BAB II

LANDASAN TEORI

2.1.Konesp Perencanaan Gedung

Suatu struktur bangunan bertingkat tinggi harus dapat memikul beban – beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi meliputi beban mati dan beban hidup yang membebani struktur, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Kekuatan semua penampang komponen struktur dari gedung harus direncanakan sesuai dengan kriteria dasar di atas. Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor. Kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi.(**SNI 03 - 2847 - 2002)**.

Perencanaan beban untuk rumah dan gedung diharuskan memperhatikan penggunaan beban – beban yang diizinkan dalam perencanaan tersebut, seperti beban – beban hidup untuk atap miring, gedung parkir bertingkat dan landasan helikopter yang dimuat praktis sudah mencakup semua jenis pesawat yang biasa dioperasikan. Termasuk juga reduksi beban hidup untuk perencanaan balok induk dan portal serta peninjauan gempa yang pemakaiannya *optional* bukan keharusan,

terlebih bila reduksi tersebut membahayakan konstruksi atau unsur konstruksi yang ditinjau. **(Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, 1987).**

2.2.Beton Bertulang

SNI 03-2847-2002 Pasal 3.13 mendefinisikan beton bertulang sebagai 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. Beton bertulang terbuat dari gabungan antara beton dan tulangan baja. Oleh karena itu, beton bertulang memiliki sifat yang sama seperti bahan-bahan penyusunya yaitu sangat kuat terhadap beban tekan dan beban tarik.

Untuk meningkatkan kekuatan lekatan antara tulangan dengan beton di sekelilingnya telah dikembangkan jenis tulangan uliran pada permukaan tulangan, yang selanjutnya disebut sebagai baja tulangan *deform* atau ulir. Mengacu **SII 0136-80**, Dipohusodo menyebutkan pengelompokan baja tulangan untuk beton bertulang sebagaimana ditunjukan pada tabel berikut :

Tabel 2.1. Jenis dan Kelas Baja Tulangan Menurut SII 0136-80

Jenis	Kelas	Simbol	Batas Ulur Maksimum (MPa)	Kuat Tarik Minimum (MPa)
Polos	1	BJTP-24	235	382
	2	BJTP-30	294	480
Ulir	1	BJTD-24	235	382
	2	BJTD-30	294	480
	3	BJTD-35	343	490
	4	BJTD-40	392	559
	5	BJTD-50	490	610

Berdasarkan **SNI 03-2847-2013**, untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka di sebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Tabel 2.2. Batasan Tebal Selimut Beton

Kondisi Struktur	Tebal Selimut
a) Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	70
b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca :	
- Batang D-19 hingga D-56	50
- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	40
c) Beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah :	
Pelat dinding, pelat berusuk :	
- Batang D-44 dan D-56	40
- Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
Balok, kolom :	
- Tulangan utama, pengikat, sengkang, lilitan spiral	40
Komponen struktur cangkang, pelat melipat :	
- Batang D-19 dan yang lebih besar	20
- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	15

2.3.Jenis Pembebanan

Dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat, digunakan struktur yang mempu mendukung berat sendiri, gaya angin, beban hidup maupun beban khusus yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Adapun pembeban yang dihitung adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (DL)

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 2.3. Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Material Gedung	**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	**Kg/m^2**
Adukan, per cm tebal	
- Dari semen	21
- Dari kapur, semen merah atau tras	17
Aspal, termasuk bhan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14
Dinding pasangan bata merah	450
- Satu bata	250
	200

- Setengah bata	120
Dinding pasangan batako	300
Berlubang :	200
- Tebal dinding 20 cm (HB 20)	
- Tebal dinding 10 cm (HB 10)	
Tanpa Lubang :	11
- Tebal dinding 15 cm	10
- Tebal dinding 10 cm	
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari :	40 7
- Semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	50
- Kaca, dengan tebal 3 – 5 mm	40 10
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m^2	24
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	11
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	
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	

2. Beban Hidup (LL)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban–beban pada lantai yang berasal dari barang–barang yang dapat berpindah, mesin–mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat

diganti selama masa hidup 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. 2.4 Beban Hidup pada Lantai Gedung

Beban Hidup	**Berat (kg/m^2)**
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, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250
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 dengen 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 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	800
- Untuk lantai tingkat lainnya	400

m. Balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300

3. Beban Angin (W)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja paa gedung atau bagian yang disebabkan oleh selisih tekanan udara.

Bedasarkan **PPURG 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 km/m^2
3. Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar, tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus :

$$p = \frac{v^2}{16}(kg/m^2) \qquad \text{.....(2.1.1)}$$

Dimana v adalah kecepatan angin (m/detik).

Sedangkan koefisien angin untuk gedung tertutup :

a. Dinding vertikal

- Di pihak angin ..... + 0,9
- Di belakang angin ..... - 0,40

b. Atap segitiga dengan sudut kemiringan α

- Dipihak angin : $\alpha < 65°$ ……..0,02α–0,4

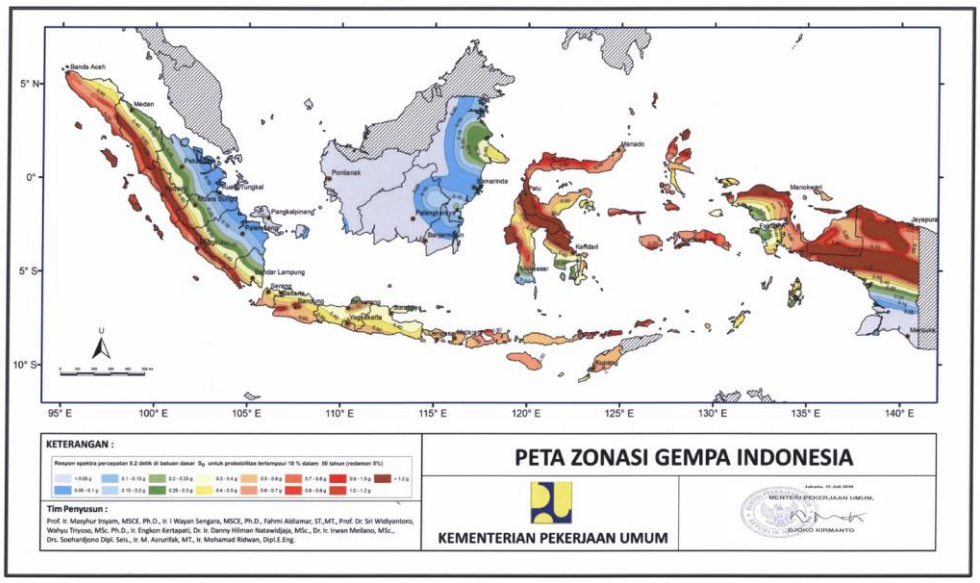
  $65° < \alpha < 90°$ ……+ 0,90

- Dibelakang angin, untuk semua α …….…….. - 0,40

4. Beban Gempa (E)

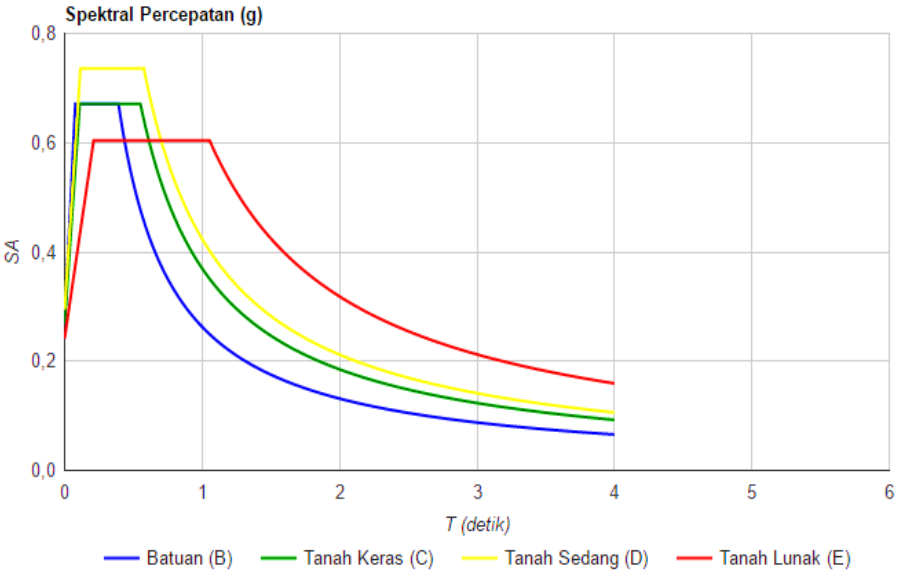
Beban gempa adalah semua beban statik ekivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal ini pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisis dinamik, maka diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu. (Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI – 1.3.53.1987).

Secara umum dalam peraturan **SNI-1726-2012** proses garis besarnya masih sama, namun zonasi gempanya sudah lebih detail (halus) dibandingkan peraturan **SNI-1726-2002**. Tiap Kota atau tempat di Indonesia akan memiliki grafik *spectrum respons* masing-masing, tidak hanya terbatas pada 6 Wilayah Gempa seperti sebelumnya.



Gambar 2.1. Peta Zonasi Gempa Indonesia

Untuk mengetahui grafik spektrum respons gempa menggunakan program grafik gempa yang tersedia pada website resmi :



Gambar 2.2. Grafik Spektrum Respons Gempa Kota Tasikmalaya

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

Prosedur analisis dan desain sismik yang digunakan dalam perencanaan struktur bangunan gedung dan komponennya harus seperti yang ditetapkan dalam pasal 7 **SNI-1726-2012**. Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horizontal struktur bangunan gedung. Kecukupan system struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen elemen struktur tersebut harus ditentukan. Prosedur alternatif yang disetujui tidak boleh dipakai untuk menentukan gaya gempa dan distribusinya kecuali bila gaya-gaya dalam dan deformasi yang terkait pada komponen/elemen strukturnya ditentukan menggunakan model yang konsisten dengan prosedur yang diadopsi.

SNI 03-1726-2012 menentukan bahwa analisis beban gempa dapat dilakukan dengan 3 prosedur, yaitu analisis gaya lateral ekivalen, analisis spektrum respons ragam, dan prosedur riwayat respons seismik. Penentuan prosedur analisis yang dapat digunakan bergantung pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan. Ketentuan prosedur analisis yang diizinkan dapat dilihat pada Tabel berikut.

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung sesuai SK-SNI 1726:2012 tentang pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e dan jenis pemanfaatan pada rumah susun/apartemen menurut SK-SNI 1726:2012 termasuk kategori risiko kelas II.

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Tabel 2.6 Prosedur Analisis Yang Diizinkan (SNI 1726:2012 Tabel 13)

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3{,}5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3{,}5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari **Tabel 10** atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari **Tabel 11**	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATAN I: Diijinkan, TI: Tidak Diijinkan

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Klasifikasi situs merupakan penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dan dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik. Penentuan jenis tanah nanti didasarkan pada hasil pengujian N-SPT.

Tabel 2.7 Klasifikasi situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\,\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan Indeks Plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

B. Perhitungan Spectrum Respons Desain

a) Untuk penentuan respons parameter spektral percepatan gempa *MCE*$_R$ di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran peiode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran peiode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a S_S$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Keterangan :

S_S = parameter respons spektral gempa *MCE*$_R$ terpetakan untuk perioda pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa *MCE*$_R$ terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.8 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s \geq 1{,}25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS[b]				

CATATAN:

(a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Tabel 2.9 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS[b]				

CATATAN :

(a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik,lihat 6.10.1

Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

b) Menghitung parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek S_{DS}, dan pada perioda 1 detik S_{D1}, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$S_{DS} = ⅔ S_{MS}$

$S_{D1} = ⅔ S_{M1}$

c) Membuat spektrum respons desain dengan acuan mengikuti SK-SNI 1726:2012

1. Untuk membuat periode yang lebih kecil dari T_0, nilai S_a menggunakan persamaan berikut :

$$S_a = S_{ds}\left(0,4 + 0,6\,\frac{T}{T_0}\right)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s, spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{ds}.

3. Untuk periode lebih besar dari T_s, spektrum respons percepatan desain S_a diambil menggunakan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T}$$

Keterangan :

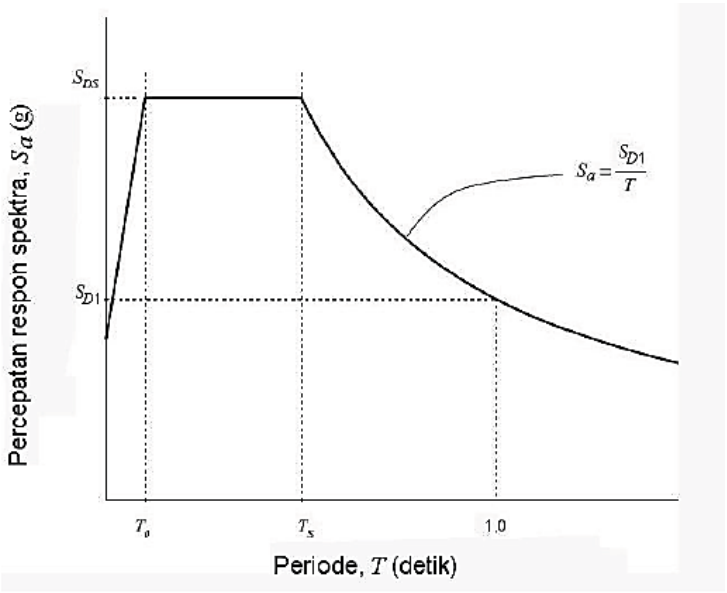
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0{,}2\ \frac{S_{d1}}{S_{ds}}$$

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}}$$



Sumber : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2012

Gambar 2.3 Spektrum respons desain

d) Menghitung koefisien respons seismik (C_s)

Faktor keutamaan gempa menurut SNI 1726-2012 pasal 7.8.1 dapat dilihat menurut kategori risiko.

Koefisien respons seismik, Cs harus dihitung dengan persamaan :

$$Cs = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} = \frac{0{,}737}{\left(\frac{8}{1{,}5}\right)} = 0{,}138$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak boleh melebihi :

$$C_{s\,(maks)} = \frac{S_1}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0{,}395}{0{,}3\left(\frac{8}{1{,}5}\right)} = 0{,}246$$

Nilai C_s yang dihitung juga tidak boleh kurang dari :

$C_{s\,(min)} = 0{,}044 \,.\, Sds \,.\, Ie \quad \geq 0{,}01$

C. Perhitungan Beban Geser Dasar Seismik Statik Ekivalen

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

V = Cs . W…….. (2.1.2)

Keterangan :

Cs = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

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

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_c}\right)} \text{……} \quad (2.1.3)$$

Keterangan :

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

R = faktor modifikasi respons

Ic = faktor keutamaan gempa

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

$$Fx = Cvx \, . \, V \text{……..... (2.1.4)}$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \text{…….... (2.1.5)}$$

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 perioda 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:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} Fi \text{……..... (2.1.6)}$$

Keterangan :

*F*i adalah bagian dari geser dasar seismic (*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

2.4. Kombinasi Pembebanan

Dengan mengacu pada kombinasi pembebanan Menurut pasal 9.2 **SNI–2847–2013,** agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari kombinasi-kombinasi beban berfaktor sebagai berikut :

1. Kuat perlu *U* untuk menahan beban mati *D* paling tidak harus sama dengan

   $U = 1{,}4\,D$ ..... (2.1.8)

   Kuat perlu *U* untuk menahan beban mati *D,* beban hidup *L*, dan juga beban atap *A* atau beban hujan *R*, paling tidak harus sama dengan

   $U = 1{,}2\,D + 1{,}6\,L + 0{,}5\,(A \text{ atau } R)$…… (2.1.9)

   Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D, L, dan W berikut harus ditinjau untuk menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

   $U = 1{,}2\,D + 1{,}6\,(A \text{ atau R}) + (1{,}0\,L \text{ atau } 0{,}5\,W)$……... (2.1.10)

   $U = 1{,}2\,D + 1{,}0\,W + 1{,}0\,L + 0{,}5\,(A \text{ atau R})$……... (2.1.11)

Dimana kombinasi beban harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup *L* yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, dan

U = 0,9 D ± 1,0 W……..…….. (2.1.12)

Perlu dicatat bahwa untuk setiap kombinasi beban *D, L,* dan *W,* kuat perlu *U* tidak boleh kurang dari Pers. (2.3.8)

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

   U = 0,9 *D* ± 1,0 *E*……..… (2.1.13)

   Dalam hal ini nilai *E* ditetapkan berdasarkan ketentuan **SNI -1726 - 2012** tentang standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung.

   Keterangan :

   U = Kombinasi beban terfaktor
   D = Beban mati (Dead Load)
   L = Beban hidup (Live Load)
   A = Beban hidup atap
   R = Beban air hujan
   W = Beban angin (Wind Load)
   E = Beban gempa (Earth Quake Load)

2.5. 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 pondasi.

2.6. Faktor Keamanan

Agar dapat terjamin bahwa suatu struktur yang direncanakan mampu menahan beban yang bekerja, maka pada perencanaan struktur digunakan faktor keamanan tertentu. Faktor keamanan ini terdiri atas 2 jenis, yaitu :

1. Faktor keamanan yang berkaitan dengan beban luar yang bekerja pada struktur, disebut faktor beban.
2. Faktor keamanan yang berkaitan dengan kekuatan struktur (gaya dalam), disebut faktor reduksi kekuatan (ϕ).

2.6.1. 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. Faktor reduksi ini disesuaikan dengan **SNI 2847-2013** pasal 9.3.2. Faktor reduksi kekuatan ϕ disajikan dalam Tabel 2.9.

Tabel 2.10 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)		
1.	Penampang terkendali tarik	0,90
2.	Penampang terkendali tekan a. Komponen struktur dengan tulangan spiral b. Komponen struktur bertulang lainnya	 0,75 0,65
3.	Geser dan torsi	0,75
4.	Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur	0,65
5.	Daerah angkur pasca tarik	0,85
6.	Model strat dan pengikat, dan strat, pengikat, daerah pertemuan (*nodal*), dan daerah tumpuan dalam model tersebut.	0,75
7.	Penampang lentur dalam komponen struktur pratarik dimana penanaman *strand* kurang dari panjang penyaluran. a. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer b. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ⌀ boleh ditingkatkan secara linier.	 0,75 0,75-0,9

2.7. 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).
5. Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984.

2.8. Perencanaan Struktur Atas

Struktur atas suatu gedung adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di atas muka tanah. Sturktur atas gedung memiliki komponen-komponen yang meliputi struktur atap, balok, pelat lantai, *shearwall* dan kolom.

2.8.1. Rangka Atap Struktur Baja

Atap merupakan bagian dari struktur bangunan yang berfungsi sebagai penutup atau pelindung bangunan dari panas maupun hujan sehingga bisa memberikan rasa nyaman bagi penghuni.

Pada perencanaan struktur gedung rumah kost direncanakan struktur atap menggunakan struktur baja. Struktur atap terdiri dari penutup atap, gording serta rangka kuda-kuda. Perhitungan gaya-gaya batang dari rangka atap dapat dihitung dengan bantuan program *SAP2000 versi 14.2.2*. Selanjutnya dapat direncanakan dimensi struktur serta sambungan yang digunakan. Untuk persyaratan perencanaan konstruksi baja berpedoman pada Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI 1984). Berikut ini merupakan tahapan perencaan struktur rangka atap baja, yaitu:

2.8.1.1.Perencanaan Panjang Truss

Perhitungan panjang setiap batang meliputi batang atas, bawah, vertikal serta diagonal.

2.8.1.2.Perencanaan Gording

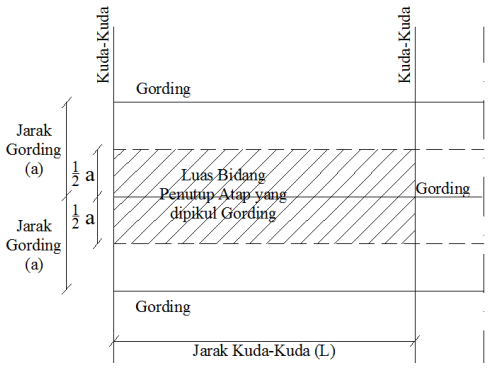
1. Pembebanan

Pembebanan pada gording meliputi:

a. Beban mati (DL)

1) Berat penutup atap:

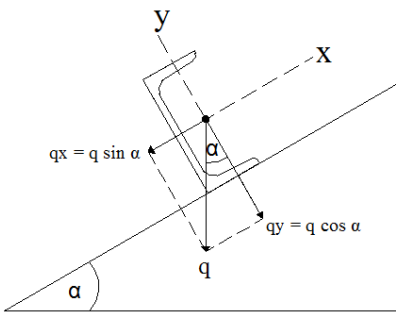
= jarak gording x berat penutup atap per m^2 (kg/m)



Gambar 2.4 Berat Penutup Atap yang Dipikul Gording

2) Berat sendiri gording

Distribusi beban mati pada gording ditampilkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.25 Beban mati pada Gording

qx = q . sin α .....……..... (2.3.1)

qy = q . cos α ……..…….....…..…….... (2.3.2)

Keterangan:

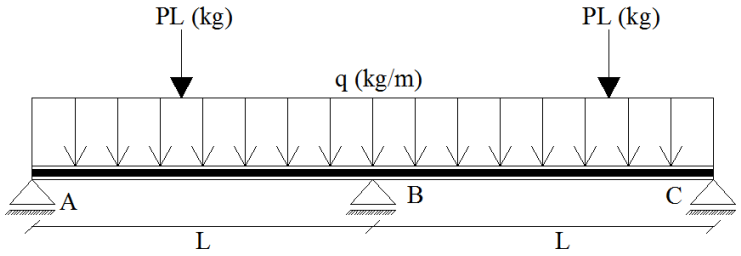
qx = beban mati arah x.

qy = beban mati arah y.

α = sudut kemiringan.

Jika dilihat dari gambar gaya kerja pada gording, diketahui bahwa beban mati sumbu y bernilai cos, karena sumbu tersebut terletak lebih dekat dengan arah beban P dan q.

Gording diletakan di atas beberapa tumpuan (kuda-kuda), sehingga merupakan balok menerus.



Gambar 2.6 Gaya yang Bekerja pada Gording

Momen maksimum akibat beban mati:

$$Mx_1 = \frac{1}{8}.qx.L^2 \quad \text{.....(2.3.3)}$$

$$My_1 = \frac{1}{8}.qy.L^2 \quad \text{.....(2.3.4)}$$

Keterangan:

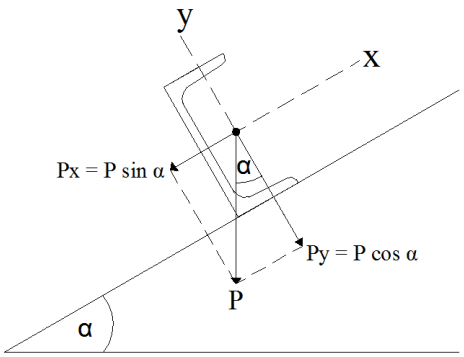
Mx_1 = momen maksimum arah x.

My_1 = momen maksimum arah y.

b. Beban hidup (LL)

Beban hidup diperhitungkan sebesar P = 100 kg, berdasarkan PPURG 1987.

Beban hidup berada di tengah bentang gording, beban ini diperhitungkan jika ada orang yang bekerja di atas gording.



Gambar 2.7 Beban Hidup yang Bekerja pada Gording

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

PLx = PL x sin α .....……..…….....……..…..…… (2.3.5)

PLy = PL x cos α .....……..…….....……..…..…..…..…. (2.3.6)

Keterangan:

PLx = beban hidup arah x.

Ply = beban hidup arah y.

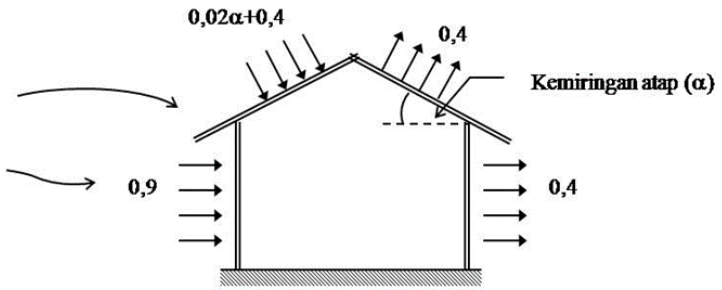
Momen yang timbul akibat beban terpusat dianggap sebagai momen *continous beam*.

$Mx_2 = \frac{1}{4}$. Px . L ……..……..……..…..…..…..…..…(2.3.7)

$My_2 = \frac{1}{4}$. Py . L ……..……..……..…..…..…..…..…(2.3.8)

c. Beban angin (WL)

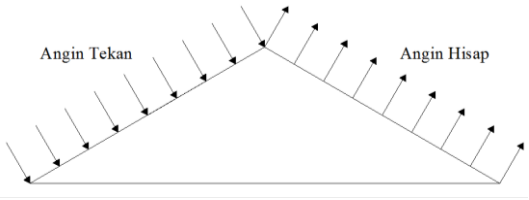
Beban angin diperhitungkan dengan menganggap adanya tekanan positif (tiup) dan tekan negatif (hisap) yang bekerja tegak lurus pada bidang atap.



Gambar 2.8 Gaya Angin

Menurut PPPURG 1987, tekan tiup harus diambil 25 kg/m^2. Adapun hal-hal yang berpengaruh terhadap beban angin, yaitu:

1) Kemiringan atap = ($\alpha = 30^0$)
2) Jarak antar gording = (a)
3) Lokasi = Kota Tasikmalaya
4) Muatan Angin (q) = 25 kg/m^2 (jarak lebih dari 5 km dari pantai)
5) Koefisien angin tekan = (0,02 (α) – 0,4)..... (2.3.9)
6) Koefisien angin hisap = (– 0,4).....….....(2.3.10)



Gambar 2.9 Arah Angin Tekan dan Angin Hisap

7) Angin tekan (Wt) = (0,02 × (α) – 0,4) × q × jarak gording.....(2.3.11)

Momen yang terjadi akibat beban angin tekan:

$$Mx_3 = \frac{1}{8}. Wt . L^2 \text{ .....(2.3.12)}$$

8) Angin hisap (Wh) = (–0,4 × q × jarak gording).... (2.3.13)

Momen yang terjadi akibat beban angin hisap:

$$Mx_3 = \frac{1}{8}. Wh . L^2 \text{ .....(2.3.14)}$$

My tidak diperhitungkan, karena tidak ada momen arah x.

2.8.1.3.Kontrol Tegangan dan Lendutan Terhadap Momen

1. Kontrol Tegangan

   Berdasarkan Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia 1984, kontrol Tegangan untuk mutu baja yang telah direncanakan.

   $$\bar{\sigma} = \frac{fy}{1{,}5} \quad \text{..... (2.3.15)}$$

   Akibat beban tetap, yaitu beban mati + beban hidup.

   $$\sigma = \frac{Mx}{Wy} + \frac{My}{Wx} \leq \bar{\sigma} \quad \text{..... (2.3.16)}$$

   Akibat beban sementara, yaitu beban mati + beban hidup + beban angin + beban hujan.

   $$\sigma = \frac{Mx}{Wy} + \frac{My}{Wx} \leq 1{,}3\,\bar{\sigma} \quad \text{..... (2.3.17)}$$

   Keterangan:

   σ = tegangan yang bekerja (kg/cm^2)

   $\bar{\sigma}$ = tegangan ijin maksimal (kg/cm^2)

   Wx = beban arah x

   Wy = beban arah y

2. Kontrol Lendutan

   Menurut PPBBI 1984, secara umum lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup yaitu:

   $$F < \frac{1}{250}.L \quad \text{.....(2.3.18)}$$

Pada balok yang terletak bebas atas dua tumpuan, L adalah bentang balok tersebut, pada balok menerus ats banyak perletakan, L adalah jarak antara titik-titik beloknya akibat beban mati, sedangkan pada balok kantilever L adalah dua kali panjang kantilevernya. Lendutan yang diijinkan untuk gording (pada arah x terdiri 2 wilayah yang ditahan oleh trakstang)

$$fx = \frac{5 \cdot qx \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot Iy} + \frac{1 \cdot Px \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot Iy} \quad \text{..... (2.3.19)}$$

$$fy = \frac{5 \cdot qy \cdot L^4}{348 \cdot E \cdot Ix} + \frac{1 \cdot Py \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot Ix} \quad \text{..... (2.3.20)}$$

Keterangan:

fx = lendutan arah x

fy = lendutan arah y

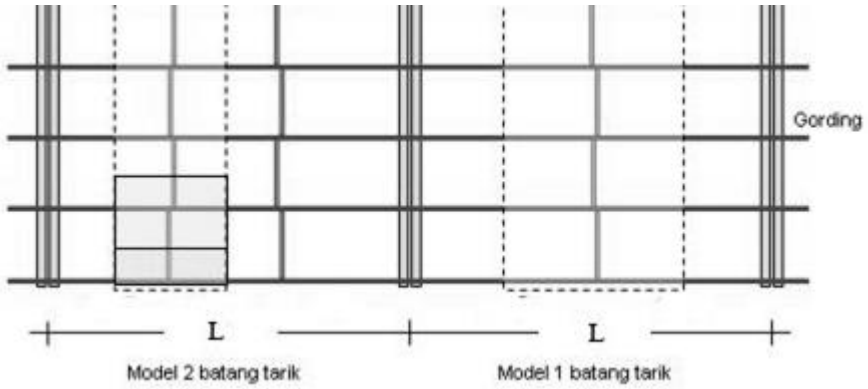
E = modulus elastisitas

Ix = momen inersia penampang x

Iy = momen inersia penampang y

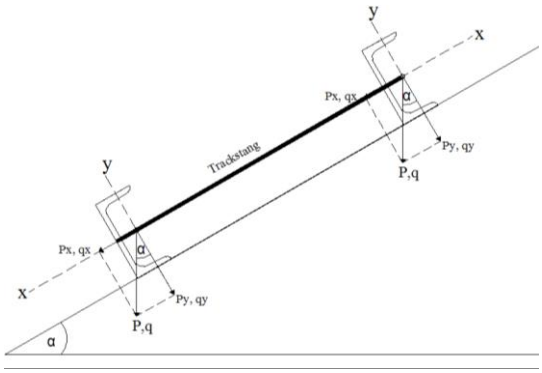
2.4.1.4.Perencanaan Batang Tarik (Trackstang)

Batang tarik (*trackstang*) atau dikenal dengan sagrod berfungsi untuk mengurangi lendutan gording pada arah sumbu x (miring atap) sekaligus untuk tegangan lendutan yang timbul pada arah x.



Gambar 2.10 Pemodelan Batang Tarik (*Trackstang*)

Beban-beban yang dipikul oleh trekstang yaitu sejajar bidang atap (sumbu x), maka gaya yang bekerja adalah gaya tarik Gx dan Px.



Gambar 2.11 Rencana Batang Tarik (*Trackstang*)

Gx = berat sendiri gording + penutup atap sepanjang sumbu x

Px = beban hidup arah sumbu x

P total = Gx + Px = (qx . L) + Px ..….....…(2.3.21)

Jika batang tarik yang dipasang dua buah, maka per batangtarik adalah:

$$P = \frac{P_{total}}{2} = \frac{(qx \,.\, L) + Px}{2} \text{ .....} \quad (2.3.22)$$

$$\sigma = \frac{P}{Fn} \leq \bar{\sigma} \quad (2.3.23)$$

$$Fn = \frac{P}{\sigma} \quad (2.3.24)$$

Keterangan:

P = beban hidup

qx = beban mati arah x

L = lebar bentang

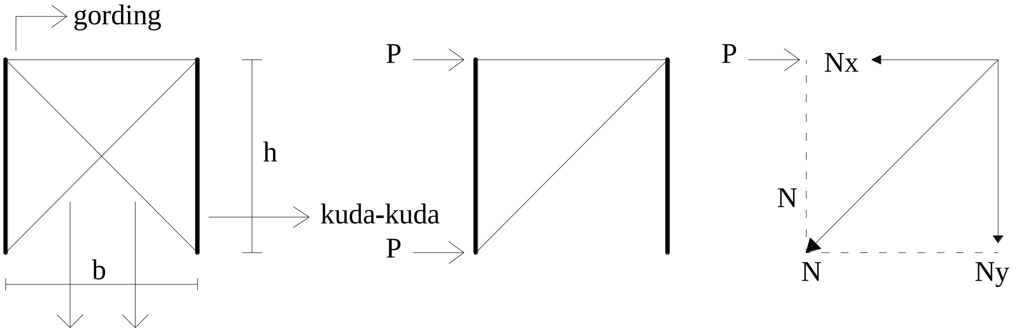
Fn = gaya yang terjadi

σ = tegangan yang bekerja

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin

2.4.1.5.Ikatan Angin

Ikatan angin (*bracing*) hanya bekerja menahan gaya normal (*axial*). 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.

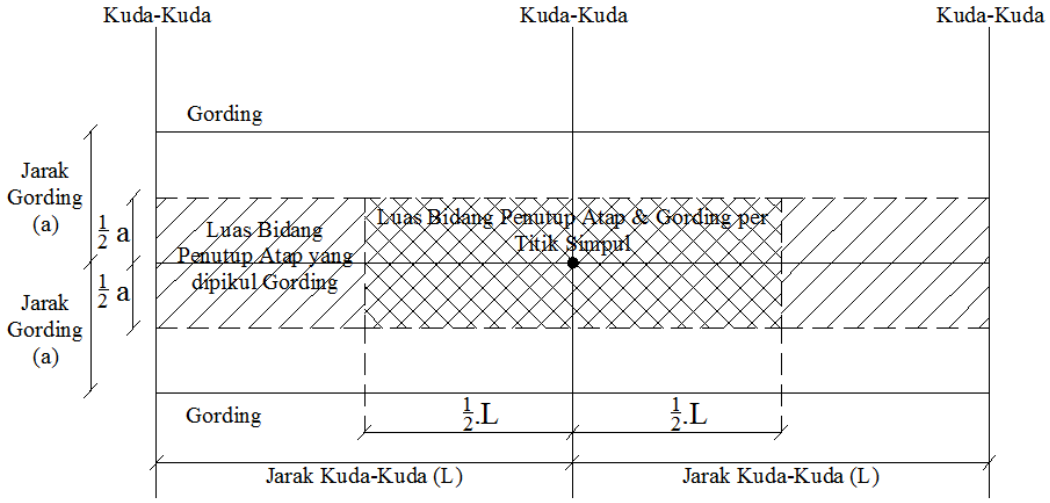


Gambar 2.12 Pembebanan pada Ikatan Angin

2.4.1.6.Pembebanan Kuda-Kuda

1. Beban Mati (qD)

   Beban mati terdiri dari beban pada gording dikalikan dengan jarak antar kuda-kuda. Diasumsikan bekerja vertikal pada tiap titik simpul batang tepi atas.



Gambar 2.13 Beban Mati pada Kuda-Kuda

2. Beban Hidup

   Beban hidup diperhitungkan sebesar P = 100 kg, sesuai PPURG 1987.

3. Beban Angin

   a. Angin Tekan (W) = (0,02 . α – 0,4) . q

      Beban angin per joint:

      P = W x jarak gording x jarak kuda-kuda

   b. Angin Hisap (W) = (-0,4) . q

      Beban angin per joint:

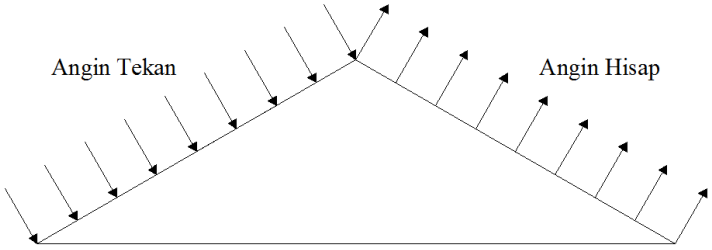
      P = W x jarak gording x jarak kuda-kuda

Sementara itu, distribusi beban angin terhadap arah horizontal (x) dan vertikal (y) yaitu sebagai berikut:

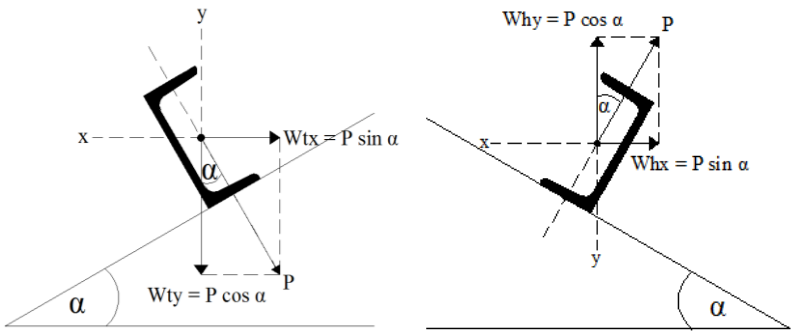
Wtx = P sin α.....(2.3.25)

Wty = P cos α.....(2.3.26)

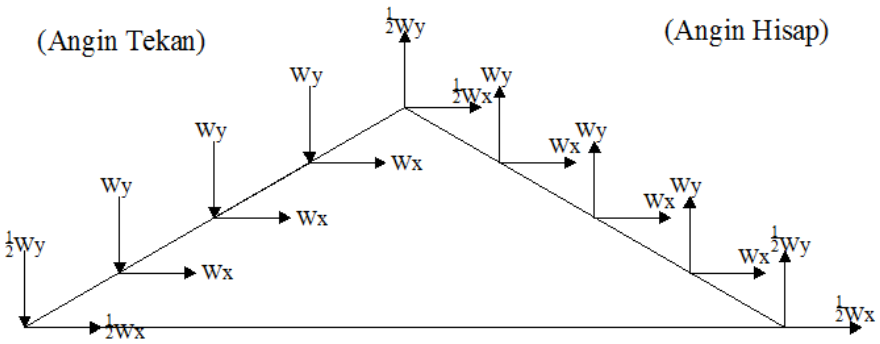
Beban Angin Kiri



Gambar 2.14 Arah Beban Angin Kiri

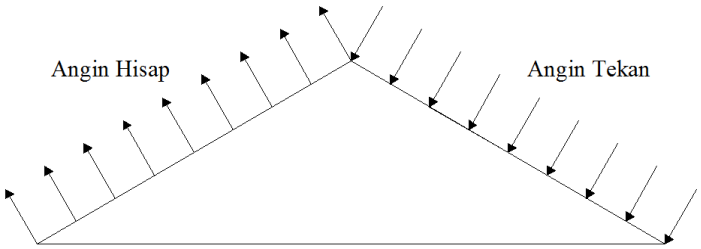


Gambar 2.15 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kiri

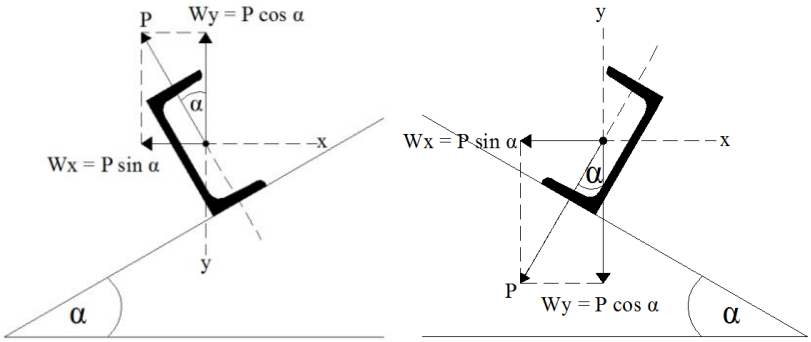


Gambar 2.16 Beban Angin Kiri

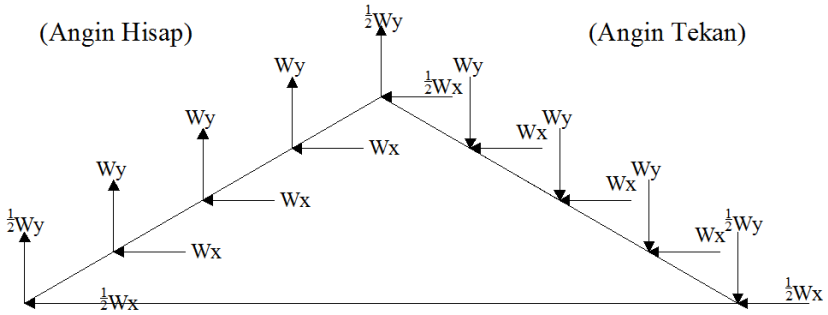
Beban Angin Kanan



Gambar 2.17 Arah Beban Angin Kanan



Gambar 2.18 Distribusi Angin Tekan dan Angin Hisap pada Beban Angin Kanan



Gambar 2.19 Beban Angin Kanan

2.4.1.7.Perencanaan Struktur Baja Menggunakan *SAP2000 Versi 14.2.2*

Adapun tahapan analisis gaya batang pada rangka atap baja menggunakan program *SAP2000 versi 14.2.2* sebagai berikut:

1. Menggambar model gording dengan tumpuan jepit – jepit.
2. Memilih dimensi penampang profil gording.
3. Mendefinisikan kombinasi beban rencana.
4. Menghitung beban yang bekerja.
5. Memeriksa input data.
6. Analisis struktur.

2.4.1.8.Perencanaan Sambungan

Jenis sambungan sambungan baut adalah jenis sambungan yang paling banyak digunakan pada rangka baja. 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 berdasakan ketebalan dan kuat tariknya. Kuat tumpu pelat yang mengalami kontak dengan baut ditentukan dengan rumus berikut berdasarkan Peraturan Pembebanan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI) 1984.

1. Tegangan dasar

$$\bar{\sigma} = \frac{fy}{1,5} \quad (2.3.27)$$

2. Tegangan geser baut

$$\bar{\sigma}_{gs} = 0,6\ \bar{\sigma} \quad (2.3.28)$$

3. Tegangan tarik baut

$$\bar{\sigma}_{tr} = 0,7\ \bar{\sigma} \quad (2.3.29)$$

4. Tegangan tumpu

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,5\ \bar{\sigma} \rightarrow S_1 \geq 2d \quad (2.3.30)$$

$$\bar{\sigma}_{tu} = 1,2\ \bar{\sigma} \rightarrow 1,5d \leq S_1 < 2d \quad (2.3.31)$$

5. Menentukan kekuatan satu baut

$$N_{gs} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \sigma_{gs} \quad (2.3.32)$$

$$Nt_p = t \times d \times \bar{\sigma}_{tu} \quad (2.3.33)$$

6. Jumlah baut yang dibutuhkan

$$n = \frac{N}{N'} \quad (2.3.34)$$

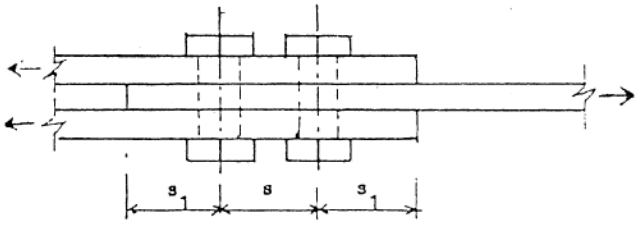
Keterangan:

S = jarak dari sumbu baut yang paling luar ke tepi bagian yang disambung.

d = diameter baut.

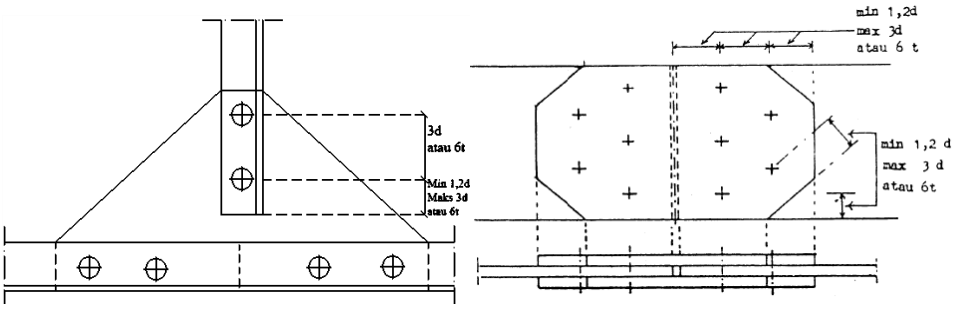
$\bar{\sigma}$ = tegangan dasar.

7. Banyaknya baut yang dipasang pada satu baris yang sejajar arah gaya tidak boleh lebih dari 5 buah.



Gambar 2.20 Letak Sambungan Baut

8. Jarak antara sumbu baut paling luar ke tepi atau ke ujung bagian yang disambung, tidak boleh kurang dari *1,2 d* dan tidak boleh lebih besar dari *3 d* atau *6 d*. Dimana *t* merupakan tebal terkecil bagian yang disambungkan.



Gambar 2.21 Geometri Penempatan Baut

9. Pada sambungan yang terdiri dari satu baris baut, jarak dari sumbu ke sumbu dari 2 baut yang berurutan tidak bolej kurang dari *2,4 d* dan tidak boleh lebih dari *7 d* atau *14 t*.

2.8.2. Balok

Menurut Ali Asroni, 2010:39. Balok dapat didefinisikan sebagai salah satu dari elemen struktur portal dengan bentang arahnya horizontal, sedangkan portal merupakan kerangka utama dari struktur bangunan, khususnya bangunan gedung.

Balok dapat diartikan juga adalah batang struktural yang berfungsi menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya, yang mengakibatkan terjadinya lenturan/lendutan. Akibat dari gaya lentur dan gaya lateral ini ada dua hal utama yang dialami balok yaitu kondisi tekan dan tarik.

Untuk dimensi awal balok direncanakan dengan batasan paa pasal 9.5.2.2. tabel 9.5 (halaman 70) SNI-2847-2013,yang tercantum dalam tabel minimum balok non pratekan atau pelat lendutan tidak dihitung berikut.

Tabel 2.11. Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung.

Tebal minimum, h				
Komponen struktur	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	l /20	l /24	l /28	l /10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	l /16	l /18,5	l /21	l /8
CATATAN : Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :				

(a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis *(equilibrium density)*, W_c, di antara 1440 sampai 1840 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan (1,65-0,0003W_c) tetapi tidak kurang dari 1,09.

(b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + f_y/700).

Sumber: SNI-2847-2013

Berdasarkan jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada balok beton bertulang adalah sebagai berikut:

1. Keruntuhan Tekan (*over-reinforced*)

   Pada balok dengan presentase tulangan baja yang cukup besar, beton akan runtuh sebelum tulangan baja mencapai kuat luluhnya. Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ε_s yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya ε_y.

2. Keruntuhan Seimbang (*balance*)

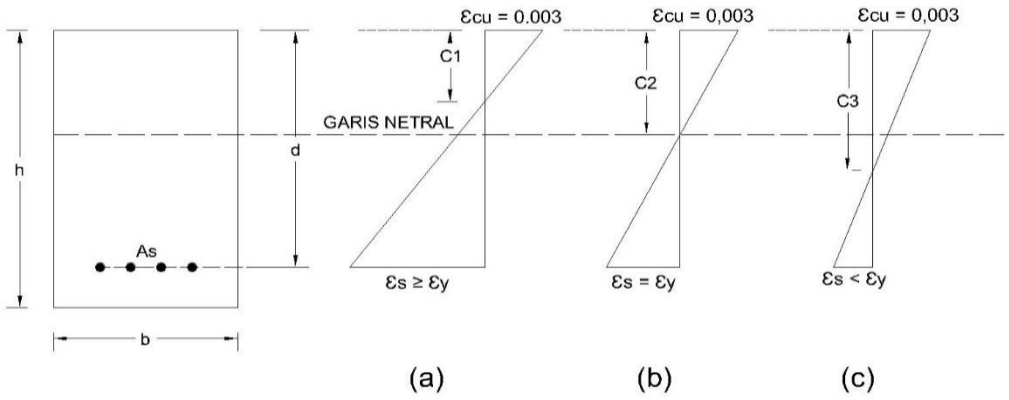
   Tulangan baja akan mencapai kuat luluhnya dan pada saat yang bersamaan beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003. Pada awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diizinkan pada serat tepi yang tertekan adalah 0,003, sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya, yaitu $\varepsilon_y = f_y / Es$.

   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.

3. Keruntuhan Tarik (*under-reinforced*)

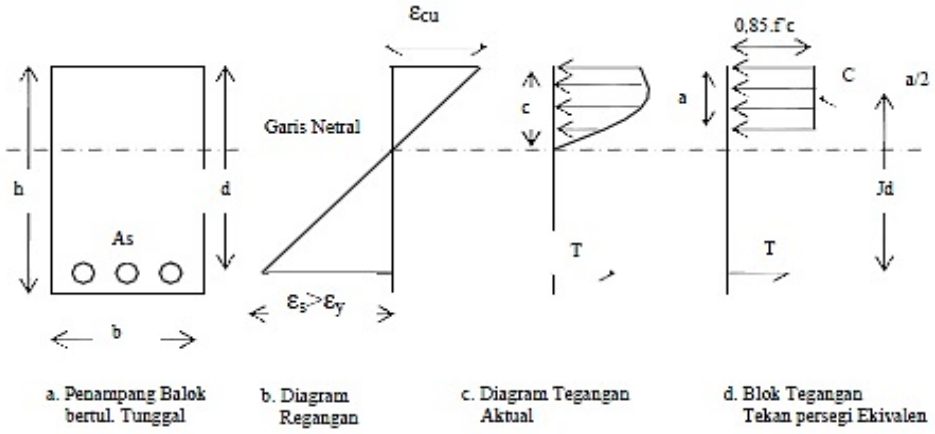
Tulangan baja akan mencapai kuat lelehnya sebelum beton mencapai kuat maksimumnya. Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja. Tulangan baja ini terus bertambah panjang dengan bertambahnya regangan di atas ε_y. Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi *balanced.*



Gambar 2.22 Distribusi Regangan Ultimit pada Keruntuhan Lentur

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 2.23 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tunggal

Keterangan notasi pada **Gambar 2.45** :

a : tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekivalen =β_1.c , mm.

$$a = \beta_1.c \quad \text{..... (2.3.35)}$$

A_s : luas tulangan tarik, mm^2.

b : lebar penampang balok, mm.

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

Cc : resultan gaya tekan beton, N.

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.

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

$$fs = \varepsilon_s.E_s \quad \text{..... (2.3.36)}$$

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

h : tinggi penampang balok, mm.

M_n : momen nominal aktual, Nmm.

T_s : resultan gaya tarik baja tulangan, N.

β_1 : faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekivalen, yang bergantung pada mutu beton (f'c) sebagai berikut (Pasal 10.2.7.3 SNI 2847 – 2013).

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

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

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1.d_s'}{c}.0{,}003 \quad \text{..... (2.3.37)}$$

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \quad \text{..... (2.3.38)}$$

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, kerena 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 ($\varepsilon_{cu}{}'$) = 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 fy.

a) Gaya tekan beton

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

$$C_c = 0{,}85.f'c.a.b \quad \text{……...……..……..….} \quad (2.3.39)$$

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 :

$$T_s = A_s.fy \quad \text{……...…...……..…} \quad (2.3.40)$$

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 :

$$A_s = \frac{0{,}85.f'c.a.b}{fy} \quad \text{……...……..……...} \quad (2.3.45)$$

Momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_n = C_c.\left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ atau } M_n = T_s.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{……………......…..............….. (2.3.46)}$$

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

$$K = \frac{M_n}{b.d^2} \text{ atau } K = \frac{M_u}{\phi.b.d^2} \quad \text{…………………...…...……………………. (2.3.47)}$$

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

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0{,}85.f'c}}\right).d \quad \text{……………………….…………………...…. (2.3.48)}$$

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 :

$$\varepsilon_c' = \frac{a}{\beta_1.d - a}.\varepsilon_y \quad \text{……………..…………………...……………...(2.3.49)}$$

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

1) Momen rencana M_r harus ≥ momen perlu M_u .

2) Regangan tekan beton ε_c' harus ≤ ε_{cu}' (0,003).

Untuk menghitung momen – momen rencana M_r dilaksanakan sebagai berikut :

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

$$a = \frac{A_s.fy}{0{,}85.f'c.b} \quad \text{………...……………………...………………………..... (2.3.50)}$$

2) Moment rencana dihitung dengan persamaan :

$M_r = \phi.M_n$, dengan $\phi = 0{,}8$ …….....…….... (2.3.51)

A. Sistem Perencanaan yang Digunakan

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

- 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 harus $\geq A_{s\,min}$ atau $\rho \geq \rho_{min}$ dengan $\rho = \frac{A_s}{(b.d)}$ ……..……. (2.3.52)

  dengan :

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

  $A_{s,min} = \frac{1{,}4}{fy}.b.d$ (dipilih yang besar)…….……...……... (2.3.53)

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

  (dipilih yang besar)…..……. (2.3.54)

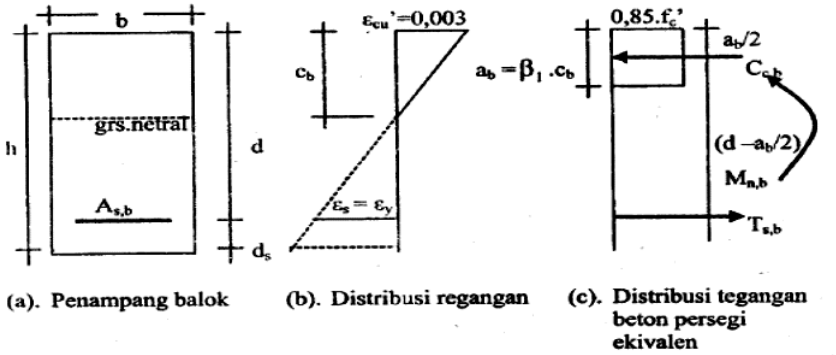
- Agar penampang beton dapat mendekati keruntuhan seimbang, diberikan syarat berikut (Pasal 10.3.6.3 **SNI 2847 – 2013**):

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

  dengan : $A_{s\,maks} = 0{,}75.\ A_{s,b}$ dan $\rho_{maks} = 0{,}75.\ \rho_b$ ……(2.3.55)

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 2.24. Penampang Beton pada Kondisi Keruntuhan Balance

Keadaan seimbang akan terjadi jika nilai :

$$\varepsilon_c' = \varepsilon_{cu}' = 0{,}003 \text{ dan } , \varepsilon_s = \varepsilon_y \text{ atau } \varepsilon_s = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000} \quad \text{..... (2.3.56)}$$

Nilai c_b dapat dihitung dengan rumus :

$$c_b = \frac{600.d}{600 + fy} \quad \text{..... (2.3.57)}$$

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

$$a_b = \frac{600.\beta_1.d}{600 + fy} \quad \text{..... (2.3.58)}$$

Dalam keadaan seimbang nilai Tulangan dihitung dengan rumus :

$$A_{s,b} = \frac{0{,}85.f'c.a_b.b}{fy} \quad \text{..... (2.3.59)}$$

Rasio tulangan balance :

$$\rho_b = \frac{510.\beta_1.f'c}{(600 + fy).fy} \quad \text{..... (2.3.60)}$$

Rasio tulangan maksimal dan minimal :

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

$A_{s,\min} \le A_s \le A_{s,maks}$, atau

$$\rho_{\min} \le \rho \le \rho_{maks}$$

$$\rho_{maks} = 0{,}75.\rho_b = \frac{382{,}5.\beta_1.fc'}{(600 + fy).fy} \quad \text{..... (2.3.61)}$$

Untuk rasio tulangan minimal, diberi batasan sebagai berikut :

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

$$\rho_{\min} = \frac{1{,}4}{fy} \quad \text{..... (2.3.62)}$$

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

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4.fy} \quad \text{..... (2.3.63)}$$

Untuk rasio tulangan perlu :

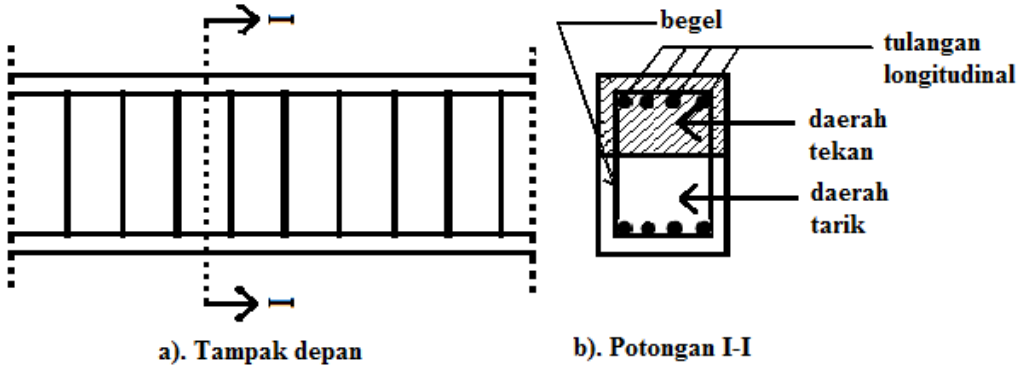
$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \text{..... (2.3.64)}$$

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

$$K_{maks} = \frac{382{,}5.\beta_1.f'c.(600 + fy - 225.\beta_1)}{(600 + fy)^2} \quad \text{..... (2.3.65)}$$

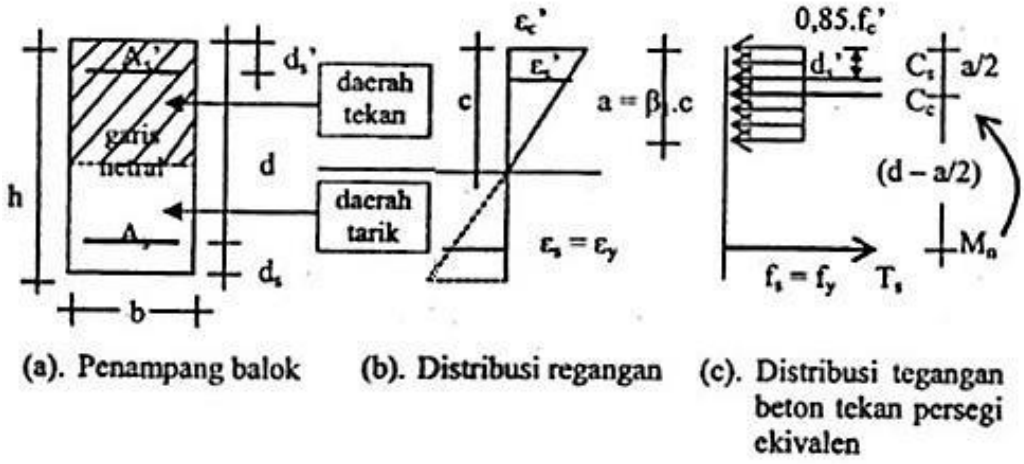
2.4.2.2.Balok Persegi Panjang dengan Tulangan Rangkap

Balok beton bertulangan rangkap adalah 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 momen lentur.



Gambar 2.25 Letak Tulangan pada Balok

Distribusi Regangan dan tegangan pada balok dengan penampang beton bertulangan rangkap :



Gambar 2.26 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap

Menganalisis tulangan ganda aspek yang sangat penting untuk diperhatikan adalah pemeriksaan tegangan tulangan tekan, dalam arti tulangan tekan telah leleh atau belum ada kekuatan nominal balok. Pada awal analisis dianggap tulanggan tekan telah mencapai tegangan leleh. Tetapi bila ternyata sebagian atau seluruh tulangan tekan belum mencapai tegangan lelehnya, maka perlu memperbaiki hitungan dengan memakai tegangan sebenarnya. Dalam hal semua tulangan mencapai tegangan leleh, maka $f_S = f'_S = f_y$, dengan f_S adalah tegangan baja tarik, f'_S adalah tegangan baja tekan, dan f_y tegangan leleh baja, semua dalam satuan Mpa. keseimbangan gaya-gaya-dalam.

a. Gaya tekan beton:

$C_C = 0{,}85\ f'_C\ .a\ .\ b$ ……..... (2.3.66)

b. Gaya tekan baja:

$C_S = A'_S.\ (f_S - 0{,}85\ f_C)$ ..... (2.3.67)

c. Gaya tarik baja:

$T = A_S\ .\ f_S$ ..... (2.3.68)

Keterangan:

A_S = luas baja tulangan tarik (mm^2)

A'_S = luas baja tulangan tekan (mm^2)

Prinsip analisis penampang bertulangan ganda menganggap tulangan tarik terdiri dari tulangan berimbang dan tulangan untuk mengimbangi baja tekan. Jika:

a. Dianggap baja tekan telah leleh maka keseimbangan gaya-dalam memberikan hasil sebagai berikut:

$T = C_C + C_S$ ..... (2.3.69)

$A_S\ f_y = 0{,}85\ f'_c\ a.b + A'_S\ f_y$ ..... (2.3.70)

$$a = \frac{AS - A'S)\, fy}{0{,}85\ fC\ b} \quad \text{..... (2.3.71)}$$

b. Diagram regangan dapat dipakai untuk memeriksa kelelehan baja tulangan dari kesebangunan segitiga diagram regangan dapat ditulis:

$$\varepsilon_S = 0{,}003\ \frac{c - d'}{c} = 0{,}003\ \frac{\beta 1\ d\ \ d'}{a} \quad \text{..... (2.3.72)}$$

c. Baja tulangan tekan yang mencapai tegangan leleh $f'_S = f_y$ bila:

$$0{,}003\frac{a - \beta 1\ d\prime}{a} \geq \frac{fy}{\varepsilon S} \quad \text{..... (2.3.73)}$$

d. Maka kapasitas momen lentur sebesar:

$$M_n = 0{,}85\ f_C\ .\ a.\ b\ (d - 0{,}5\ a) + A'_S\ f_C\ \ (d - d') \quad \text{..... (2.3.74)}$$

$$M_u = \phi\ .\ M_n \quad \text{..... (2.3.75)}$$

❖ Kondisi diatas dimana baja tulangan tarik dan tekan telah leleh.

Bila ternyata baja tekan atau tarik atau keduanya tidak leleh, maka hitungan di atas harus diulang dengan menggunakan tegangan-tegangan aktual. Dimana:

$$a = \frac{AS\ fS - A'S\ f'S}{0{,}85\ fC\ b} \quad \text{..... (2.3.76)}$$

Besarnya tegangan baja tekan maupun tarik berturut-turut yaitu:

$$f'_S = \varepsilon'\ E_S\ \ = 0{,}003\ \frac{a - \beta 1\ d}{a}\ E_S \quad \text{atau } f_y \quad \text{..... (2.3.77)}$$

$$f_S = \varepsilon_S\ E_S = 0{,}003\ \frac{\beta 1\ d - a}{a}\ E_S \quad \text{atau } f_y \quad \text{..... (2.3.78)}$$

Kapasitas momen lentur menjadi:

$$M_S = 0{,}85\ .\ f'_S\ .\ a.\ b\ (d - 0{,}5\ a) + A'_S\ f_S\ \ (d - d') \quad \text{..... (2.3.79)}$$

Untuk keperluan perencanaan balok bertulangan ganda dengan menganggap baja tulangan telah leleh, maka:

$$M_n = \varnothing\ [(A_S - A'_S)\ f_y\ (d - a/2) + A_S\ f_y\ (d - d')] \quad \text{..... (2.3.80)}$$

Perlu diingat bahwa dalam hal ini baja tulangan dianggap telah mencapai tegangan leleh, sehingga perlu diperiksa kebenaran anggapan tersebut. Dari kesebangunan segitiga diagram regangan, agar baja tekan mencapai tegangan leleh diperlukan:

$$\varepsilon' s = 0{,}003 \frac{c - d'}{c} = 0{,}003 \frac{a - \beta 1\, d''}{a} \geq \frac{fy}{ES} \quad \text{(2.3.81)}$$

$$a \geq \frac{0{,}003}{0{,}003 - fy / Es}\ \beta_1\, d \quad \text{(2.3.82)}$$

Syarat terjadinya tegangan leleh pada baja tekan dan tarik harus terpenuhi:

$$\rho - \rho' \geq \beta_1\, 0{,}85\, f_c\ / f_y\ \ d/d'\ \ 0{,}003 / 0{,}003 - f_y / E_S \quad \text{(2.3.83)}$$

Apabila tulangan tekan belum leleh, maka tegangan dihitung kembali yaitu menghitung nilai a dengan memakai diagram regangan.

Besarnya tegangan aktual tersebut adalah:

$$f_s = \varepsilon'_S\, E_s = 0{,}003 \frac{a - \beta 1\, d}{a} E_s \quad \text{(2.3.84)}$$

Persamaan kapasitas momen lentur menjadi sebagai berikut:

$$M_u = \rho\ [0{,}85\, f_S\, a_b\, (d - a/2) + A'_S\, f_S\, (d - d') \quad \text{(23.85)}$$

$$a = A_S\, f_y - A'_S\, f_S / 0{,}85\, f_c\, b \quad \text{(2.3.86)}$$

TCPSBUBG 1991 menyarankan bahwa untuk menjamin lelehnya tulangan tarik dan terhindarnya keruntuhan getas, maka nilai baja tarik pada penulangan ganda tidak melampaui nilai 0,75 ρb sehingga dapat ditulis:

$$\rho_{maks} \leq 0{,}75\ \ 0{,}85\, f_C\, \beta_1 / f_y\ \ \ 0{,}003 / 0{,}003 + f_y / E_s\ \ + \rho'\ f'_S / f_y$$

Dengan f'_S atau f_y diambil nilai terkecil. **TCPSBUBG 1991** menyebutkan bahwa untuk komponen struktur dengan tulangan tekan, bagian ρ'_b yang disamakan dengan tulangan tekan tidak perlu direduksi dengan faktor 0,75 sehingga nilai

ρ_{maks}.Bila beton tekan yang ditempati baja tekan diperhitungkan maka keseimbangan gaya-dalam C = T memberikan:

$$0{,}85\ f_c\ (a_b - A'_s) = (A_s - A'_s)\ f_y \quad \text{..... (2.3.87)}$$

$$a = \frac{(AS - A'S) + 0{,}85\ f'C\ A'S}{0{,}85\ f'Cb} \quad \text{..... (2.3.88)}$$

Dimana ρ adalah nilai banding luas total baja tulangan tarik terhadap luas efektif penampang beton (A_S /bd).

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. Penulangan geser pada dasarnya mempunyai empat fungsi utama, yaitu:

a. Memikul sebagian gaya geser luar rencana Vu
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 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 :

   $V_r = \phi.V_n$ dan $\phi.V_n \geq V_u$ …….. (2.3.89)

   $V_n = V_c + V_s$ ……. (2.3.90)

   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

   $\phi.$: 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 :

   $V_{ud} = V_{ut} + \frac{x}{y}.(V_u - V_{ut})$ …….. (2.3.91)

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

   $V_c = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$ ……. (2.3.92)

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

$$V_s = \frac{(V_u - \phi.V_c)}{\phi} \text{ …….. (2.3.93)}$$

5) Pasal 11.4.7.9 SNI 2847 – 2013

V_s harus $\leq \frac{2}{3}.\sqrt{f'c}.b.d$ …….. (2.3.94)

Jika V_s ternyata $\geq \frac{2}{3}.\sqrt{f'c}.b.d$, 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

$$A_{v,u} = \frac{V_s.S}{fy.d} \text{ …….. (2.3.95)}$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

b. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{b.S}{3.fy} \text{ ..... (2.3.96)}$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

c. Pasal 11.4.6.3

$$A_{v,u} = \frac{75.\sqrt{f'c}.b.S}{1200.fy} \text{ ..... (2.3.97)}$$

dengan S (Panjang Balok) = 1000 mm

d. Spasi begel (s) dihitung dengan rumus berikut :

7) Spasi begel $s = \frac{n.\frac{1}{4}.\pi.dp^2.S}{A_{v,u}}$ …….(2.3.98)

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

$$s \le \frac{d}{2} \text{ dan } s \le 600 \text{ mm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3.99)$$

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

$$s \le \frac{d}{4} \text{ dan } s \le 300 \text{ mm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3.100)$$

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 :

$$T_u \le \frac{\phi.\sqrt{f'c}}{12}.\left(\frac{A_{cp}{}^2}{P_{cp}}\right) \text{dengan } \phi = 0{,}75 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.3.101)$$

Dengan : A_{cp} : Luas penampang brutto

P_{cp} : Keliling penampang brutto

2.8.3. Pelat Lantai

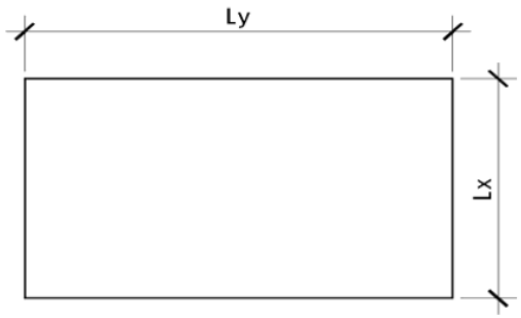
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pelat beton adalah suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan atau jenis struktur lainnya. Pelat

beton dapat ditumpu oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung d atas tanah (*slab on ground*).

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:

1. Pelat Satu Arah (One Way Slab)

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



Gambar 2.27 Pelat yang Ditumpu pada Keempat Sisinya

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:

   a. pelat tanpa penebalan : 125 mm

   b. pelat dengan penebalan : 100 mm

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0{,}8 + \frac{fy}{1400} \right]}{36 + 5.\beta.(\alpha_m - 0{,}2)} \qquad \text{.....} \quad (2.3.102)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

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

$$h = \frac{\ell_n \left[0{,}8 - \frac{fy}{1400} \right]}{36 - 9.\beta} \qquad \text{.....} \quad (2.3.103)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Keterangan:

h = tebal pelat minimum (cm).

Fy = 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.

$$\alpha = \frac{E_{cb}.I_b}{E_{cp}.I_p} \qquad \text{.....(2.3.104)}$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto balok

Ip = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang bruto pelat

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

$$W_u = 1{,}2W_D + 1{,}6W_L \qquad \text{.....(2.3.105)}$$

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 :

Arah X dx = h - p - ½ Ø tulangan arah x .....(2.3.106)

Arah Y dy = h – p – Øx – ½ Ø tulangan arah y .....(2.3.107)

D. Mencari Momen

Tabel 2.12 Momen didalam Pelat Persegi yang Menumpu pada Keempat Tepinya

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

Keterangan : ——— = **Terletak bebas**
▭▭▭ = **Terjepit penuh**

Sumber Ali Asroni (2010:267)

E. Mencari nilai koefisien tahanan (k)

$$k = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{Mu}{\phi.b.d^2} \qquad \text{.....(2.3.108)}$$

Keterangan:

K = koefisien tahanan

M = momen yang ditinjau

b = lebar permeter 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}

As = ρ.b.d

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

2.8.4. Kolom

Menurut Ali Asroni, 2010:1. Pada suatu kontruksi 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.

2.8.4.1.Jenis Kolom

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.

A. Jenis Kolom

1. Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan
    1) Kolom segi empat, baik berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar, dengan tulangan memanjang dan sengkang.
    2) Kolom bulat dengan tulangan memanjang dan sengkang atau sepiral.
    3) Kolom komposit, yaitu kolom yang terdiri atas beton dan profil baja struktural yang berada didalam beton.
2. Jenis Kolom Berdasarkan Letak/Posisi Beban Aksial

Berdasarkan letak beanaksial 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.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 :

$$P_o = 0{,}85\, f'_c\, (A_g - A_{st}) + A_{st}\, f_y \quad \text{..... (2.3.109)}$$

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 :

$$P_n(maks) = 0{,}8\left[0{,}85 f'_c \left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} \cdot f_y\right] \quad \text{(2.3.110)}$$

Untuk kolom bersengkang, dan

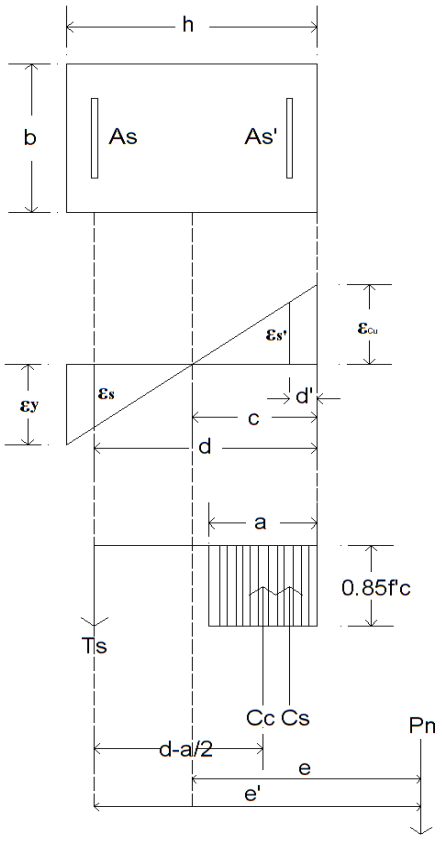
$$P_n(maks) = 0{,}85\left[0{,}85 f'_c \left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} \cdot f_y\right] \quad \text{(2.3.111)}$$

Untuk kolom berspiral.

Beban rencana: $Pu \leq \phi P_n$ (2.3.112)

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 2.28 Tegangan Dan Gaya-Gaya Pada Kolom

Regangan:

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

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

Tegangan**:**

$$f_s = E_s.\varepsilon_s \le f_y$$

$$f_s' = E_s.\varepsilon_s' \le f_y$$

Gaya dalam:

$$C_c = 0{,}85 f'c.b.a$$

$$C_s = A'_s.f'_s$$

$$T_s = A_s.f_s$$

Eksentrisitas:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \quad \text{(2.3.113)}$$

Gaya tahan aksial *Pn* dalam keadaan runtuh:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \text{(2.3.114)}$$

$$P_n = 0{,}85 f'_c.b.a + A'_s.f'_s - A_s.f_s \quad \text{(2.3.115)}$$

Momen tahanan nominal $M_n = P_n.e$

$$M_n = P_n.e = C_c\left(\frac{h}{2}-\frac{a}{2}\right) + C_s\left(\frac{h}{2}-d'\right) + T_s\left(d-\frac{h}{2}\right) \quad \text{(2.3.116)}$$

Keterangan:

c = jarak sumbu netral

h = tinggi balok

e = eksentrisitas beban ke pusat plastis

e’ = eksentrisitas beban ke tulangan tarik

d’ = selimut efektif tulangan tekan

Mu = Momen berfaktor

Pu = Gaya aksial berfaktor

2.8.4.2.Desain Awal Kolom

Merencanakan kolom untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor pada setiap 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 juga harus 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 fy harus diambil sebesar Es dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan fy, tegangan tulangan harus diambil sama dengan fy.
c. Pasal 10.2.7.1 SNI 2847-2013: Tegangan beton sebesar 0,85fc' diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak a = β1c dari serat dengan regangan tekan maksimum.
d. Pasal 10.3.6 SNI 2847-2013: Desain beban aksial ϖPn dari komponen struktur tekan tidak boleh lebih besar dari ϖPn,max ,
e. Pasal 10.3.6.2 SNI 2847-2013: Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan pengikat

$$P_n(maks) = 0{,}8\left[0{,}85\, f'_c \left(A_g - A_{st}\right) + A_{st} . f_y\right] \quad \text{.....(2.3.117)}$$

2.8.4.3.Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom dapat didefinisikan sebagai rasio antara tinggi kolom dengan jari-jari inersia penampang kolom, λ = 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 (*branced*) terhadap goyangan menyamping:

$\frac{klu}{r} \leq 22$…..……..……..... (2.3.118)

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

$\frac{k\ lu}{r} \leq 34 - 12\ (\frac{M1}{M2}) \leq 40$…..……..……..…..... (2.3.119)

c. Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang berlaku:

$\frac{k\ .ʎn.k}{r} \leq 34 - 12\ (\frac{M1}{M2})$ …..……..……..….....(2.3.120)

r = $\sqrt{I/A}$ …..…….....(2.3.121)

Keterangan:

K = faktor panjang efektif kolom.

$ʎ_{nk}$ = panjang bersih kolom, m.

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

= 0,3 . 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 2.3.118 atau persamaan 2.3.119 tidak terpenuhi, maka kolom tersebut termasuk kolom panjang.

2.8.4.4.Ragam Kegagalan Material pada Kolom

a. Keruntuhan balanced pada kolom:

$$c_b = \frac{600}{600 + fy} d \quad \text{.....} \quad (2.3.122)$$

$$a_b = \beta_1 . C_b = \frac{600}{600 + fy} \beta_1 . d \quad \text{.....} \quad (2.3.123)$$

$$P_{nb} = 0{,}85 . f'_c . b . a_b + A'_s . f'_y - A_s . f_y \quad \text{.....} \quad (2.3.124)$$

$$M_{nb} = P_{nb} . e_b = 0{,}85 f'_c \, b . a_b . \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s . f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s . f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{.....} \quad (2.3.125)$$

Dimana $f'_s = 0{,}003$ Es $\frac{C_b - d'}{C_b} \le f_y$ ..... (2.3.126)

b. Keruntuhan Tarik pada Kolom Segiempat:

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

$$P_n = 0{,}85 . f'_c . b . a \quad \text{.....} \quad (2.3.127)$$

$$M_n = P_n . e = 0{,}85 f'_c \, b . a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s . f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s . f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{.....} \quad (2.3.128)$$

atau

$$M_n = P_n . e = 0{,}85 f'_c \, b . a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s . f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{.....} \quad (2.3.129)$$

Jika $\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd}$ …....……….…….. (2.3.130)

$$Pn = 0{,}85\, f'_c\, b \left| \left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s f_y (d - d')}{0{,}85\, f'_c\, b}} \right|$$ ……............ (2.3.131)

Dan jika $m = \frac{f_y}{0{,}85\, f'_c}$, maka : …....……….……................... (2.3.132)

$$Pn = 0{,}85\, f'_c\, bd \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right]$$ …....……... (2.3.133)

c. 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 pada tulangan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu $f_s < f_y$.

Untuk menentukan kuat nominal tekan untuk penampang kolom yang mengalami keruntuhan tekan adalah dengan menggunakan persamaan Whitney sebagai berikut:

$$P_n = \frac{As.fy}{\left(\frac{e}{d - d'} + 0{,}5 \right)} + \frac{b.h.f'c}{\left[\frac{3.h.e}{d^2} + 1{,}18 \right]}$$ …....……….……..................................... (2.3.134)

Whitney memberikan rumus pendekatan guna menentukan nilai Pn untuk penampang kolom lingkaran yang mengalami kondisi keruntuhan tekan sebagai berikut:

$$Pn = \frac{Ag\ .f'c}{\frac{9{,}6\ he}{(0{,}8h + 0{,}67\ Ds)^2} + 1{,}18} + \frac{Ast\ .fy}{\frac{3e}{Ds} + 1}$$ …....……….…….......................... (2.3.135)

2.8.4.5.Kuat Geser Kolom

Menurut **SNI-1726-2012**, gaya geser rencana *Ve* 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 *Mpr* 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.

$$Ve = \frac{Mpr1 + Mpr2}{H} \quad \text{…..……..…….....} \quad (2.3.136)$$

Keterangan:

Ve = gaya geser rencana kolom
Mpr1 = kuat momen lentur 1
Mpr2 = 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:

$$\phi.V_n \geq V_n + V_c \quad \text{…..……..…….....} \quad (2.3.137)$$

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

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g}\right).\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right).b_w.d \quad \text{…..……..……..... (2.3.138)}$$

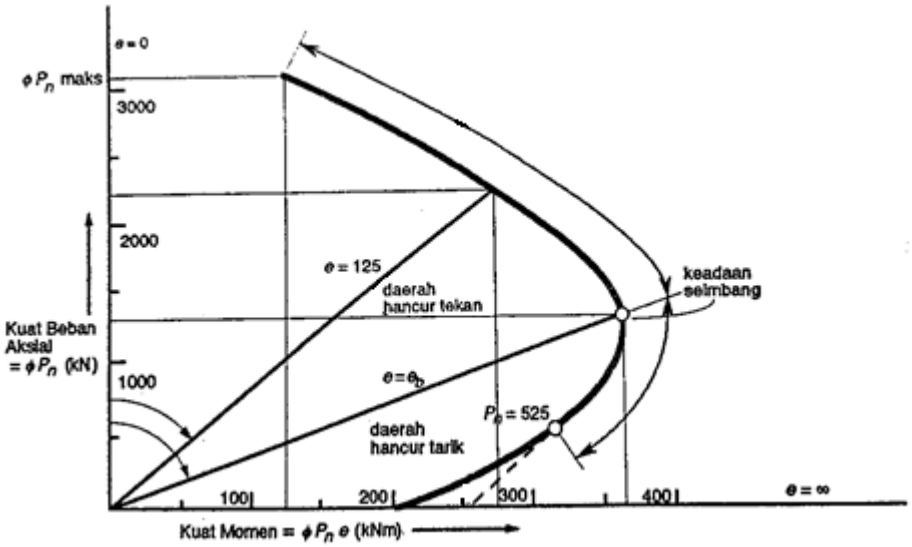
Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), **SNI-2847-2013** pasal 21.3.5.6 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g.f'_c/10$. Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g.f'c/10$. Sehingga V_c pada daerah 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.

2.8.4.6.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 dalan 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 Pu dan Mu diplotkan pada sumbu diagram. Kemudian dengan membuat garis horizontal dari beban Pu dan membuat garis vertikal dari momen Mu, maka diperoleh titik potong R. Sebaliknya

jika titik R berada di luar diagram interaksi kuat rencana, kolom tersebut tidak mampu beban yang bekerja.



Sumber: Istimawan Dipohusodo (1993)

Gambar 2.29 Contoh Diagram Interaksi Kolom M-N

2.8.5. Dinding Geser (*Shearwall*)

Menurut SNI 2847-2002 Pasal 3.21 halaman 7. Dinding geser adalah komponen struktur yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya-gaya lateral. Oleh karena itu dengan adanya dinding geser maka sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Dinding geser (*shear wall*) dapat dikelompokkan sebagai berikut:

1. *Frame wall*

   Frame wall adalah dinding geser yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral, geser dan pengaku pada sisi luar bangunan. Dining ini terletak diantara dua kolom struktur.

2. *Core wall*

   Core wall adalah jenis dinding geser yang terletak di pusat-pusat masa bangunan yang berfungsi sebagai pengaku bangunan gedung. Biasanya *core wall* diletakkan pada lubang lift yang berfungsi sebagai dinding lift sekaligus.

3. *Bearing wall*

   Bearing wall adalah jenis dinding geser yang mempunyai fungsi lain sebagai penahan beban gravitasi.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.3. Spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari *lw*/5, 3*h*, dan 450 mm, dimana *lw* adalah panjang keseluruhan dinding.

Dasar perhitungan untuk dinding geser menggunakan pendekatan yang sama dengan teori untuk perhitungan kolom.

2.9. Perencanaan Struktur Bawah

Struktur bawah suatu bangunan adalah bagian dari struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah dan mempunyai fungsi untuk memikul beban bangunan dari atas bangunan tersebut. Sturktur bawah gedung memiliki komponen-komponen yang meliputi pondasi dan *pile cap*.

2.9.1. Jenis-jenis Pondasi

Secara garis besar, struktur bangunan dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu struktur bangunan di dalam tanah dan struktur bangunan di atas tanah. Struktur bangunan di dalam tanah sering disebut struktur bawah *(sub stucture)*, sedangkan struktur bangunan di atas tanah sering disebut struktur atas *(up stucture)*. Struktur

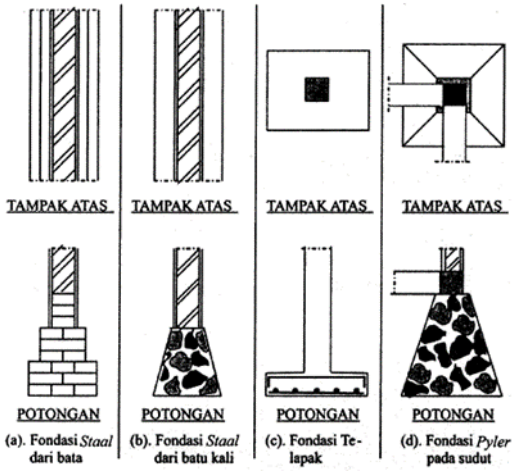
bawah dari suatu bangunan lazim disebut pondasi, yang bertugas untuk memikul bangunan di atasnya.

Karena pondasi harus memikul bangunan beserta beban-beban yang bekerja pada bangunan, maka dalam perencanaan pondasi harus diperhitungkan dengan cermat terhadap 2 macam beban, yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi merupakan beban vertikal dengan arah dari atas ke bawah, dan berasal dari dalam struktur bangunan, baik berupa beban mati (berat sendiri bangunan) maupun beban hidup (orang dan peralatan di dalam bangunan). Sedangkan beban lateral merupakan beban horizontal dengan arah dari kiri ke kanan atau dari kanan ke kiri dan berasal dari luar struktur bangunan, baik berupa beban yang diakibatkan oleh angin maupun beban yang diakibatkan oleh gempa.

Berdasarkan letak kedalaman tanah kuat yang digunakan sebagai pendukung pondasi, maka pondasi digolongkan menjadi 3 jenis, yaitu:

1. Pondasi Dangkal

   Kedalaman tanah kuat untuk pondasi dangkal diperkirakan sampai mencapai 3 m di bawah permukaan tanah. Yang termasuk golongan pondasi dangkal, yaitu: pondasi *staal* atau pondasi lajur, pondasi telapak dan pondasi *player*.



Gambar 2.30 Macam-macam pondasi dangkal

a) Pondasi *Staal* atau Pondasi Lajur

Pondasi *staal* dibuat daripasangan bata atau pasangan batu kali, dengan kedalaman tanah kuat sampai 1,50 m di bawah permukaan tanah. Jika kedalaman tanah kuat sampai 2,00 m, dapat pula digunakan pondasi *staal* yang diletakan di atas timbunan pasir yang dipadatkan secara berlapis setiap ± 20 cm.

b) Pondasi Tepalak (*Foot Plate*)

Pondasi telapak dibuat dari beton bertulang, dengan kedalaman tanah kuat sampai mencapai 2,00 m di bawah permukaan tanah.

c) Pondasi *Player*

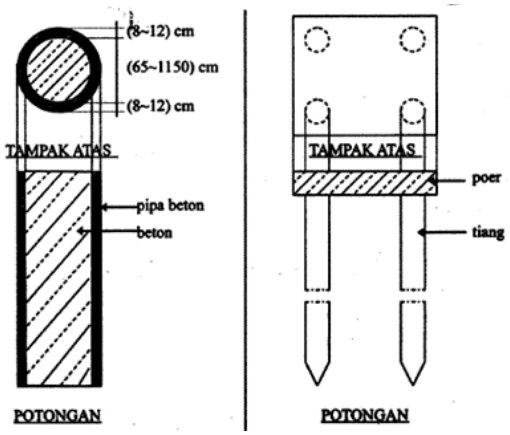
Pondasi *player* dibuat dari pasangan batu kali, berbentuk piramida terpancung. Pondasi ini biasanya dipasang pada sudut-sudut bangunan dan pada pertemuan tembok-tembok dengan jarak ± 2,50 sampai dengan 3,50 m, dengan kedalaman tanah kuat 2,50 m sampai dengan 3,00 m di bawah permukaan tanah. Di atas pondasi *player* ini dipasang balok *sloof*.

2. Pondasi Sedang

   Kedalaman tanah kuat untuk pondasi sedang diperkirakan sampai mencapai 4,00 m dibawah permukaan tanah. Yang termasuk kedalam pondasi ini adlah pondasi sumuran. Pondasi sumuran dibuat dari pipa beton biasa atau pipa beton ertulang dengan tebal dinding berkisar antara 8 cm sampai 12 cm dimasukkan ke alam tanah, kemudian diisi dengan campuran adukan beton. Ukuran diameter pipa bagian dalam berkisar antara 65 cm sampai 150 cm, dan bergantung dari hasil hitungan.

3. Pondasi Dalam

   Kedalaman tanah kuat untuk pondasi dalam minimal mencapai 4,50 m di bawah permukaan tanah. Yang termasuk kedalam pondasi ini yaitu pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang dibuat dari bahan kayu, besi profil, pipa baja maupun beton bertulang, yang dapat dipancang sampai kedalaman ± 60,00m di bawah permukaan tanah.



Gambar 2.31 Pondasi Dalam

Dalam perencanaan gedung ini dipergunakan pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan

menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi. Fungsinya sama dengan pondasi dalam lainnya seperti *bor pile*. Bedanya ada pada cara pengerjaannya saja. Pelaksanaan pekerjaan pemancangan dengan menggunakan alat berat *diesel hammer*.

Untuk jenis pondasi tiang dalam biasanya terdapat elemen struktur yang berfungsi sebagai pengikat struktur antara struktur bawah (pondasi) dengan struktur atas (kolom) yaitu yang disebut dengan *pile cap*.

2.9.2. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Secara umum, perencanaan pondasi tiang mencakup daya dukung sebagai end bearing pile (daya dukung ujung) maupun friction pile (daya dukung gesek). Sifat tanah yang variable yang dikombinasikan dengan beban-beban yang tak diperhitungkan sebelumnya atau gerakan tanah yang terjadi kemudian (umpamanya oleh gempa) dapat menyebabkan penurunan berlebih.

Satu hal penting yang harus diperhatikan dalam merancang struktur bawah dalam memenuhi stabilitas jangka panjang yaitu, perhatian harus diberikan pada perletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko erosi permukaan gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah di sekitar pondasi lainnya.

Adapun persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampaunya kapasitas dukung tanah harus terpenuhi.

2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Penurunan yang tidak seragam harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Daya dukung pondasi tiang pancang yang perlu diperhitungkan meliputi daya dukung vertikal maupun daya dukung horisontal. Untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang dapat menggunakan berbagai cara/data hasil penyelidikan tanah, baik menggunakan data sondir, data N-SPT, maupun *Soil Properties.*

Tabel 2.13 Hubungan N ("standard netration resistance") dan tegangan ijin tanah

Keadaan konsistensi	**N**	$\overline{\sigma}_{\text{tanah}}$ **(kg/cm^2)**
Sangat lembek	0 – 2	0,00 – 0,30
Lembek	2 – 4	0,30 – 0,60
Sedang	4 – 8	0,60 – 1,20
Keras	8 – 15	1,20 – 2,40
Sangat keras	15 – 30	2,40 – 4,80
Keras sekali	>30	4,80

Analisa-analisa kapasitas daya dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

Dalam menentukan kapasitas dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang dalam mendukung beban yang bekerja. Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang yaitu :

1. Tiang gesek (friction pile), bila tiang pancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah disekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang dipancang menjadi

berkurang dan angka gesekan antara butir – butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah.

2. Tiang lekat (cohesion pile), bila tiang dipancang pada tanah lunak (permeabilitas rendah) atau tanah mempunyai kohesi yang tinggi.
3. Tiang mendukung dibagian ujung tiang (point / end bearing pile), bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke tanah keras melalui ujung tiang.
4. Tiang tekan, bila tiang telah menumpu pada tanah keras dan mendapatkan tekanan vertikal dari beban mati maupun beban hidup.
5. Tiang tarik, bila tiang pancang pada tanah berbutir mendapat gaya yang bekerja dari lendutan momen yang mengakibatkan tiang mengalami gaya tarik.

Pada kenyataannya di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari kelima hal tersebut di atas. Berbagai metode dalam usaha menentukan kapasitas dukung tiang ini, tapi umumnya dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk tiang tunggal dan kelompok tiang.

2.9.2.1.Kapasitas Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Data SPT

Apabila kita memancang tiang sampai kedalaman tanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun pelekatan (*cleef / frictio pile*).

Demikian pula harus diperhitungkan terhadap kekuatan bahan tiang itu sendiri. Namun, untuk perencanaan pondasi tiang pancang pada tugas akhir ini kekuatan bahan maupun perhitungan penulangannya sudah menurut ketentuan pabrikasi (*precest*) yang mengacu pada ketentuan yang dikeluarkan oleh PT. Jaya Beton Indonesia.

Sesuai dengan apa yang dijelaskan diatas, untuk kapasitas daya dukung tiang dibedakan oleh daya dukung ujung dan daya dukung gesek, dan apabila kedua gaya tersebut dimobilisasi maka akan dapat : (*Mayerhof, 1956*).

$Q_u = 40.N_b .A_p + 0,2.N .A_s$ atau,

$Q_{ult} = Q_p + Q_s$ ..... (2.4.1)

$$Q_{all} = \frac{Qult}{SF} \quad \text{..... (2.4.2)}$$

Dengan :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung tiang pancang maksimum tunggal. (kN)

Q_p = Kapasitas daya dukung ujung tiang yang didapat dari tanah dibawah ujung pondasi. (kN)

Q_s = Kapasitas daya dukung yang didapat dari gaya gesekan atau gaya adhesi antara tiang pancang dengan tanah. (kN)

Q_{all} = Kapasitas daya dukung tiang pancang ijin tunggal. (kN)

SF = Faktor keamanan (*safety factor*), biasanya bernilai 2,5 – 3.

a) Kapasitas Daya Dukung Ujung Pondasi Tiang Pancang (Q_p)

Berdasarkan data hasil pengujian SPT (*Standard Penetration Test*).

Daya dukung satu tiang untuk tanah lanau berpasir (Metode *Mayerhof, 1956*) :

$$Q_p = 40.N_b .A_p \quad \text{..... (2.4.3)}$$

Dimana :

N_b = Harga rata-rata N-SPT terkoreksi pada 4D dibawah tiang (N1) dan 8D diatas tiang (N2). Nb = $\frac{N1+N2}{2}$, dengan Harga Nb ≤ 40

A_p = Luas dasar tiang (m^2)

b) Kapasitas Daya Dukung Selimut Pondasi Tiang Pancang (Q_s)

$$Q_s = 0{,}2.N .A_s \quad \text{..... (2.4.4)}$$

Dimana :

N = Harga rata-rata N-SPT terkoreksi sepanjang tiang, dengan Harga N ≤ 10

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

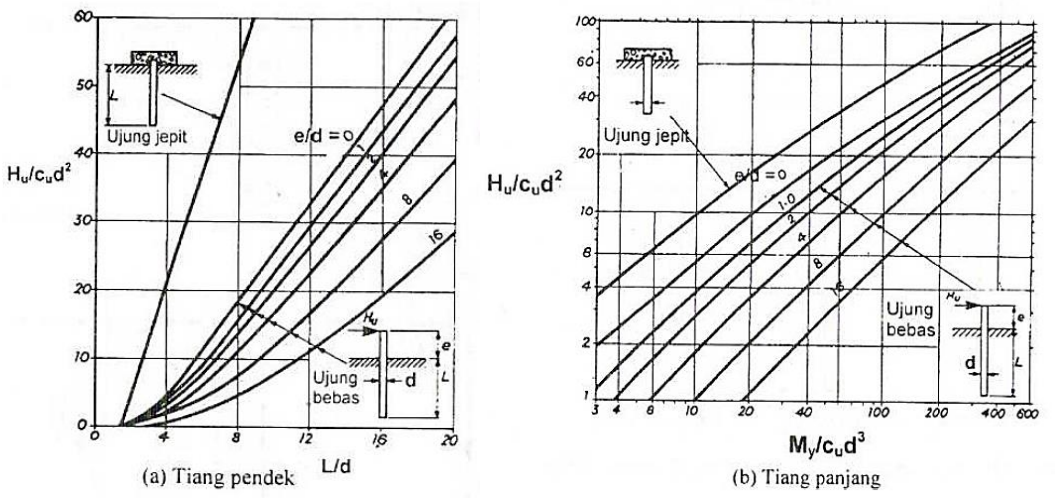
Perhitungan daya dukung selimut tiang akan dihitung perkedalaman 2 meter sampai kedalam tanah keras.

2.9.2.2.Kapasitas Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal

Pondasi tiang harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horizontal atau lateral. Seperti, beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain-lain. Besarnya beban lateral yang harus didukung tiang merupakan gaya lateral pada perletakan struktur yang merupakan hasil distribusi gaya lateral dari struktur rangka utama. Salah satu cara yang digunakan dalam menghitung daya dukung lateral tiang adalah metode yang diusulkan *Broms*.

a) Tiang tanah kohesif

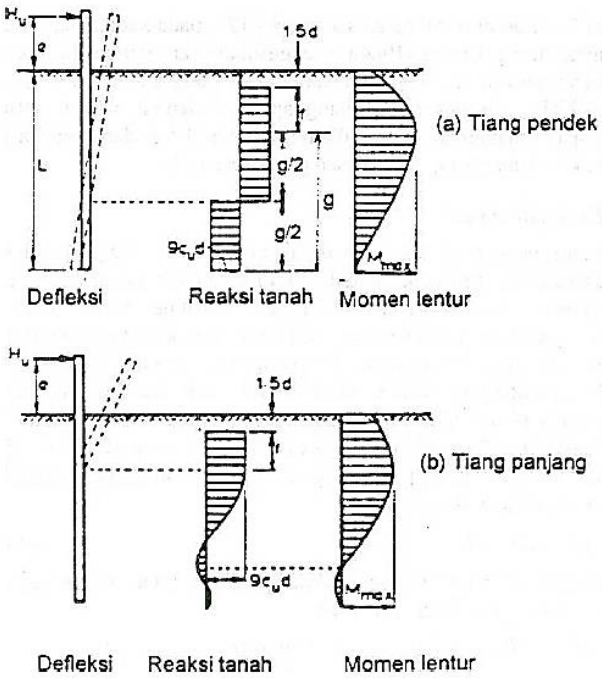
Broms (1964) mengusulkan cara pendekatan sederhana untuk mengestimasi distribusi tekanan tanah yang menahan tiang dalam tanah lempung. Yaitu, tahanan tanah dianggap sama dengan nol dipermukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang (*1,5d*) dan konstan sebesar *9cu* untuk kedalaman lebih besar dari *1,5d*. Tahanan lateral tiang dalam tanah kohesif dapat diperhitungkan dengan grafik pada gambar berikut:



Gambar 2.32 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif (*Broms, 1964*)

- Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tidak kaku) dan tiang pendek (kaku) diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.33 Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas dalam tanah kohesif (*Broms, 1964*)

Dengan mengambil momen terhadap titik dimana momen pada tiang pancang mencapai momen maksimum, dapat diperoleh:

$Mmaks = H_u . (e + {}^{3D}/_{2} + {}^{1}/_{2}\, f)$ ..... (2.4.5)

Dengan $f = {}^{Hu}/_{9.cu.D}$ ..... (2.4.6)

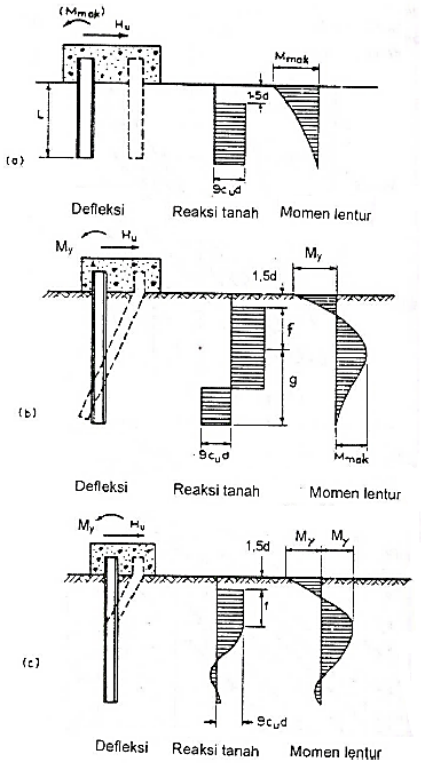
Momen maksimum juga dapat dinyatakan dengan persamaan:

$M_{maks} = {}^{9}/_{4} . D.g^2.c_u$ ..... (2.4.7)

Dengan $g = L - {}^{3D}/_{2} - f$ ..... (2.4.8)

- Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, diagram distribusi reaksi tanah dan momen terjadi secara pendekatan diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.34 Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (*Broms, 1964*)

Pada tiang dengan ujung jepit, *Broms* menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh penutup tiang (*pile cap*). Untuk tiang pendek, dapat dihitung tahanan tiang ultimit terhadap beban lateral sebagai berikut:

$$H_u = 9.\ C_u\ .\ D.\ (L - {}^{3D}/_{2} \quad \text{..... (2.4.9)}$$

$$Mmaks = H_u\ .\ (\ {}^{L}/_{2} - {}^{3D}/_{4}\ ) \quad \text{..... (2.4.10)}$$

Jika *Mmaks* > *My* (momen yang dapat dipikul tiang). Maka tiang termasuk dalam kriteria tiang panjang, dalam hal ini *Hu* dinyatakan dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2.My}{{}^{3D}/_{2} + {}^{1}/_{2\ .f}} \quad \text{..... (2.4.11)}$$

b) Tiang dalam tanah granuler

Untuk tiang dalam tanah granuler (*c = 0*), *Broms* (1964) menganggap tahanan tanah ultimit (*pu*) sama dengan tiga kali tekanan pasif *Rankine.* Hal ini berdasarkan pada bukti empiris yang diperoleh dengan membandingkan hasil pengamatan dan hitungan beban ultimit yang dilakukan oleh *Broms* yang menunjukan bahwa pengambilan faktor pengali 3 dalam beberapa hal mungkin telalu hati-hati, karena nilai banding rata-rata antara hasil hitungan dan beban ultimit hasil pengujian tiang adalah kira-kira 2/3. Dengan anggapan tersebut, distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$Pu = 3.p_0 .K_p \quad \text{..... (2.4.12)}$$

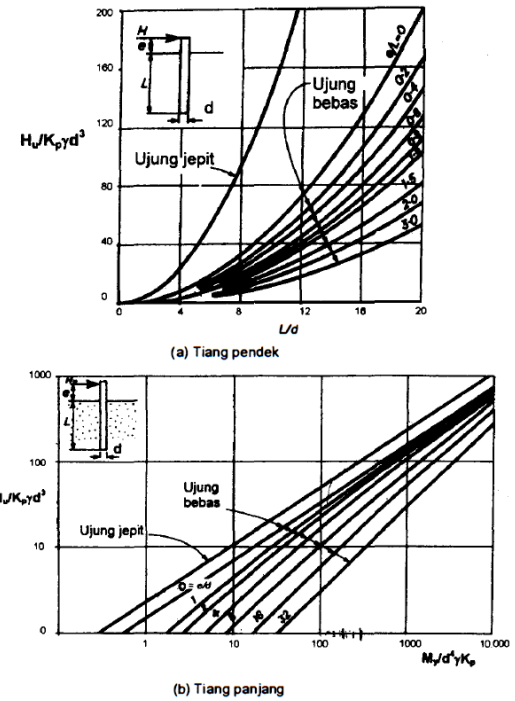
Dengan:

P_0 = Tekanan *overburden* efektif

$$K_p = (1+ \sin \varphi'') / (1- \sin \varphi ') = tg^2 .(45^0 + \varphi / 2) \quad \text{..... (2.4.13)}$$

φ' =Sudut gesek dalam efektif

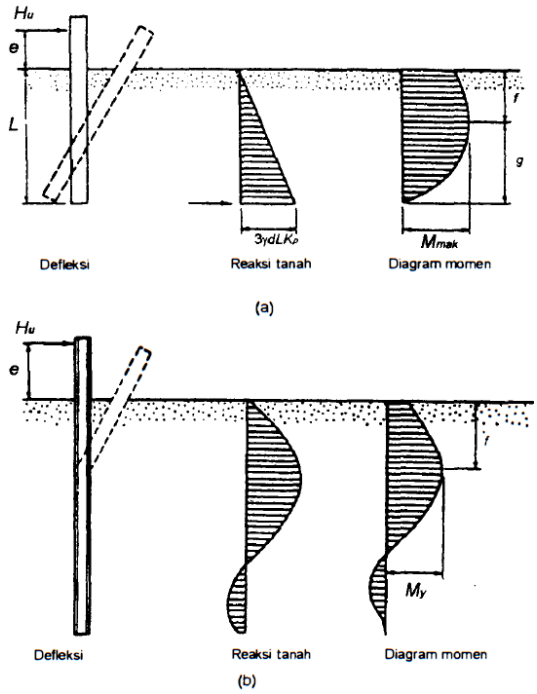
Tahanan lateral tiang dalam tanah granuler dapat diperhitungkan dengan grafik pada gambar berikut:



Gambar 2.35 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (*Broms, 1964*)

- Tiang ujung bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang dan tiang pendek pada tanah granuler diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.36 Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas dalam tanah granuler (*Broms, 1964*)

Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah,

$$H_u = \frac{(1/2)\gamma dL.Kp}{e+L} \quad \text{..... (2.4.14)}$$

Momen maksimum terjadai pada jarak *f* dibawah permukaan tanah,

dimana:

$$H_u = (3/2)\gamma dK_p.f^2 \quad \text{..... (2.4.15)}$$

$$f = 0.82\sqrt{\frac{Hu}{DKp\gamma}} \quad \text{..... (2.4.16)}$$

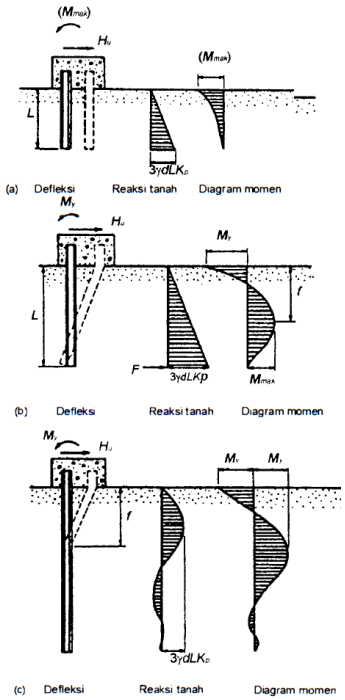
Momen maksimum dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$M_{maks} = H_u\,(e+2f/3) \quad \text{..... (2.4.17)}$$

Jika *Mmaks>My*, momen maksimum dapat diperhitungkan dengan menganggap *Mmaks = My*.

- Tiang ujung jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang dan tiang pendek pada tanah granuler diperlihatkan dalam gambar berikut:



Gambar 2.37 Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit dalam tanah granuler (*Broms, 1964*)

Untuk tiang dengan ujung jepit yang kaku (tiang pendek), beban lateral ultimit dinyatakan dengan persamaan:

$$H_u = (3/2)\,\gamma d L^2 K_p \quad \text{..... (2.4.18)}$$

Momen negatif yang terjadi pada kepala tiang untuk tiang pendek dapat dihitung dengan persamaan:

$$M_{maks} = (2/3) H_u.L = \gamma.D.L^3.K_p \quad \text{..... (2.4.19)}$$

Jika *Mmaks>My* (untuk tiang pendek), maka keruntuhan tiang dapat didefinisikan berprilaku sebagai tiang panjang, dimana tiang lebih dahulu patah sebelum terjadi

keruntuhan tanah. pada kondisi ini momen maksimum pada tiang sama dengan momen yang dapat dipikul tiang. Sehingga kapasitas lateral ijin dapat diperhitungkan dengan persamaan:

$$H_u = \frac{2.My}{e+2f/3} \quad \text{..... (2.4.20)}$$

2.9.2.3.Kapasitas Dukung Kelompok Tiang (*Pile Group*)

Dalam pelaksanaan, jarang dijumpai pondasi yang hanya terdiri dari satu tiang saja, tetapi terdiri dari kelompok tiang (*pile group*). Teori membuktikan dalam daya dukung kelompok tiang geser tidak sama dengan daya dukung tiang secara individu dikalikan jumlah tiang dalam kelompok, melainkan akan lebih kecil karena adanya faktor efisiensi. Daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan *cleef*. Di atas *pile gorup* biasanya diletakkan suatu konstruksi poer (*footing*) yang berfungsi mempersatukan kelompok tiang tersebut.

- Jumlah Tiang (*n*)

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan dipasang didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut ini :

$$n = \frac{P}{Q_a} \quad \text{..... (2.4.21)}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang

P = beban yang bekerja

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang tunggal

- Jarak antar tiang pancang dalam kelompok (s)

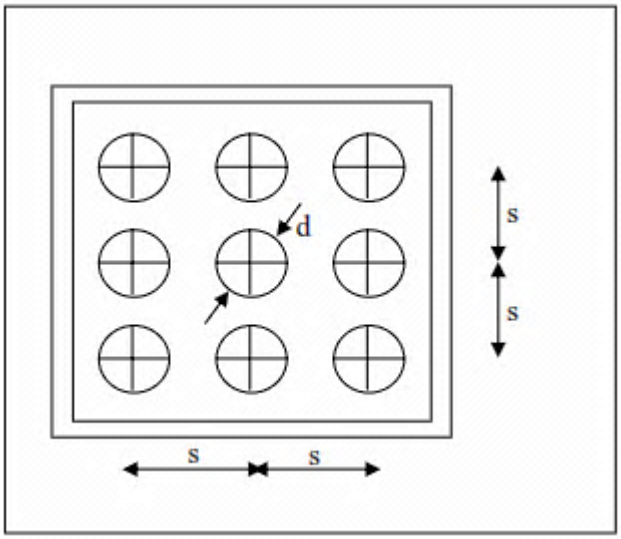
Jarak antar tiang pancang didalam kelompok tiang sangat mempengaruhi perhitungan kapasitas dukung dari kelompok tiang tersebut. Untuk bekerja sebagai kelompok tiang, jarak antar tiang yang dipakai adalah menurut peraturan–peraturan bangunan pada daerah masing – masing. Menurut *K. Basah Suryolelono* (1994), pada prinsipnya jarak tiang (*S*) makin rapat, ukuran *pile cap* makin kecil dan secara tidak langsung biaya lebih murah. Tetapi bila pondasi memikul beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

Daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan jarak tiang biasanya dipakai bila :

- Ujung tiang tidak mencapai tanah keras maka jarak tiang minimum ≥ 2,5 kali diameter tiang atau 2,5 kali diagonal tampang tiang.
- Ujung tiang mencapai tanah keras, maka jarak tiang minimum ≥ diameter tiang ditambah 30 cm atau panjang diagonal tiang ditambah 30 cm.

Disyaratkan juga bahwa jarak antara 2 tiang dalam kelompok tiang :

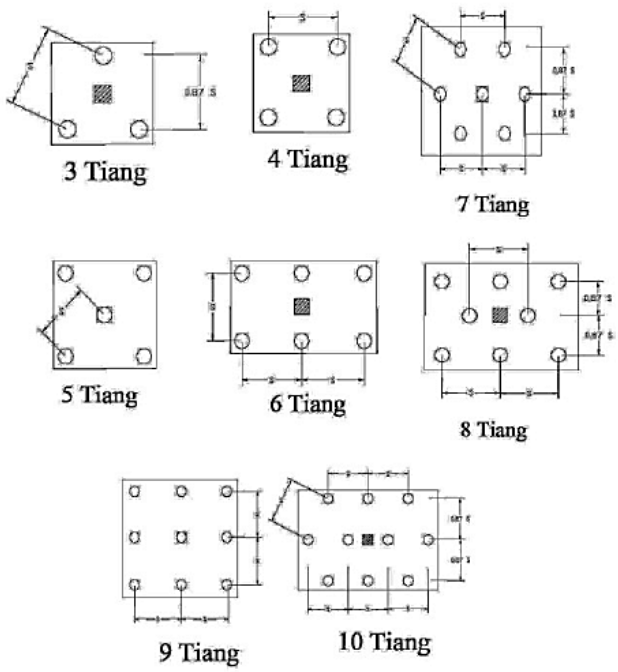
- Minimum = 0,60 m
- Maksimum = 2,00 m



Gambar 2.38 Contoh Tiang Pancang Group

- Susunan Tiang

Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah *pile cap*, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah *pile cap* akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (*K. Basah Suryolelono, 1994*). Gambar dibawah ini adalah contoh susunan tiang:



Gambar 2.39 Contoh susunan tiang

- Efisiensi kelompok tiang

Beberapa persamaan efisiensi kelompok tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang. Salah satu persamaan-persamaan tersebut adalah yang diusulkan oleh *Converse-Labarre Formula*. Persamaan tersebut adalah sebagai berikut :

$$E_g = 1\text{-}\theta \frac{(n'-1)\,.m + (m-1)\,.n'}{90.mn'} > Pu \quad \text{..... (2.4.22)}$$

Dengan :

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arc tg.d/s, dalam derajat

s = jarak antar pusat tiang

d = diameter tiang

2.9.2.4.Pembebanan pada Pondasi Kelompok Tiang

a) Beban Vertikal Sentris

Beban ini merupakan beban per-satuan panjang yang bekerja melalui pusat berat kelompok tiang, sehingga beban akan diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui *pile cap* dan tiang – tiang tersebut secara terbagi rata. Bila jumlah tiang yang mendukung pondasi tersebut maka setiap tiang akan menerima beban sebesar berikut :

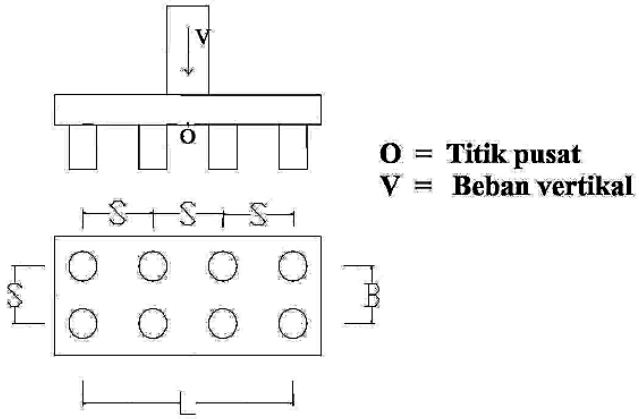
$$P = \frac{V}{n} \quad \text{..... (2.4.23)}$$

Dimana :

P = Beban yang diterima tiap tiang

V = Beban vertikal yang diterima pondasi

n = Jumlah tiang yang mendukung pondasi



Gambar 2.40 Beban Vertikal Sentris

b) Beban Vertikal dan Momen

Gaya luar yang bekerja pada kepala tiang (kolom) didistribusikan pada *pile cap* dan kelompok tiang pondasi berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna (pelat pondasi cukup tebal), sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan *pile cap* melengkung atau deformasi. Maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} < Pnetto \quad \text{..... (2.4.24)}$$

Dimana :

M_x , M_y = momen masing-masing disumbu X dan Y

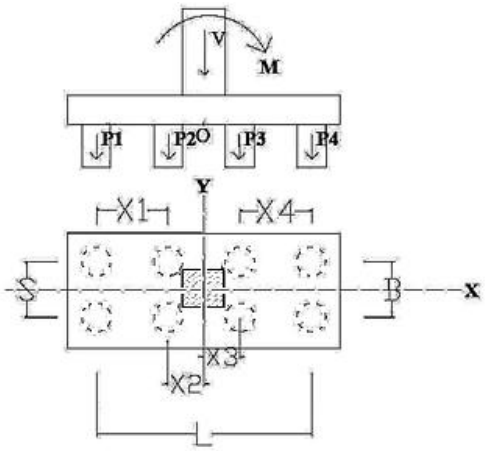
x, y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang

$\sum x^2$, $\sum y^2$ = Jumlah kwadrat jarak tiang ke garis netral

V = jumlah beban vertikal

n = jumlah tiang kelompok

P_i = reaksi tiang atau beban aksial tiang ke-i

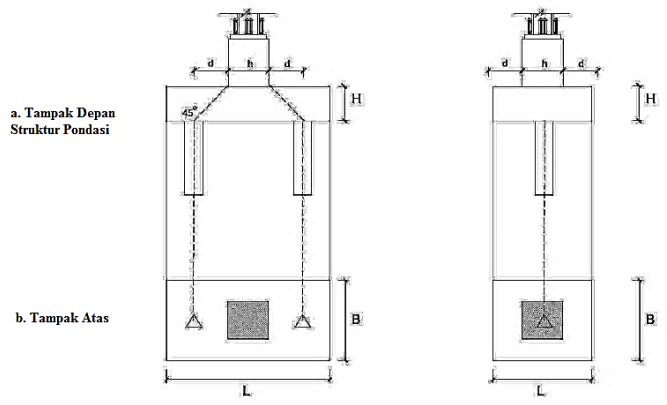


Gambar 2.41 Beban Vertikal dan Momen

2.9.3. Perencanaan *Pile* Cap

Pile cap merupakan suatu cara untuk mengikat pondasi sebelum didirikan kolom di bagian atasnya. Untuk memikul suatu kolom yang cukup berat, terkadang tidak cukup apabila hanya digunakan satu buah tiang pancang maupun *borepile* saja. Dua atau lebih tiang pondasi dapat digunakan untuk memikul satu buah kolom. Guna menyatukan tiang pancang yang jumlahnya lebih dari satu, maka diperlukan suatu struktur *pile cap* yang fungsinya adalah untuk mendistribusikan beban dari kolom ke masing-masing tiang pancang. Dimana masing-masing pile menerima 1/N dari beban oleh kolom dan harus ≤ daya dukung yang diijinkan (Y ton) (N= jumlah kelompok pile). Jadi beban maksimum yang bisa diterima oleh *pile cap* dari suatu kolom adalah sebesar N x (Y ton).

Pile cap ini bertujuan agar lokasi kolom benar-benar berada dititik pusat pondasi sehingga tidak menyebabkan eksentrisitas yang dapat menyebabkan beban tambahan pada pondasi. Bentuk dari *pile cap* juga bervariasi dengan bentuk segitiga dan persegi panjang. Jumlah kolom yang diikat pada tiap *pile cap* pun berbeda tergantung kebutuhan atas beban yang akan diterimanya. Terdapat *pile cap* dengan pondasi tunggal, ada yang mengikat 2 atau lebih pondasi yang diikat menjadi satu.



Gambar 2.42. *Pile cap*

Perencanaan *Pile cap* biasanya dilakukan dengan anggapan sebagai berikut :

1. *Pile cap* sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap.* Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

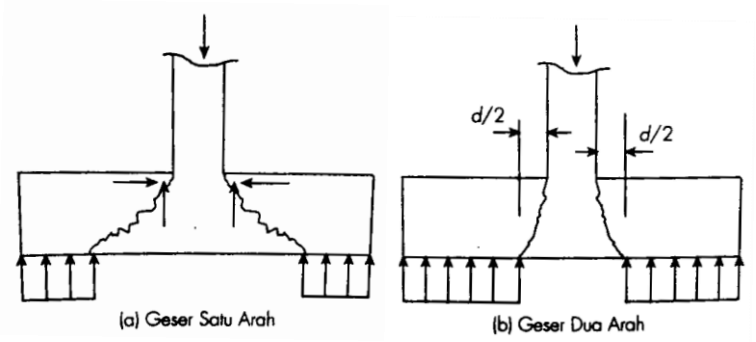
Perhitungan momen lentur dan gaya geser pada *pile cap* didasarkan pada asumsi bahwa reaksi dari tiap-tiap tiang pancang terpusat pada pusat berat penampang tiang pancang (SNI 2847:2013 Pasal 15.2.3). Ketebalan minimum dari sebuah *pile cap* ditentukan sebesar 300 mm sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 15.7. Dan untuk dapat mentransfer beban dengan baik ke lapisan tanah, maka jarak antar tiang dibatasi minimal sebesar 2,5 - 3 kali diameter tiang pancang. Jarak antar tiang diusahakan sedekat mungkin untuk menghemat *pile cap,* tetapi jika pondasi menerima beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen.

Pile cap direncanakan berdasarkan reaksi maksimum tiang individu akibat gaya yang membebani pondasi. Berikut perhitungan *pile cap* untuk pondasi.

1. Kontrol penampang *pile cap* terhadap gaya geser

   Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitnugan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak. Apabila pada pondasi telapak pada umumnya dapat mengalami beberapa mekanisme keruntuhan, maka pada *pile cap* juga berlaku demikian.

- Keruntuhan geser (Gambar 2.40.a), dimana muncul retak dalam arah diagonal yang tidak mengakibatkan keruntuhan struktur, namun retak akan memanjang hingga mencapai daerah tekan beton, sehingga akan mengurangi penampang beton dan akhirnya daerah tekan beton akan mengalami kegagalan akibat tegangan geser dan tegangan tekan.
- Keruntuhan lentur setelah retak dalam arah diagonal terbentuk. Retak dalam arah diagonal yang terbentuk sebelumnya tidak menyebabkan keruntuhan atau mencegah tercapainya kuat momen nominal penampang. Jika panjang penyaluran tulangan tarik mencukupi, dan tidak terjadi keruntuhan pada daerah tekan beton, maka tulangan tarik akan mencapai kuat lelehnya.
- Keruntuhan tarik diagonal (Gambar 2.40.b), atau sering disebut dengan geser pons (*punching shear*), pelat pondasi mengalami keruntuhan akibat terbentuknya retak dalam arah diagonal di sekitar lokasi beban kolom. Hasil penelitian menunjukkan bahwa penampang kritis akibat geser pons terletak sejarak *d/2* dari muka kolom, dengan *d* adalah tinggi efektif pelat pondasi.

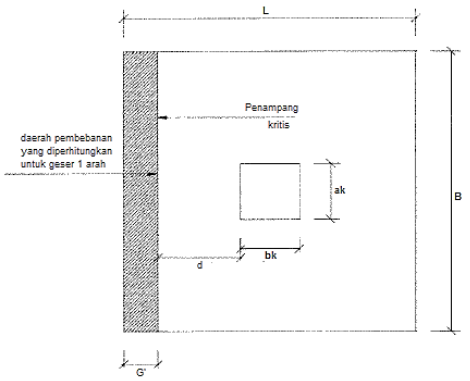


Gambar 2.43. Mekanisme keruntuhan pondasi *pile cap*

- Keruntuhan lentur terjadi sebelum retak dalam arah diagonal terbentuk. Retak dalam arah diagonal terbentuk setelah kuat lentur penampang tercapai.

  Dalam perencanaan, keruntuhan geser hendaknya tidak terjadi sebelum kuat lentur penamoang tercapai.

a. Kontrol gaya geser satu arah



Gambar 2.44. Analisis geser satu arah

- Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$Vu = \sigma . L . G' \quad \text{..... (2.4.25)}$$

Dimana :

Vu = Gaya geser terfaktor

σ = Tegangan yang terjadi, dengan :

Pu/A (t/m^2)

Pu = Gaya aksial pada pondasi

A = Luas pondasi *pile cap*

L = Panjang *pile cap*

d = Tebal efektif *pile cap*

G’ = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser satu arah

- Kuat geser beton

  Penggunaan penulangan geser di dalam pondasi tidak disarankan karena tidak praktis, terutama berkaitan dengan kesulitan pemasangan disamping lebih praktis untuk menambah ketebalan pondasi sedikit saja. oleh karena itu seperti halnya pondasi telapak, umumnya perencanaan kuat geser pondasi *pile cap* didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton saja. Perilaku pondasi yang bekerja pada satu arah dapat disamakan dengan balok atau pelat penulangan satu arah. Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 ayat 1.1 ditentukan bahwa penampang kritis geser satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar ditempat yang berjarak sama dengan tinggi efektif dari muka beban terpusat atau bidang reaksi. Maka kuat geser beton pada pondasi dengan penulangan satu arah diperhitungkan sebagai berikut :

$$\varphi Vc = \varphi \frac{1}{6} \sqrt{fc'.b.d} \quad \text{..... (2.4.26)}$$

Dimana :

b = Panjang *pile cap*

d = Tebal efektif *pile cap* = h – selimut beton

h = Tebal *pile cap*

Vc = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

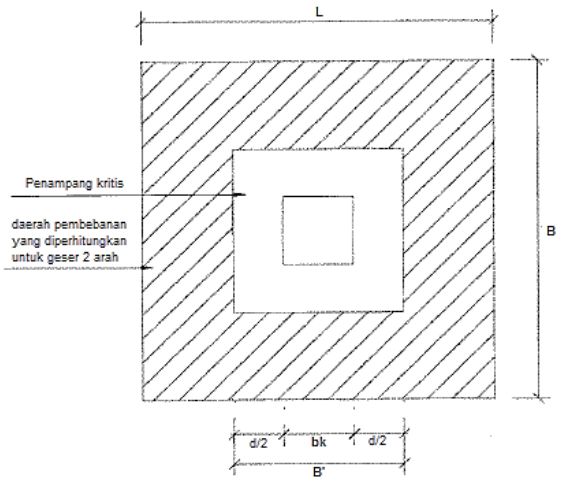
fc’ = Kuat tekan beton yang disyaratkan

Vu = Gaya geser terfaktor satu arah yang terjadi

- Dengan ketentuan bahwa :

φVc > Vu

b. Kontrol gaya geser dua arah



Gambar 2.45. Analisis geser dua arah

- Lebar penampang kritis (B')

B' = Lebar kolom + 2 (1/2d) ..... (2.4.27)

- Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$Vu = \sigma\ (L^2 - B'^2)$ ..... (2.4.28)

Dimana :

σ = Tegangan yang terjadi, dengan :

Pu/A (t/m^2)

L = Panjang *pile cap*

B' = Lebar penampang kritis pondasi *pile cap*

Vu = Gaya geser terfaktor dua arah yang terjadi

- Dalam SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1, dinyatakan bahwa nilai kuat geser pondasi akibat geser dua arah untuk beton ditentukan nilai terkecil dari:

1. $Vc = \left[1 + \frac{2}{\beta c}\right] \frac{\sqrt{fc'.bo.d}}{6}$ ..... (2.4.29)
2. $Vc = \left[\frac{\alpha s.d}{bo} + 2\right] \frac{\sqrt{fc'.bo.d}}{12}$ ..... (2.4.30)

dengan : αs = 40 untuk kolom dalam

αs = 30 untuk kolom tepi

αs = 20 untuk kolom sudut

3. $Vc = \frac{1}{3} \sqrt{fc'.bo.d}$ ..... (2.4.31)

Dengan : $\beta c = \frac{ak}{bk}$

Bo = 4B'

Dimana :

Vu = Gaya geser dua arah yang terjadi

bk = Panjang kolom

ak = Lebar kolom

d = Tinggi efektif pondasi *pile cap*

h = Tebal pondasi *pile cap*

bo = Keliling penampang kritis pondasi *pile cap*

αs = Konstanta untuk perhitungan pondasi *pile cap*

- Dengan ketentuan bahwa :

φVc > Vu

2. Perhitungan Tulangan *Pile Cap*

   Perhitungan momen terfaktr maksimum untuk sebuah pondasi telapak ditentukan dalam SNI 2847:2013 pasal 15.4. dalam pasal tersebut bahwa momen luar akibat semua gaya yang bekerja pada pondasi harus dihitung terhadap suatu potongan bidang vertikal pada pondaasi tersebut (pada penampang kritis) yang terletak pada :

   a. Muka kolom, pedestal, dinding, untuk pondasi telapak yang memikul kolom, pedestal atau dinding beton.
   b. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
   c. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung kolom dengan pelat dasar baja.

Beban aksial Pu yang bekerja dibebankan sama rata keseluruh tiang. Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar Pu/np.

Momen terhadap titik berat :

- Lebar Penampang Kritis (B')

B' = lebar *pile cap*/2 – lebar kolom/2 ..... (2.4.32)

- Berat *Pile cap* pada Penampang Kritis (q')

q' = 2400 x l x t ..... (2.4.33)

Berat pile cap pada penampang kritis:

$$Mu = 2 \times \frac{Pu}{4} \; x \; s - \frac{1}{2} \; x \; q' x \; B'^2 \quad \text{..... (2.4.34)}$$

$$\phi Mn = \phi As \; . \; fy \; .(\; d\text{-}1/2.a) \quad \text{..... (2.4.35)}$$

$$a = \frac{As \; . fy}{0{,}85 . f'c . b} \quad \text{..... (2.4.36)}$$

dengan :

B’ = Lebar penampang kritis pondasi *pile cap*

q’ = Berat *pile cap* pada penampang kritis

Mu = Momen terfaktor yang terjadi

Mn = Momen nominal

As = Luas tulangan

a = bentang geser, jarak antara beban terpusat dan muka tumpuan

fy = Kuat leleh baja tulangan

fc’ = Kuat tekan beton

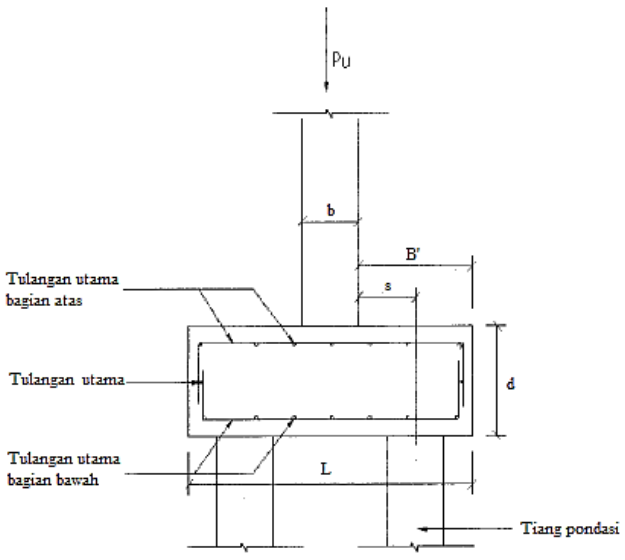
b = Lebar pondasi *pile cap*

s = Jarak antar tiang

Dengan ketentuan bahwa :

$\phi Mn > Mu$

Untuk tulangan tekan bagian atas, bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama.



Gambar 2.46. Contoh Detail Tulangan *Pile Cap*