{u,x}}{1/12 \cdot L.B^3} \pm \frac{M_{u,y}}{1/12 \cdot B.L^3} \pm q \leq \bar{\sigma}_t \dots\dots\dots (2.5.4)$$

$$q = (h_f \cdot \gamma_c) + (h_t \cdot \gamma_t) \dots\dots\dots (2.5.5)$$

dengan :

σ : Tegangan yang terjadi pada dasar fondasi, kPa atau
kN/m²

$\bar{\sigma}_t$: Daya dukung tanah, kPa atau kN/m²

$P_{u,k}$: Beban aksial terfaktor pada kolom, kN

B dan L : Ukuran lebar dan panjang fondasi, m

- $M_{u,x}$ dan $M_{u,y}$: Momen terfaktor kolom searah sumbu x dan sumbu y, kNm
- q : Beban terbagi rata akibat berat sendiri fondasi ditambah berat tanah di atas fondasi, kN/m²
- h_f : Tebal fondasi ≥ 150 mm
(Pasal 15.7 SNI 2847 - 2013)
- h_t : Tebal tanah diatas fondasi, m
- γ_c dan γ_t : berat per volume dari beton dan tanah, kN/m³

Setelah B dan L ditetapkan, kemudian dihitung nilai tegangan maksimal dan minimal yang terjadi pada tanah dasar dengan rumus :

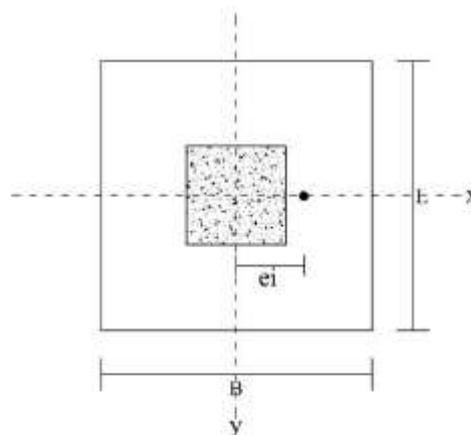
$$W_y = \frac{1}{12} B \cdot L^2 \dots\dots\dots (2.5.6)$$

$$W_x = \frac{1}{12} L \cdot B^2 \dots\dots\dots (2.5.7)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P_u}{B \cdot L} + \frac{M_{u,x}}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} + \frac{M_{u,y}}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2} + q \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.5.8)$$

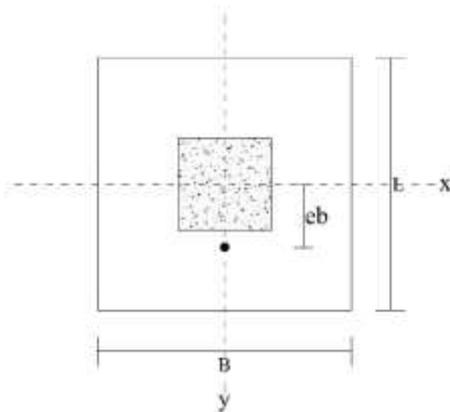
$$\sigma_{\min} = \frac{P_u}{B \cdot L} - \frac{M_{u,x}}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot B^2} - \frac{M_{u,y}}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2} + q \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.5.9)$$

≥ 0



Gambar 2.34 Penampang Pondasi ke e

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{\sum P}{A} \pm \frac{P \cdot eb \cdot x}{Ix} \pm \frac{P \cdot ei \cdot y}{Iy} \\
 &= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb \cdot x}{\frac{1}{12} \cdot B^3 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei \cdot y}{\frac{1}{12} \cdot L^3 \cdot B} \\
 &= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot B\right)}{\frac{1}{12} \cdot B^3 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L\right)}{\frac{1}{12} \cdot L^3 \cdot B} \\
 &= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb}{\frac{2}{1} \cdot \frac{1}{12} \cdot B^2 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei}{\frac{2}{1} \cdot \frac{1}{12} \cdot L^2 \cdot B} \\
 &= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot 0}{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei}{\frac{1}{6} \cdot L^2 \cdot B}
 \end{aligned}$$

**Gambar 2.35** Penampang Pondasi ke e

$$\begin{aligned}
\sigma &= \frac{\sum P}{A} \pm \frac{P \cdot eb \cdot x}{I_x} \pm \frac{P \cdot ei \cdot y}{I_y} \\
&= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb \cdot x}{\frac{1}{12} \cdot B^3 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei \cdot y}{\frac{1}{12} \cdot L^3 \cdot B} \\
&= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot B\right)}{\frac{1}{12} \cdot B^3 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot L\right)}{\frac{1}{12} \cdot L^3 \cdot B} \\
&= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb}{\frac{2}{1} \cdot \frac{1}{12} \cdot B^2 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei}{\frac{2}{1} \cdot \frac{1}{12} \cdot L^2 \cdot B} \\
&= \frac{\sum P}{B \cdot L} \pm \frac{P \cdot eb}{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot L} \pm \frac{P \cdot ei}{\frac{1}{6} \cdot L^2 \cdot B}
\end{aligned}$$

c. Mengontrol kuat geser 1 arah

Kuat geser 1 arah dikontrol dengan cara sebagai berikut :

1. Dihitung gaya geser yang dapat ditahan oleh beton (V_c), (Pasal 11.2.1.1)

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot B \cdot d \dots\dots\dots (2.5.10)$$

dan $\sqrt{f'_c}$ harus $\leq \frac{25}{3}$ MPa (Pasal 11.1.2)

2. Dikontrol : V_u harus $\leq \phi \cdot V_c$ dengan $\phi = 0,75$ (2.5.11)

d. Mengontrol kuat geser 2 arah

Kuat geser 2 arah (geser pons) dikontrol dengan cara sebagai berikut :

1. Dihitung gaya geser pons terfaktor (V_u)

$$V_u = \{B.L - (b + d)(h + d)\} \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \right) \dots\dots\dots (2.5.12)$$

2. Dihitung gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dengan memilih yang terkecil dari nilai V_c berikut (Pasal 11.11.2.1)

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \dots\dots\dots (2.5.13)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \dots\dots\dots (2.5.14)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (2.5.15)$$

Dengan :

β_c : Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom, daerah beban terpusat, atau daerah reaksi.

b_o : keliling dari penampang kritis pada fondasi.
 $= 2 \cdot \{(b + d) + (h + d)\}$, dalam mm

α_s : Suatu konstanta yang digunakan untuk menghitung V_c , yang nilainya bergantung pada letak fondasi.

40 untuk fondasi kolom dalam

30 untuk fondasi kolom tepi

20 untuk fondasi kolom sudut

3. Dikontrol : V_u harus $\leq \phi \cdot V_c$ dengan $\phi = 0,75$
 (2.5.18)

- e. Mengitung tulangan fondasi

Dalam praktik di lapangan, biasanya fondasi dicor langsung di atas tanah, jadi selalu berhubungan dengan tanah. Menurut pasal 7.7.1 SNI 2847 – 2013, selimut beton yang selalu berhubungan dengan tanah diambil minimal 75 mm.

Pada fondasi telapak bujur sangkar, cukup dihitung tulangan satu arah saja, dan untuk arah lainnya dibuat sama dengan arah pertama. Perhitungan tulangan sebaiknya dilaksanakan pada tulangan yang menempel di atas, yaitu dengan nilai $d_s = 75 + D + D/2$. Pada fondasi telapak persegi panjang, perhitungan tulangan dilaksanakan seperti berikut :

1. Hitungan tulangan sejajar sisi panjang, dilaksanakan dengan urutan :

a) Dihitung faktor momen pikul K dan K_{\max}

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.5.16)$$

Dengan, $b = 1000$ mm, $\phi = 0,80$

$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f'c}{(600 + f_y)^2} \dots\dots\dots (2.5.17)$$

Syarat : K harus $\leq K_{\max}$

b) Dihitung tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (a)

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f'c}} \right) \cdot d \dots\dots\dots (2.5.18)$$

Dihitung $A_{s,u}$ dengan rumus :

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{f_y} \text{ , dengan } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Jika } f'c \leq 31,36 \text{ MPa maka } A_{s,u} \geq \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.19)$$

(Pasal 10.5.1)

Jika $f'c \geq 31,36MPa$ maka $A_{s,u} \geq \frac{\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{4 \cdot f_y}$ (2.5.20)

(Pasal 12.5.1)

c) Dihitung jarak tulangan (s)

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,u}} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.5.21)$$

Pasal 10.5.4 : $s \leq 3 \cdot h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (2.5.22)

d) Digunakan tulangan $D_x - s$,

Luasnya $A_s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s}$ (2.5.23)

2. Hitungan tulangan sejajar sisi pendek, dilaksanakan dengan urutan :

a) Diambil nilai tegangan tanah maksimal (σ_{\max})

b) Dihitung momen pada fondasi (M_u)

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\max} \cdot x^2 \dots\dots\dots (2.5.24)$$

Dihitung nilai K, a, $A_{s,u}$

c) Untuk jalur pusat selebar B :

1) Dihitung : $A_{s,pusat} = \frac{2 \cdot B \cdot A_{s,u}}{L + B}$ (2.5.25)

2) Dihitung jarak tulangan (s) :

$$s = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,pusat}} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \dots\dots\dots$$

(2.5.26)

Pasal 10.5.4 : $s \leq 3 \cdot h$ dan $s \leq 450 \text{ mm}$ (2.5.27)

3) Digunakan tulangan $D_x - s$

$$\text{Luasnya } A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S \dots\dots\dots (2.5.28)$$

d) Untuk jalur tepi selebar $(L - B) / 2$:

2) Dihitung $A_{s,tepi} = A_{s,u} - A_{s,pusat} \dots\dots\dots (2.5.29)$

3) Dihitung jarak tulangan (s')

$$s' = \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi \cdot D^2 \cdot S}{A_{s,pusat}} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.5.30)$$

4) Digunakan tulangan $D_x - s'$

$$\text{Luasnya } A_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi \cdot D^2 \cdot S}{s'} \dots\dots\dots (2.5.31)$$

e) Mengontrol kuat dukung fondasi

$$P_u \leq \overline{P}_u$$

$$\overline{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot A_1, \text{ dengan } \phi = 0,7 \dots\dots\dots (2.5.32)$$

Dengan :

P_u : Gaya aksial terfaktor (pada kolom), N

\overline{P}_u : Kuat dukung fondasi yang dibebani, N

$f'c$: Mutu beton yang disyaratkan, MPa

A_s : Luas daerah yang dibebani, mm^2