

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Beton

SNI 2847:2013 didefinisikan Beton (*Concrete*) adalah campuran semen portland atau semen hidrolis lainnya, agregat halus, agregat kasar, dan air dengan atau tanpa bahan campuran tambahan (admixture)

2.1.1 Sifat Mekanik Beton

Berikut adalah beberapa sifat mekanik yang dimiliki oleh beton yang sudah mengeras yang dapat dijadikan sebagai dasar untuk menentukan mutu atau kualitas beton tersebut.

2.1.1.1 Kuat tekan

Dalam perencanaan suatu komponen struktur beton, biasanya diasumsikan bahwa beton memikul tegangan tekan bukannya tegangan tarik, oleh karena itu kuat tekan beton umumnya dijadikan acuan untuk menentukan mutu atau kualitas suatu material beton. Nilai kuat tekan beton yang disyaratkan f'_c diperoleh dari benda uji silinder standar yang dirawat dan telah berumur 28 hari. Untuk mencapai nilai kuat tekan yang disyaratkan, f'_c , maka nilai kuat tekan rerata, f'_{cr} harus ditentukan sebagai berikut.

1. Untuk $f'_c \leq 35\text{Mpa}$, diambil nilai terbesar dari:

- $f'_{cr} = f'_c + 1,34s$ (2.1)

- $f'_{cr} = f'_c + 2,33s - 3,5$ (2.2)

2. Untuk $f'_c > 35\text{Mpa}$, diambil nilai terbesar dari:

- $f'_{cr} = f'_c + 1,34s$ (2.3)

- $f'_{cr} = 0,90f'_c + 2,33s$ (2.4)

s = nilai deviasi standar

Tegangan tekan beton dirumuskan:

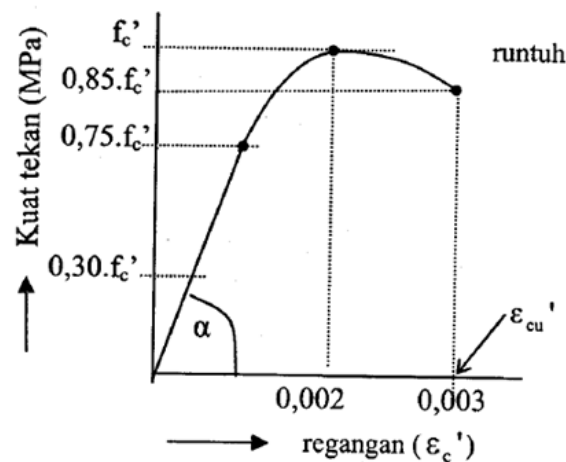
$$\sigma_c = \frac{P}{A} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan:

σ_c = tegangan tekan beton (MPa)

P = besar beban tekan (N)

A = luas penampang beton (mm²)



Gambar 0.1 Hubungan Antara Tegangan dan Regangan Tekan Beton

2.1.1.2 Kuat Tarik

Pada Umumnya kuat tarik belah berkisar antar 7 hingga 11% dari kuat tekannya, dengan rata-rata berkisar 10%. Kuat tarik belah dari beton dapat dihitung dengan rumus.

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi \times L \times D} \dots\dots\dots (2.6)$$

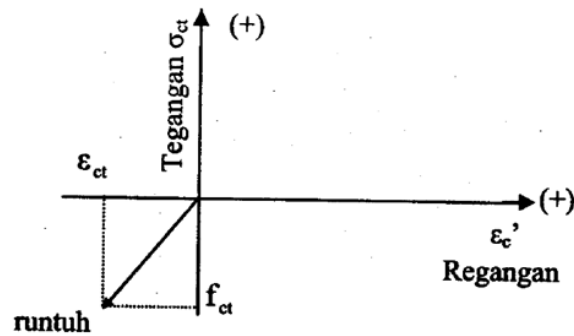
Keterangan:

f_{sp} = Kuat tarik belah (Mpa)

P = Beban batas pengujian (N)

L = Panjang benda uji (mm)

D = Diameter benda uji (mm)



Gambar 0.2 Hubungan Tegangan dan Regangan Tarik Beton

2.1.1.3 Kuat Lentur / Modulus Hancur Beton

Kuat lentur sering dinyatakan sebagai modulus hancur beton yang menunjukkan kuat tarik maksimum beton pada kondisi lentur. Besarnya nilai kuat lentur beton dihitung dengan menggunakan rumus :

$$f_r = \frac{PL}{bd^2} \dots\dots\dots (2.7)$$

SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.3 memberikan koreksi antara modulus

keruntuhan beton dengan kuat tekan, yaitu:

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f_c} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan:

f_r = kuat lentur beton (MPa)

P = beban batas benda uji (N)

L = panjang benda uji (mm)

b = lebar balok (mm)

λ = Faktor untuk beton ringan

2.1.1.4 Modulus Elastisitas (E_c)

Merupakan property mekanik pengujiannya dilakukan terhadap benda uji berbentuk silinder berdiameter 15 cm dan tinggi 30 cm. besarnya nilai modulus elastisitas dihitung menurut rumus :

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_2 - 0,00005} \dots\dots\dots (2.9)$$

SNI 2847:2013 pasal 8.5.1 memberikan korelasi antara nilai modulus elastisitas beton dengan kuat tekan dan berat jenisnya. Dinyatakan bahwa :

$$E_c = 0,043.W^{1,5}.\sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.10)$$

Pada umumnya untuk beton normal dapat diambil nilai modulus elastisitas :

$$E_c = 4700.\sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

E= modulus elastisitas beton (Mpa)

S_2 = besar tegangan saat 40% beban batas (MPa)

S_1 = besar tegangan saat regangan 0,00005 (MPa)

ε_2 = regangan saat 40% beban batas

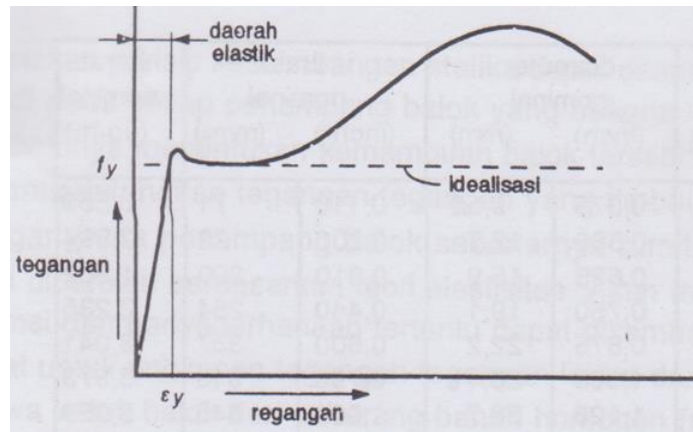
w = berat jenis beton yang berkisar antara 1500-2500 kg/m³.

2.2 Beton Bertulang

SNI 2847:2013 pasal 2.2 didefinisikan Beton bertulang (*Reinforced concrete*) adalah Beton struktural yang ditulangi dengan tidak kurang dari jumlah baja prategang atau tulangan non-prategang minimum yang ditetapkan dalam Pasal 1 sampai 21 dan Lampiran A sampai C.

2.2.1 Tulangan Baja

Tulangan utama berfungsi memikul gaya tarik ataupun tekan yang terjadi. Pada elemen pelat terkadang diberikan tulangan dalam arah tegak lurus tulangan utama disebut tulangan sekunder / tulangan pembagi. Pada elemen balok, terdapat tulangan dalam arah melintang dari tulangan utama, yang berfungsi untuk Memikul gaya geser disebut dengan tulangan geser/tulangan sengkang.



Gambar 0.3 Hubungan Regangan-Tegangan Tipikal Baja Tulangan

Mutu dari baja tulangan ditentukan berdasarkan kuat lelehnya (f_y). Tabel 2.1 memberikan beberapa nilai mutu baja tulangan yang dapat digunakan di lapangan.

Table 0.1 Mutu Tulangan Baja, Spesifikasi Bahan Bangunan dari Besi/Baja

Jenis	Simbol	Kuat Leleh Minimum, f_y , kg/mm^2 (MPa)	Kuat Tarik Minimum, f_u , kg/mm^2 (MPa)
Polos	BJTP-24	24 (235)	39 (382)
	BJTP-30	30 (294)	49 (480)
Deform /sirip / ulir	BJTD-24	24 (235)	39 (382)
	BJTD-30	30 (294)	49 (480)
	BJTD-35	35 (343)	50 (490)
	BJTD-40	40 (392)	57 (559)
	BJTD-50	50 (490)	63 (610)
Jaring/kawat baja (wire mesh), kuat tarik minimum tidak kurang dari 490 Mpa			

Sumber: Perencanaan struktur beton bertulang, agus setiawan hal:25

Baja tulangan polos (BJTP) hanya digunakan untuk tulangan pengikat sengkang atau spiral, umumnya diberi kait pada ujungnya. Berdasarkan SNI 03-2847-2013, untuk melindungi tulangan terhadap bahaya korosi maka disebelah tulangan luar harus diberi selimut beton. Untuk beton bertulang, tebal selimut beton minimum yang harus disediakan untuk tulangan harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Table 0.2 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 : <u>Pelat dinding, pelat berusuk :</u> - Batang D-44 dan D-56	40
- Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
<u>Balok, kolom :</u> - Tulangan utama, pengikat, sengkang, lilitan spiral	40
<u>Komponen struktur cangkang, pelat melipat :</u> - Batang D-19 dan yang lebih besar	20
- Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	15

Sumber: SNI 2847- 2013 hal. 51. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.

2.3 Standar Perencanaan

Pada umumnya tiap negara memiliki peraturannya masing-masing. Di Indonesia sendiri peraturan desain struktur beton diatur dalam SNI 03-2847-2013 Persyaratan Beton Struktur untuk Bangunan Gedung. Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI yaitu berbasis kekuatan, maka syarat dasar yang harus dipenuhi dalam desain adalah :

$$\text{Kuat Rencana} \geq \text{Kuat Perlu}$$

$$\phi (\text{Kuat Normal}) \geq U \dots \dots \dots (2.12)$$

ϕ (Kuat Normal), yaitu untuk memperhitungkan kurangnya mutu bahan di lapangan. Sedangkan Kuat Perlu (U), yaitu dihitung dengan mempertimbangkan faktor beban sesuai jenis beban seperti beban mati (D), beban hidup (L), beban angin (W), beban gempa (E).

Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul mome lentur, gaya geser dan aksial dituliskan secara khusus adalah:

$$\phi M_n > M_u \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\phi V_n > V_u \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\phi P_n > P_u \dots\dots\dots (2.15)$$

Indek (n) menunjukkan kuat momen lentur, kuat geser dan aksial nominal dari elemen yang ditinjau. Indek (u) menunjukkan beban terfaktor dari momen lentur, gaya geser dan gaya aksial yang harus dipikul oleh elemen struktur tersebut. Untuk menghitung beban terfaktor pada sisi kanan persamaan, besarnya masing-masing beban dikalikan dengan faktor beban yang sesuai dengan standar peraturan yang berlaku.

2.3.1 Kuat Perlu

SNI 03-2847-2013 pasal 9.2 besarnya kuat perlu, U , yang harus dipertimbangkan sebagai kondisi paling kritis yang harus dipikul suatu elemen struktur adalah:

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2.16)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.17)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.18)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.19)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L \dots\dots\dots (2.20)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 W \dots\dots\dots (2.21)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E \dots\dots\dots (2.22)$$

❖ Catatan tambahan kombinasi beban:

1. Nilai Faktor beban untuk L dalam Pers. (2.18) sampai (2.20) dapat direduksi menjadi $0,5L$ tidak lebih besar dari pada $4,8 \text{ kN/m}^2$ (atau 500 kg/m^2). Faktor yang tidak boleh direduksi area garasi atau area tempat publik.
2. Bila W belum direduksi oleh faktor arah, maka faktor beban untuk beban angin dalam Pers.(2.19) harus digunakan menjadi 1,6 dan Pers. (2.18) diganti menjadi 0,8.

2.3.2 Kuat Rencana

Kuat rencana merupakan hasil kali antara kuat nominal dengan faktor reduksi. Kuat nominal dari suatu komponen struktur (baik yang memikul lentur, beban aksial, geser maupun puntir), yang dihitung berdasarkan kaidah-kaidah yang berlaku, harus dikalikan dengan faktor reduksi yang besarnya kurang dari satu. Mengantisipasi segala ketidak pastian kekuatan bahan terhadap pembebanan pada komponen struktur, dianggap sebagai faktor reduksi kekuatan (ϕ), yang nilainya ditentukan menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3. sebagai berikut:

Table 0.3 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Faktor reduksi kekuatan (ϕ)		
1.	Penampang terkendali tarik	0,90
2.	Penampang terkendali tekan	
	a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	0,75
	b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,65
3.	Geser dan torsi	0,75
4.	Tumpuan pada beton kecuali daerah angkur	0,65
	a. Daerah angkur pasca tarik	0,85
	b. Model strat dan pengikat (Lampiran A), dan strat, pengikat, daerah pertemuan (<i>nodal</i>), dan daerah tumpuan dalam model tersebut	0,75

Faktor reduksi kekuatan (ϕ)		
5.	Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer	0,75
6.	Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran ∞ boleh ditingkatkan secara linier	0,75

Sumber: SNI 2847: 2013, hal 66, Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung .

2.4 Jenis Pembebanan

Beban merupakan gaya luar yang bekerja pada suatu struktur. Beban-beban yang bekerja pada struktur dihitung menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI-1.3.53.1987, beban-beban tersebut adalah:

2.4.1 Beban Mati

Beban mati merupakan 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.

Table 0.4 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/m²
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	
- Satu bata	450
- Setengah bata	250
Dinding pasangan batako	
Berlubang :	
- Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200
- Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120
Tanpa Lubang :	
- Tebal dinding 15 cm	300
- Tebal dinding 10 cm	200
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari :	
- Semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11
- Kaca, dengan tebal 3 – 5 mm	10
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup maksimum 200 kg/m ²	40
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,80 m	7
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso per m ² bidang atap	50
Penutup atas sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ² bidang atap	40
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghuni atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamannya 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.

Table 0.5 Beban Hidup Gedung

Beban Hidup	Berat (kg/m³)
a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk 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 dengan tempat duduk tetap	400
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250
k. Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400

Beban Hidup	Berat (kg/m³)
l. Lantai gedung parkir bertingkat: - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	800 400
m. Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300
n. Beban hidup pada atap/bagian atap pada struktur tudung (canopy) yang dapat dicapai/di bebani orang minimum	100

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987

2.4.3 Beban Angin

Beban angin merupakan semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isap), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan negatif dinyatakan dalam kg/m², ditentukan dengan mengalikan nilai tekanan tiup yang ditentukan harus dikalikan dengan suatu koefisien angin, agar mendapatkan gaya resultan yang bekerja pada struktur.

Bedasarkan **Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, 1987** untuk menghitung pengaruh angin pada struktur dapat disyaratkan sebagai berikut.

2.4.3.1 Tekanan Tiup

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m².
2. Tekanann tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m²

3. Untuk tempat-tempat dimana terdapat kecepatan angin yang mungkin mengakibatkan tekanan tiup yang lebih besar, tekanan tiup angin (p) dapat ditentukan berdasarkan rumus:

$$p = \frac{v^2}{16} (kg/m^2) \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana v adalah kecepatan angin (m/detik).

4. Pada cerobong tekanan tiup dalam kg/m^2 harus ditentukan dengan rumus $(42,5 + 0,6 h)$, h merupakan tinggi cerobong seluruhnya dalam meter, diukur dari lapangan yang berbatasan.

2.4.3.2 Koefisien Angin (Gedung Tertutup)

Koefisien angin untuk dinding yang berdiri bebas :

Untuk bidang-bidang luar, koefisien angin (+ berarti tekanan dan berarti isapan)

1. Dinding vertikal

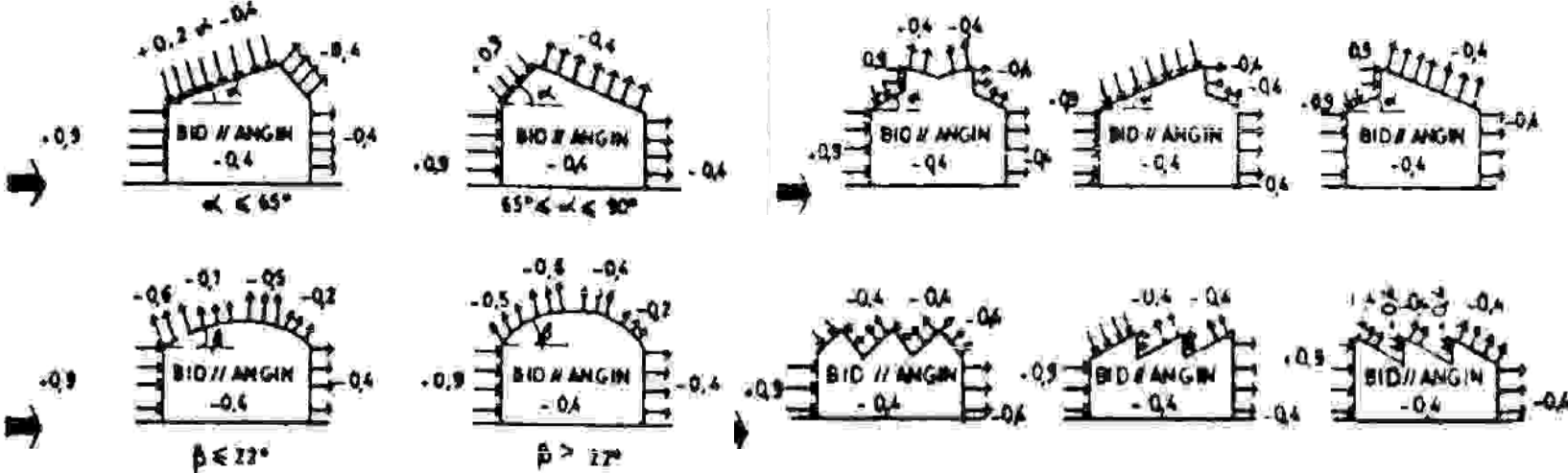
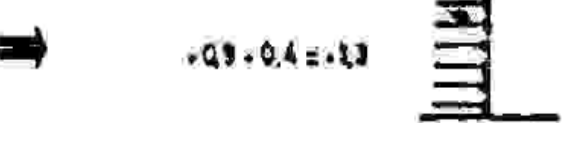
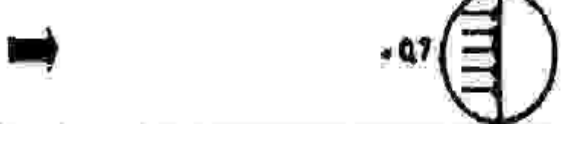
- | | |
|-----------------------------------|--------|
| - Diphak angin | + 0,9 |
| - Dibelakang angin | -0,40 |
| Jumlahnya $0,9 + 0,4 = 1,3$ | (2.24) |

2. Atap segitiga dengan sudut kemiringan α

- | | |
|--|--------------------|
| - Diphak angin : $\alpha < 65^\circ$ | $0,02\alpha - 0,4$ |
| $65^\circ < \alpha < 90^\circ$ | + 0,90 |
| - Dibelakang angin, untuk semua α | - 0,40 |

3. Cerobong dengan penampang lingkaran

- Koefisien angin untuk tekanan positif dan tekan negatif (isap) bersama sama adalah 0,7.

Ayat	Jenis Gedung	Bagan Beban Angin Angka-Angka/Rumus-Rumus Menunjukkan Koefisien Angin
1	Gedung Tertutup	 The diagrams illustrate wind load coefficients for closed buildings under various conditions: Top Row (Gabled Roofs): - Left: $\alpha \leq 65^\circ$, wind from the side. Coefficients: +0.2 (windward roof), -0.4 (leeward roof), -0.9 (windward wall), -0.4 (leeward wall). - Middle: $65^\circ < \alpha \leq 90^\circ$, wind from the side. Coefficients: +0.3 (windward roof), -0.4 (leeward roof), -0.9 (windward wall), -0.4 (leeward wall). - Right: Three diagrams showing wind from different angles, with coefficients ranging from +0.3 to -0.9. Bottom Row (Semi-circular Roofs): - Left: $\beta \leq 27^\circ$, wind from the side. Coefficients: -0.6 (windward roof), -0.9 (windward wall), -0.4 (leeward wall), -0.2 (leeward roof). - Middle: $\beta > 27^\circ$, wind from the side. Coefficients: -0.5 (windward roof), -0.9 (windward wall), -0.4 (leeward wall), -0.2 (leeward roof). - Right: Three diagrams showing wind from different angles, with coefficients ranging from +0.3 to -0.9.
2	Dinding berdiri bebas	 Diagram showing a free-standing wall with wind load coefficient: $+0.9 + 0.4 = +1.3$.
3	Cerobong Lingkaran	 Diagram showing a circular chimney with wind load coefficient: $+0.7$.

Gambar 0.4 Koefisien Angin

2.4.4 Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen 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.

Terdapat dua metode dalam analisa beban gempa dinamik, yaitu analisa ragam spektrum respons dan *time history*. Untuk penyusunan tugas akhir ini analisa beban gempa dinamik hanya menggunakan analisa ragam spektrum respons. Parameter-parameter yang harus diperhatikan dalam analisa ragam spektrum respons.

1. Kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 hal 14 untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 26.

Table 0.6 Kategori Resiko Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun	II

- Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Publik	
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit tenaga listrik dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat	IV

- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV.	
--	--

Sumber: SNI 1726-2012, hal 14. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

2. Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan tabel 2 dalam SNI 1726: 2012 hal 15 berikut merupakan faktor keutamaan gempa:

Table 0.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber: SNI 1726-2012, hal 15. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

3. Klasifikasi situs

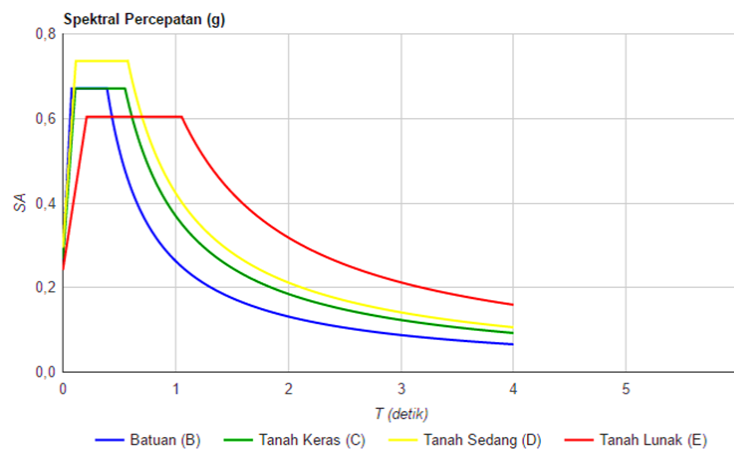
Penentuan klasifikasi situs berguna untuk memberi kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu.

Table 0.8 Tabel 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 – 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 – 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 - 350	15 – 50	50 - 100

Sumber : SNI 1726-2012, hal 17, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

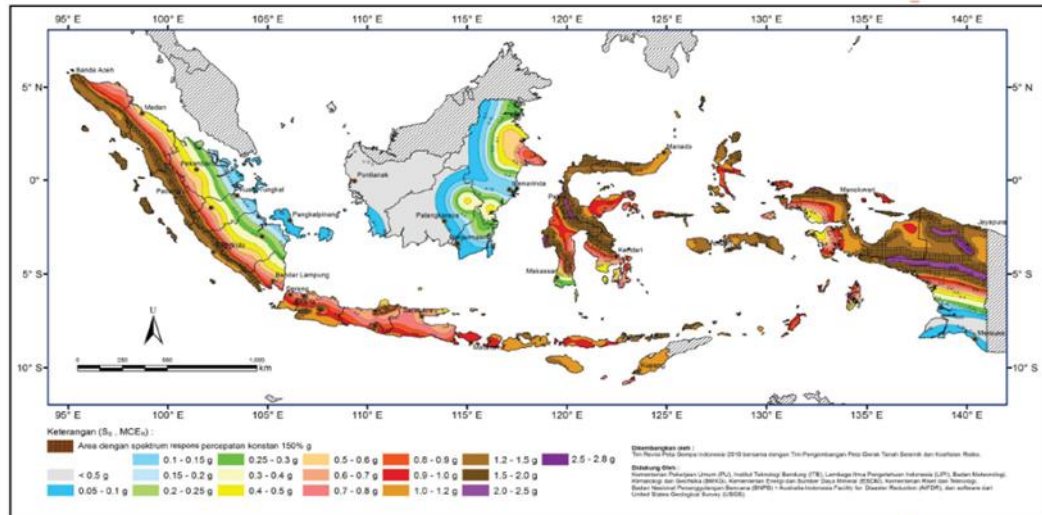
Adapun perencanaan gedung perkuliahan enam lantai berada di Tasikmalaya maka didapat grafik respon gempa.

**Gambar 0.5** Grafik Spektrum Respon Gempa Kota Tasikmalaya

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

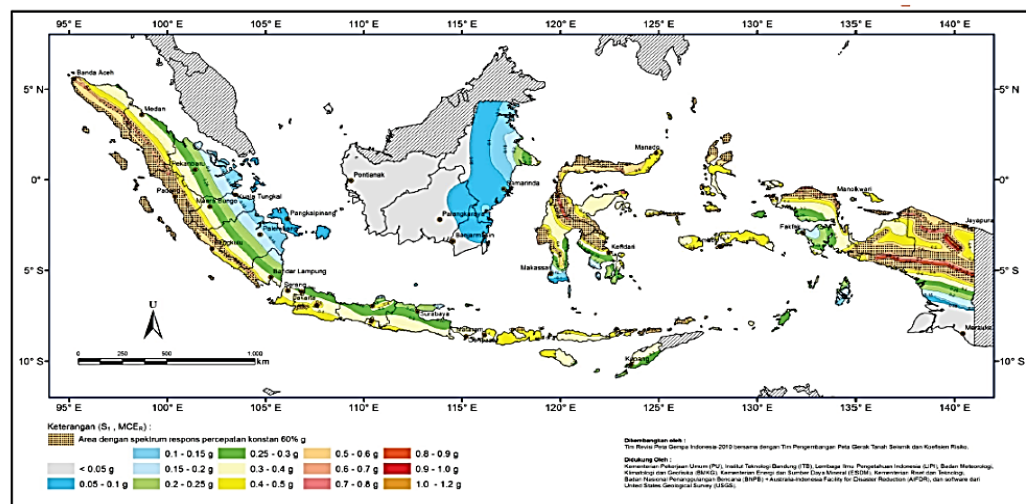
4. Parameter percepatan terpetakan

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.



Gambar 0.6 Gempa Maksimum yang di yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget(MCE_R)

Sumber: SNI 1726:2012 hal. 135



Gambar 0.7 S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget(MCE_R)

Sumber: SNI 1726:2012 hal. 136

5. Koefisien situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (F_a) dan koefisien situs periode 1 detik (F_v).

Table 0.9 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
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 spesipik dan analisis respons situs- spesipik, lihat 6.10.1					

Sumber : SNI 1727:2012 hal 22

Table 0.10 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ 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_s dapat dilakukan interpolasi linier					
b) SS= situs yang memerlukan investigasi spesipik dan analisis respons situs- spesipik, lihat 6.10.1					

Sumber: SNI 1726 2012, hal 22

6. Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R)

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (0.25)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (0.26)$$

7. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \dots\dots\dots (0.27)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \dots\dots\dots (0.28)$$

8. Kategori desain seismik

Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain sebagai berikut:

Table 0.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai SD_s	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD_s < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SD_s < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SD_s < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SD_s$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012, hal 24

Table 0.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

Nilai SD_1	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD_1 < 0,167$	A	A
$0,067 \leq SD_1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD_1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD_1$	D	D

Sumber: SNI 1726 2012, hal 25

9. Koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan batasan ketinggian struktur

Table 0.13 Faktor R , Ω_0 , C_d untuk Sistem Struktur Tahan Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, R	Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_0	Faktor Pembesar-An Defleksi Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, Hn (M)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem rangka bangunan								
Dinding geser beton bertulang khusus	6	21/2	5	TB	TB	48	48	30
Dinding geser beton bertulang biasa	5	21/2	41/2	TB	TB	10	10	TI
Catatan: TB, tidak dibatasi dan TI, tidak diizinkan.								

Sumber: SNI 1726 2012, hal 35

10. Penentuan periode fundamental struktur

Periode fundamental struktur (T) pada arah tinjauan tidak boleh melebihi nilai batas atas yang dihitung berdasarkan koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatannya (T_a).

Table 0.14 Koefisien untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726 2012, hal 56

11. Periode fundamental pendekatan untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n \dots\dots\dots (0.29)$$

C_w dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \dots\dots\dots (0.30)$$

Keterangan:

- A_b = luas dasar struktur (m^2)
- A_i = luas badan dinding geser tinjauan (m^2)
- h_i = tinggi dinding geser tinjauan (m^2)
- D_i = panjang dinding geser tinjauan (m)
- X = jumlah dinding geser yang efektif menahan gaya lateral pada arah yang ditinjau

2.4.5 Beban Hujan

Pada umumnya unsur air jarang diperhitungkan ketika membuat perhitungan beban hidup, faktor ini harus diperhatikan ketika sedang merancang. Beban hujan pada umumnya tidak sebesar beban salju, tetapi adanya akumulasi air akan menghasilkan beban yang cukup besar. Beban yang besar terjadi pada atap datar karena saluran yang mampat. Dengan menggenangnya air, atap akan mengalami lendutan sehingga air akan semakin mengumpul dan mengakibatkan lendutan yang semakin besar. Proses ini dinamai genangan (ponding) dan akhirnya dapat menyebabkan runtuhnya atap. Berdasarkan **Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, 1987**, beban hidup pada atap gedung dijelaskan:

- Beban terbagi rata per m^2 bidang datar berasal dari beban air hujan sebesar $(40 - 0,8 \alpha) \text{ kg/m}^2$. Dengan ketentuan beban tersebut tidak perlu diambil lebih besar dari 20 kg/m^2 , dan tidak perlu ditinjau bila kemiringan atapnya lebih besar dari 50° (α = sudut kemiringan atap dalam derajat).

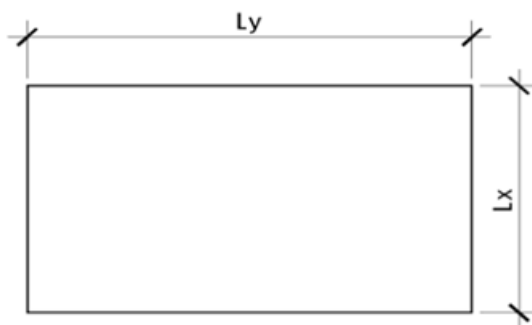
2.5 Perencanaan Struktur Atas

2.5.1 Pelat

Pelat beton bertulang adalah struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang untuk menyediakan 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 terledak di atas tanah (*slab on ground*). Pada umumnya struktur pelat beton pada gedung diklasifikasikan menjadi 3 kelompok:

1. Pelat satu arah (One Way Slab)

Pelat satu arah merupakan pelat dengan tulangan pokok satu arah yang akan dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja. Pelat satu arah apabila $\frac{L_y}{L_x} \geq 2$, dimana L_y adalah sisi panjang dan L_x adalah panjang sisi pendek.



Gambar 0.8 Pelat yang Ditinjau Keempat Sisi

Ketebalan minimum pelat satu arah yang menggunakan $f_y = 400$ Mpa sesuai SNI 2847:2013 pada Tabel 2.15

Table 0.15 Tebal Minimum Pelat

Jenis Komponen Struktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
Pelat Satu Arah	$L/20$	$L/24$	$L/28$	$L/10$
Pelat Rusuk	$L/16$	$L/18,5$	$L/21$	$L/8$
- Untuk f_y selain 400 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$. <i>Sumber SNI 2847:2013</i>				

Struktur pelat satu arah, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton seperti pada Tabel 2.16 tidak kurang dari 0,0014

Table 0.16 Persyaratan Tulangan Susut Dan Suhu Untuk Pelat

Pelat yang menggunakan tulangan ulir dengan mutu $f_y = 280$ atau 350 Mpa	0,0020
Pelat dengan menggunakan tulangan ulir atau jaring kawat las dengan mutu $f_y = 420$	0,0018
Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan luluh melebihi 420 Mpa yang diukur pada tegangan leleh sebesar 0,35%	$0,0018 \times \frac{420}{f_y}$

Sumber: SNI 2847:2013 Perencanaan Struktur Beton Bertulang Hal 255

Kecuali untuk pelat rusuk jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450mm (SNI 2847:2013, Pasal 7.6.5)

➤ Tulangan bagi/tulangan susut dan suhu

$$- f_y \leq 350 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,002 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots (2.31)$$

$$- f_y = 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots (2.32)$$

$$- f_y > 400 \text{ MPa, } A_{s,b} = 0,0018 \cdot b \cdot h (400/f_y) \dots\dots\dots (2.33)$$

$$- A_{s,b} \geq 0,0014 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots (2.34)$$

➤ Jarak tulangan (S)

$$S = \frac{1000.A_b}{A_s} \dots\dots\dots(2.35)$$

2. Sistem pelat rusuk

Sistem pelat rusuk terdiri dari pelat beton dengan ketebalan 50-100mm, ditopang oleh sejumlah rusuk dengan jarak beraturan yang tidak melebihi 750 mm. Rusuk mempunyai lebar minimum 100mm dan tinggi tidak lebih 3,5 kali lebar minimumnya. Sistem pelat rusuk cocok digunakan untuk struktur pelat bentang 6-9m dengan memikul beban hidup 3,5-5,5 kN/m²

3. Pelat dua arah (Two Way Slab)

Pelat dua arah merupakan pelat dengan tulangan pokok dua arah yang akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang dua arah.

Pelat lantai yang direncanakan adalah pelat lantai dua arah yang didukung pada keempat sisinya. Langkah-langkah yang digunakan meliputi:

- A. Menentukan syarat batas dan bentang (I_x dan I_y).
- B. Syarat tebal pelat minimum menurut SNI 03 – 2847 – 2013 adalah sebagai berikut:

1. Untuk $0,2 < \alpha_{fm} < 2,0$

$$h = \frac{l_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5.\beta.(\alpha_{fm} - 0,2)} \dots\dots\dots(2.36)$$

Namun tidak kurang dari 125 mm.

2. Untuk $\alpha_{fm} > 2,0$

$$h = \frac{l_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots(2.37)$$

Namun tidak kurang dari 90 mm.

3. Untuk $\alpha_{fm} < 2,0$

h = ketebalan minimum pelat tanpa balok (Tabel 2.17)

Table 0.17 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Dalam

f_y (Mpa)	Tanpa Penebalan Panel			Dengan Penebalan Panel		
	Panel Luar		Panel Dalam	Panel Luar		Panel Dalam
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
530	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

Sumber: Perencanaan Struktur Gedung Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013 Halaman 262

Dalam Tabel 2.17 dijelaskan:

- Pelat tanpa penebalan panel tidak kurang dari 120 mm.
- Pelat dengan penebalan panel tidak kurang dari 100 mm.

Keterangan:

h = Tebal pelat

l_n = Panjang bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah melintang dari pelat dua arah (mm).

β = Perbandingan antara bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah melintang dari pelat dua arah.

I_b = Momen inersia brutto terhadap sumbu pusat penampang brutto balok

I_s = Momen inersia terhadap sumbu pusat penampang brutto

E_{cb} = Modulus elastisitas balok beton

E_{cp} = Modulus elastisitas pelat beton

α_f = Nilai rata-rata dari α_f untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu pelat.

α_f = Rasio kekakuan lentur penampang balok ($E_{cb}I_b$) terhadap kekakuan lentur pelat ($E_{cs}I_s$), yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari pelat-pelat yang bersebelahan pada tiap sisi balok.

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

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \dots\dots\dots(2.38)$$

C. Menghitung beban yang bekerja pada pelat

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L \dots\dots\dots(2.39)$$

Keterangan:

q_u = beban ultimit

q_D = beban mati

q_L = beban hidup

D. Mencari momen

Mencari momen yang bekerja pada arah x dan y (M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} , dan M_{ty}) dengan melihat hasil perbandingan bentang panjang (l_y) terhadap bentang pendek (l_x).

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

Keterangan :  = Terletak bebas
 = Terjepit penuh

Gambar 0.9 Perhitungan momen pada pelat

Sumber: Balok Dan Pelat Beton Bertulang Ali Asroni (2010:267)

E. Menghitung tulangan perlu

1. Rasio tulangan

- Rasio tulangan seimbang

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.40)$$

- Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (2.41)$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.42)$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f'_c b d^2}} \right) \cdot \dots\dots\dots (2.43)$$

2. Luas tulangan

$$A_s = \rho_{perlu} b d \dots\dots\dots (2.44)$$

3. Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_t} \dots\dots\dots (2.45)$$

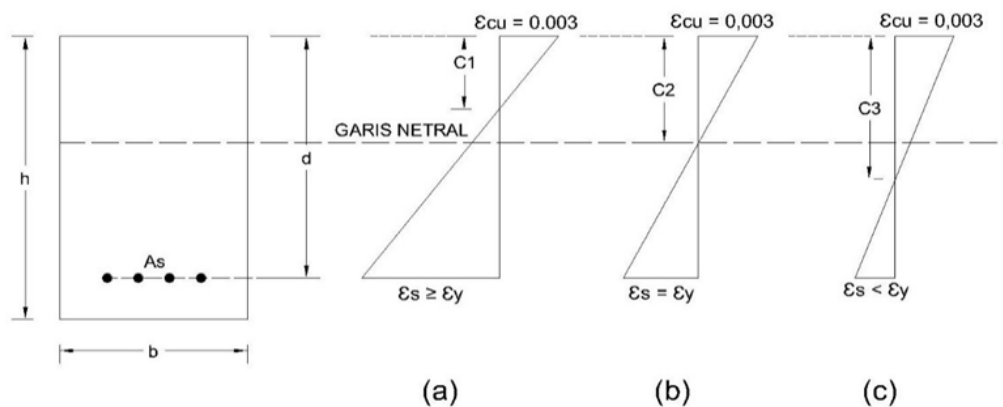
4. Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b}{n-1} \dots\dots\dots (2.46)$$

2.5.2 Balok

Balok 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.

Berdasarkan persentase tulangan baja yang digunakan dalam suatu komponen struktur balok, maka terdapat tiga macam keruntuhan lentur balok yang dapat terjadi yaitu:



Gambar 0.10 Keruntuhan Balok Ditinjau dari Persentase Tulangan Baja

(a) Keruntuhan Tarik (b) Keruntuhan Seimbang (c) Keruntuhan Tekan

1. Keruntuhan Tarik (*under-reinforced.*)

Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja akibat regangan yang cukup tinggi mencapai 0,005 atau lebih . Penampang beton memiliki persentase tulangan baja yang cukup kecil .

2. Keruntuhan Seimbang (*balanced.*)

Tulangan baja mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan ultimitnya sebesar 0,003 , artinya pada saat ini regangan baja sama dengan regangan lelehnya,yaitu

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.47)$$

3. Keruntuhan Tekan (*over-reinforced.*)

Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada awal keruntuhan, regangan baja ε_s yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya ε_y . Kondisi ini terjadi apabila tulangan yang digunakan lebih banyak daripada yang diperlukan dalam keadaan *balanced*.

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.

2.5.2.1 Distribusi Tegangan Tekan Ekuivalen

SNI 2847:2013 Pasal 10.2.7, diizinkan untuk menggunakan distribusi balok tegangan ekuivalen berbentuk empat persegi panjang untuk menghitung kuat lentur nominal yang dikenal sebagai balok tegangan Whitney didefinisikan:

1. Tegangan tekan merata sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar sumbu netral sejauh $a = \beta_1 c$ dari serat beton yang mengalami regangan tekan maksimum.
2. Jarak c dari serat dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur tegak lurus sumbu tersebut.
3. Faktor β_1 dapat dihitung sebagai berikut.
 - a. Untuk kuat tekan beton $f'_c \leq 28$ MPa

$$\beta_1 = 0,85 \dots \dots \dots (2.48)$$

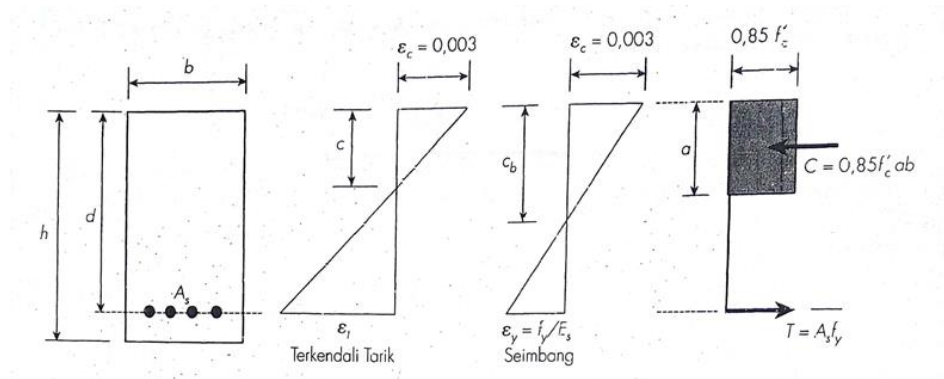
- b. Untuk $28 \text{ MPa} < f'_c < 56 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \dots \dots \dots (2.49)$$

- c. Untuk f'_c lebih dari 56 MPa

$$\beta_1 = 0,65 \dots \dots \dots (2.50)$$

2.5.2.2 Penampang Persegi Bertulangan Tunggal



Gambar 0.11 Distribusi Tegangan Dan Regangan Penampang Bertulang Tunggal

Sumber : Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan, hal 38

Keterangan:

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

$$a = \beta_1 \cdot c \dots \dots \dots (2.51)$$

A_s : luas tulangan tarik, mm².

b : lebar penampang balok, mm.

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

C_c : gaya tekan beton, kN.

d : tinggi efektif penampang balok, mm.

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

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

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

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

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s \dots \dots \dots (2.52)$$

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

h : tinggi penampang balok, mm.

M_n : momen nominal aktual, kNm.

T_s : gaya tarik baja tulangan, kN.

ε_c' : regangan tekan beton, dengan ε_c' maksimal (ε_{cu}') = 0,003

ε_s : regangan tarik baja tulangan.

ε_s' : regangan tekan baja tulangan.

$$\varepsilon_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{c} \cdot 0,003 \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

ε_y : regangan tarik baja tulangan pada saat leleh,

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

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

Dari diagram regangan dan tegangan pada Gambar 2.11 dengan menggunakan perbandingan diperoleh persamaan berikut:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s}$$

Apabila nilai $E_s = 20000$ MPa, maka:

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) d \quad \dots\dots\dots (0.55)$$

Dari hubungan keseimbangan antara gaya tekan dan gaya tarik baja didapat persamaan berikut:

$$C = T$$

$$0,85 f'_c b a_b = A_s f_y$$

Persamaan nilai tinggi blok tegangan ekuivalen dalam kondisi seimbang adalah:

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots (0.56)$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan untuk mencapai kondisi seimbang (ρ_b) adalah perbandingan luas tulangan baja dengan luas penampang efektif.

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b d} \dots\dots\dots (0.57)$$

Keterangan :

b = lebar penampang balok tertekan

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan baja tarik

Dari persamaan 2.64 dan 2.55 didapat persamaan umum rasio tulangan seimbang, ρ_b .

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (0.58)$$

Balok terlentur mengalami lendutan yang ditahan oleh kopel gaya-gaya dalam berupa tegangan tekan dari beton dan tegangan tarik dari baja tulangan, momen nominal suatu balok persegi merupakan nilai dari tegangan-tegangan dari beton atau pun baja tulangan terhadap jarak antara kedua gaya tersebut.

$$M_n = C_z = T_z$$

di mana z adalah lengan momen, yaitu jarak antara gaya tarik dan tekan yang membentuk kopel. Dengan menggunakan blok tegangan segiempat ekuivalen dari Gambar 2.5, maka lengan momennya adalah:

$$z = d - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (0.59)$$

Jadi momen tahanan nominalnya menjadi :

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 f'_c b a \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (0.60)$$

Sesuai dengan konsep tegangan kerja momen nominal harus direduksi dengan faktor reduksi ϕ . Persamaan momen nominal dapat ditulis sebagai berikut:

$$\phi M_n = R_u b d^2 \dots\dots\dots (0.61)$$

dengan,

$$R_u = \phi \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f'_c} \right) \dots\dots\dots (0.62)$$

Selanjutnya akan ditinjau batasan rasio tulangan baja yang diizinkan dalam suatu komponen struktur lentur. Dalam SNI 2847: 2013 pasal 10.3.5 menyatakan nilai ε_y pada kondisi kuat lentur nominal harus $\geq 0,004$.

Regangan penampang pada kondisi seimbang yang ditunjukkan pada Gambar 2.11 dari hubungan yang sudah diturunkan sebelumnya diperoleh:

$$c_b = \frac{a_b}{\beta_1} = \frac{A_{sb} f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b} = \frac{\rho_b f_y d}{0,85 f'_c \beta_1}$$

atau,

$$c = \frac{\rho f_y d}{0,85 f'_c \beta_1}$$

dari perbandingan kedua nilai c diatas didapat persamaan sebagai berikut:

$$\frac{\rho}{\rho_b} = \frac{0,003 + f_y/E_s}{0,003 + \varepsilon_t} \dots\dots\dots (0.63)$$

Untuk desain komponen struktur lentur dapat diambil nilai rasio tulangan dengan $\varepsilon_t = 0,005$, sehingga:

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (0.64)$$

nilai untuk rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (0.65)$$

dan untuk rasio tulangan yang diperlukan untuk menahan momen lentur yang terjadi pada balok (M_u) adalah:

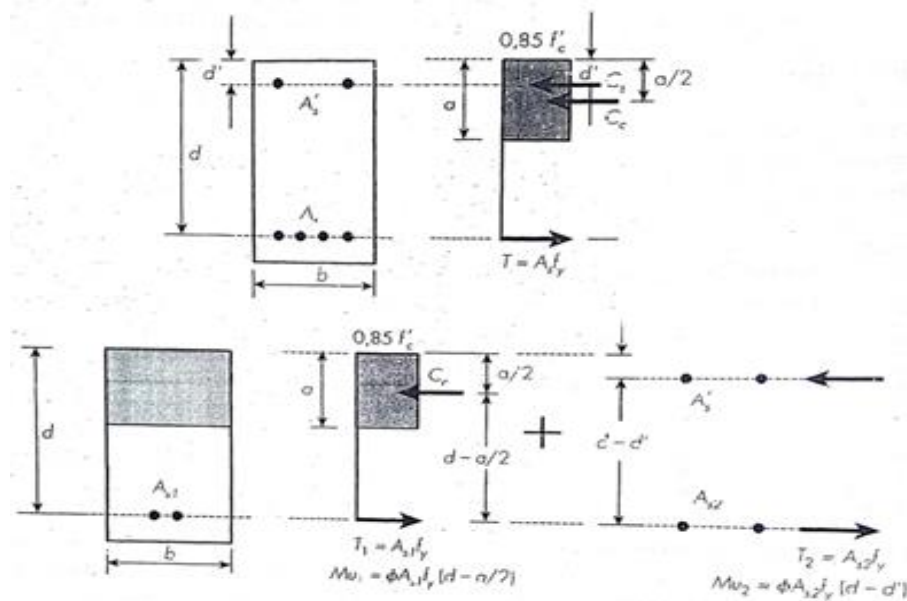
$$\rho_{perlu} = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right) \dots\dots\dots (0.66)$$

dengan persyaratan seagai berikut:

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$$

2.5.2.3 Penampang Bertulangan Rangkap

Balok tulangan rangkap ialah balok beton yang diberi tulangan pada penampang daerah tarik dan daerah tekan. Dengan dipasang tulangan rangkap maka balok akan lebih kuat menerima beban yang berupa moment lentur.



Gambar 0.12 Distribusi regangan dan tegangan pada balok tulangan rangkap

Sumber: *Perancangan Struktur Beton Bertulang*, Agus Setiawan, hal 48

Tegangan tekan baja tulangan f'_s dihitung dengan rumus:

$$f'_s = \frac{a - \beta_1 d'}{a} 600 \dots\dots\dots (0.67)$$

dengan ketentuan $f'_s \geq 0$

jika $f'_s > f_y$, maka dipakai $f'_s = f_y$.

Dari diagram interaksi tegangan dan regangan di atas didapat persamaan-persamaan berikut:

1. Momen internal (M_{u1}) yang dihasilkan dari gaya tekan pada beton dan gaya tarik ekuivalen pada tulangan baja, A_{s1} .

$$T_1 = C_c$$

$$A_{s1} f_y = 0,85 f'_c a b$$

Dengan

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0,85 f'_c b} \dots\dots\dots (2.68)$$

Didapat persamaan M_{u1} sebagai berikut:

$$M_{u1} = \phi A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2.69)$$

M_{u2} merupakan momen internal yang timbul dari gaya tekan pada tulangan A'_s dan gaya tarik tambahan dari tulangan A_{s2} .

$$M_{u2} = \phi A_{s2} f_y (d - d') = \phi A'_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (2.70)$$

2. Momen nominal total dari balok penampang persegi bertulangan rangkap, M_n .

$$\phi M_n = M_{u1} + M_{u2} = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \dots\dots\dots (2.71)$$

3. Luas total tulangan baja tarik

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \dots\dots\dots (2.72)$$

atau

$$A_s = A_{s1} + A'_s \dots\dots\dots (2.73)$$

4. Syarat batas maksimum rasio tulangan

$$(\rho - \rho') < \rho_{maks} = \rho_b \left(\frac{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}{0,008} \right) \dots\dots\dots (2.74)$$

5. Tegangan pada tulangan tekan

$$f'_s = \frac{600(c - d')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots (2.75)$$

Apabila $\epsilon'_s < \epsilon_y$ tulangan tekan belum leleh dan $f'_s < f_y$

Apabila $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$ tulangan tekan sudah leleh dan $f'_s = f_y$

Dengan nilai regangan pada tulangan baja sebagai berikut:

$$\varepsilon = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2.76)$$

6. Nilai tinggi garis netral dari diagram regangan (c)

$$T = C_s + C_c$$

$$A_s f_y = A'_s \left[600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f'_c \right] + 0,85 f'_c \beta_1 c b$$

Apabila disederhanakan, nilai c dapat dihitung dengan persamaan:

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1 K_3}}{2K_1} \dots\dots\dots (2.77)$$

Dengan

$$K_1 = 0,85 f'_c \beta_1 b$$

$$K_2 = A'_s (600 - 0,85 f'_c) - A_s f_y$$

$$K_3 = -600 A'_s d'$$

7. Regangan pada tulangan

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} 0,003 \geq 0,005 \dots\dots\dots (2.78)$$

2.5.2.4 Kuat Geser Balok

Balok yang mengalami aksi pembebanan akan mengalami reaksi berupa gaya-gaya dalam berupa momen lentur dan gaya geser. Untuk dapat memikul beban tersebut balok harus didesain terhadap gaya-gaya dalam tersebut. Balok didesain terhadap momen lentur terlebih dahulu untuk menentukan ukuran penampang balok serta kebutuhan tulangan utama atau tulangan lenturnya. Keruntuhan akibat geser terjadi secara tiba-tiba, berbeda dengan keruntuhan akibat lentur yang ditandai dengan beberapa indikasi berupa terjadinya lendutan yang

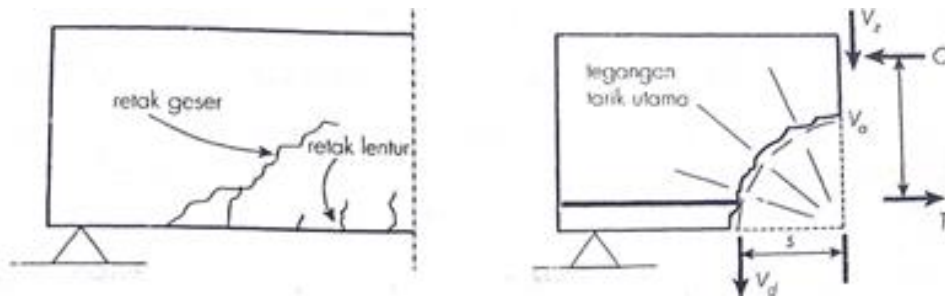
bertambah besar dan adanya retak yang lebar sebelumnya. Untuk itu balok harus didesain sedemikian rupa sehingga kegagalan akibat gaya geser tidak terjadi sebelum kegagalan lentur.

Tegangan tarik yang timbul pada beton dapat saja diakibatkan oleh gaya tarik aksial, momen lentur, gaya geser, torsi maupun kombinasi dari gaya-gaya tersebut. Retak geser lentur merupakan retakan yang umum dijumpai pada balok. Retak lentur terlebih dahulu menyebar secara vertikal ke badan balok, dan selanjutnya terjadi retak miring dimulai dari sisi atas balok ketika timbul tegangan geser di daerah tersebut. Oleh karena itu, di daerah yang terjadi tegangan geser yang tinggi, balok beton harus diperkuat dengan tulangan geser untuk menghasilkan tulangan yang daktail sehingga tidak runtuh secara tiba-tiba pada saat terjadi kegagalan. Untuk menghindari terjadinya kegagalan geser sebelum kegagalan lentur terjadi, maka faktor keamanan untuk geser diambil lebih besar daripada faktor keamanan untuk lentur. Peraturan SNI 2847: 2013 memberikan batasan untuk reduksi kapasitas geser suatu penampang sebesar $\phi = 0,75$.

Tahanan geser pada balok beton bertulang didapatkan dari kombinasi beberapa mekanisme berikut:

1. Tahanan geser beton yang didasarkan pada penampang yang masih utuh belum mengalami retak, V_z .
2. Transfer geser antar muka akibat lekatan agregat sepanjang bidang retak, V_a .
3. Tahanan yang diberikan oleh tulangan memanjang, V_d .

Selain itu tulangan geser memberikan tambahan tahanan geser, V_s , yang tergantung pada diameter dan jarak antar tulangan geser. Tulangan geser memiliki kontribusi pada kuat geser yang cukup setelah terjadi retak diagonal pada balok beton, dan redistribusi gaya internal yang terjadi pada daerah yang terjadi keretakan.



Gambar 0.13 Retak Geser Lentur dan Mekanisme Tahan Geser pada Balok Beton Bertulang

Sumber: Perancangan Struktur Beton Bertulang, Agus Setiawan, hal 95

Beberapa rumus yang digunakan sebagai dasar perhitungan tulangan geser balok yang tercantum dalam pasal 11 SNI 2847-2013.

1. Kapasitas pikul tulangan geser.

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (0.79)$$

dimana V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kekuatan geser nominal yang dihitung dengan,

$$V_n = \phi(V_c + V_s) \dots\dots\dots (0.80)$$

dimana V_c adalah kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton dan V_s adalah kekuatan geser nominal yang disediakan oleh tulangan geser .

2. Gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s) dihitung berdasarkan persamaan.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (0.81)$$

3. Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non prategang. (pasal 11.2)

untuk struktur yang dikenai geser dan lentur,

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (0.82)$$

untuk struktur yang dikenai tekan aksial,

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda\sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (0.83)$$

tapi tidak kurang dari nol, dimana N_u adalah negatif untuk tarik. N_u/A_g harus dinyatakan dalam Mpa.

4. Desain tulangan geser minimum (pasal 11.4.6).

Jika $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka dipasang tulangan minimum.

berlaku,

$$A_v = \frac{75\sqrt{f'_c} b_w s}{1200f_y} \dots\dots\dots (0.84)$$

dan memenuhi,

$$A_v > \frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_y} \dots\dots\dots (0.85)$$

5. Desain tulangan geser (pasal 11.4.7).

Bila $V_u > \phi V_c$, maka dipasang tulangan geser

berlaku,

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (0.86)$$

luas tulangan geser,

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d} \dots\dots\dots (0.87)$$

dengan $s = 1000 \text{ mm}$, dan memenuhi.

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (0.88)$$

Jika gaya geser yang disediakan oleh tulangan geser

$$V_s > \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d, \dots\dots\dots (0.89)$$

maka penampang harus diperbesar.

6. Batas spasi untuk tulangan geser. (pasal 11.4.5)

$$V_s < \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (0.90)$$

$$\text{maka, } s \leq \frac{d}{2} \quad \text{dan, } s \leq 600 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d < V_s < \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (0.91)$$

$$\text{maka, } s \leq \frac{d}{4} \quad \text{dan, } s \leq 300 \text{ mm}$$

2.5.2.5 Torsi / Momen puntir

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.

1. Torsi terkecil yang terdeteksi (pasal 11.5.1).

Pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari, untuk komponen struktur non prategang

$$T_u < \phi 0,083 \lambda \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ dengan } \phi = 0,75 \dots\dots\dots (0.92)$$

Keterangan : A_{cp} : Luas penampang brutto

P_{cp} : Keliling penampang brutto

2. Dimensi penampang melintang harus memenuhi syarat (pasal 11.5.3.1)

untuk penampang solid

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right) \dots\dots\dots(0.93)$$

untuk penampang berongga

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right) \dots\dots\dots(0.94)$$

$$x_o = b - 2 \left(p + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots(0.95)$$

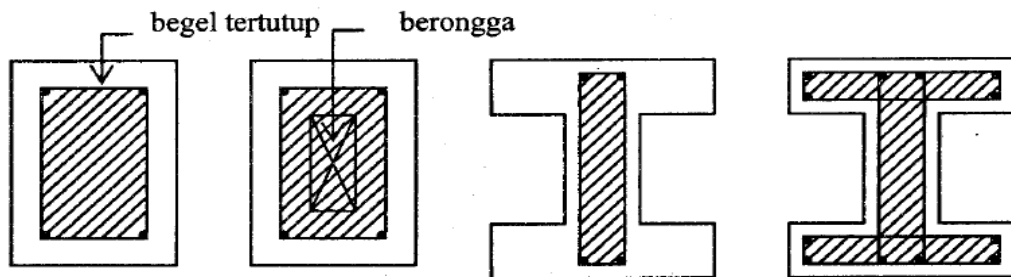
$$y_o = h - 2 \left(p + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots(0.96)$$

$$A_{oh} = x_o y_o \dots\dots\dots(0.97)$$

$$A_o = 0,85 A_{oh} \dots\dots\dots(0.98)$$

$$p_h = 2(x_o + y_o) \dots\dots\dots(0.99)$$

dengan A_{oh} dan p_h masing-masing luas dan daerah keliling yang diarsir seperti pada Gambar 2.14.



Gambar 0.14 Definisi A_{oh} dan p_h

Sumber: Ali Asroni, hal.173

3. Kekuatan momen torsi (pasal 11.5.3).

Bila T_u melebihi torsi terkecil yang terdeteksi (*threshold*), maka desain penampang harus berdasarkan pada

$$\phi T_n \geq T_u$$

T_n harus dihitung dengan,

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots(0.100)$$

dengan: θ = sudut retak (45° untuk non prategang)

Luas tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi A_ℓ tidak boleh kurang dari

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \dots\dots\dots(0.101)$$

4. Tulangan torsi minimum (pasal 11.5.5)

Luas minimum tulangan torsi harus disediakan pada semua daerah dimana T_u melebihi torsi terkecil yang terdeteksi. Luas minimum sengkang tertutup transversal harus dihitung dengan.

$$A_{vt} = (A_v + 2A_t) = 0,062\sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(0.102)$$

tetapi tidak boleh kurang dari $(0,35b_w s)/f_{yt}$.

Luas total minimum tulangan torsi longitudinal $A_{\ell min}$, dihitung dengan.

$$A_{\ell min} = \frac{0,42\sqrt{f'c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_\ell}{s} p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \dots\dots\dots(0.103)$$

dimana,

$$\frac{A_\ell}{s} \geq \frac{0,175b_w}{f_{yt}} \dots\dots\dots(0.104)$$

5. Spasi tulangan torsi (pasal 11.5.6)

Spasi tulangan torsi transversal tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $p_h/8$ atau 300 mm . Tulangan longitudinal yang diperlukan untuk torsi harus didistribusikan di sekeliling meter sengkang tertutup dengan spasi maksimum 300 mm . Batang tulangan longitudinal harus mempunyai diameter paling sedikit 0,042 kali spasi sengkang, tetapi tidak kurang dari 10 mm .

2.5.3 Kolom

Kolom adalah salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus dipungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi atau panjang terhadap dimensi terkecilnya sebesar 3 atau lebih. Kolom memikul beban vertikal yang berasal dari pelat lantai atau atap dan menyalurkan ke pondasi.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10 desain beban aksial tidak boleh melebihi:

1. Untuk kolom dengan sengkang persegi ($\phi = 0,65$)

$$\phi P_{n(\max)} = 0,80.\phi.\left[0,85.f'_c(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\right] \dots\dots\dots (2.105)$$

2. Untuk kolom dengan sengkang spiral

$$\phi P_{n(\max)} = 0,85.\phi.\left[0,85.f'_c(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\right] \dots\dots\dots (2.106)$$

2.5.3.1 Jenis Kolom

Secara umum kolom dapat diklasifikasikan menjadi beberapa kategori sebagai berikut:

1. Berdasarkan beban yang bekerja
 - a) Kolom dengan beban aksial, beban kolom dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom.
 - b) Kolom dengan beban eksentris, beban kolom dianggap bekerja dalam jarak e dari pusat penampang kolom. Jarak e diukur dalam arah sumbu x dan y yang dapat menimbulkan momen.
 - c) Kolom dengan beban biaksial, beban kolom bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom, sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu x dan y secara simultan.
2. Berdasarkan panjangnya
 - a) Kolom pendek, adalah jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau luluhnya baja di bawah kapasitas ultimit kolom tersebut.
 - b) Kolom panjang, adalah jenis kolom yang direncanakan memiliki kapasitas di bawah kolom pendek dengan memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk.
3. Berdasarkan bentuk penampangnya

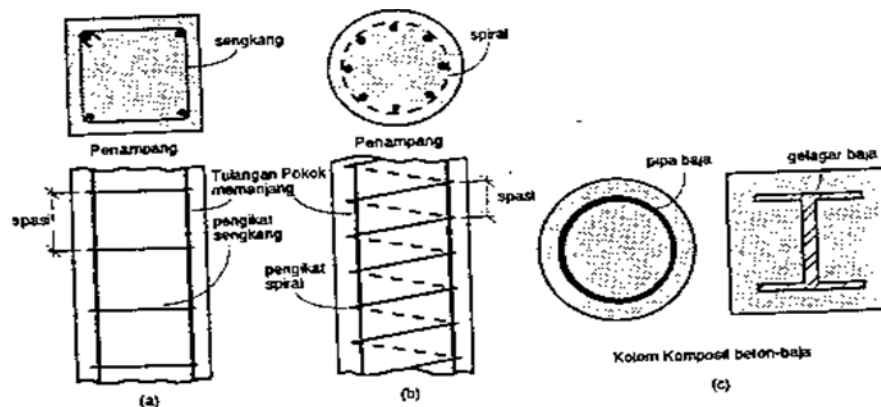
Ada beberapa jenis kolom menurut bentuk penampangnya, umumnya adalah kolom bujur sangkar, kolom persegi panjang, kolom lingkaran dan kolom lainnya dengan ukuran sisi yang mencukupi.

4. Berdasarkan jenis sengkang yang digunakan

- a) Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan vertikal dari kolom secara tegak lurus, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom seperti pada Gambar 2.15.a.
- b) Kolom dengan sengkang spiral seperti pada Gambar 2.15.b. adalah kolom yang memiliki pengikat tulangan memanjang yang dipasang melingkar secara menerus sepanjang tinggi kolom. Tulangan sengkang pada kolom, baik sengkang persegi maupun sengkang spiral memiliki fungsi untuk mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar.

5. Berdasarkan materialnya

Kolom dapat berupa dari beton bertulang biasa, kolom beton prategang atau kolom komposit yaitu kolom yang terdiri dari beton dan profil baja seperti pada Gambar 2.15.b.



Gambar 0.15 Jenis-Jenis Kolom

Sumber: Istimawan Dipohusodo, hal.288

2.5.3.2 Kelangsingan Kolom

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

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

$$\frac{klu}{r} \leq 22 \dots\dots\dots (0.107)$$

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

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \dots\dots\dots (0.108)$$

$$r = \sqrt{I/A} \dots\dots\dots (0.109)$$

Keterangan:

$r = 0,288h$ (jika kolom berbentuk persegi) m

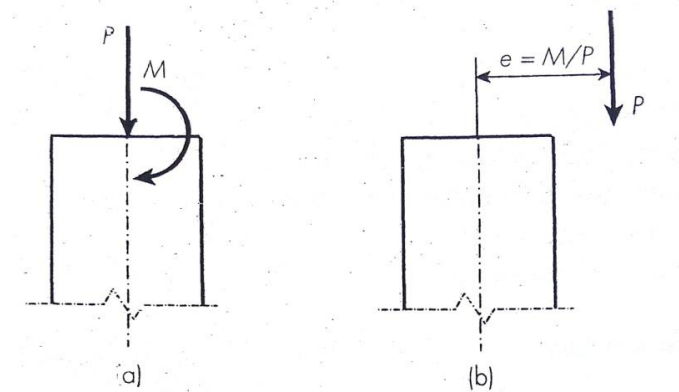
M_1 dan M_2 = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, KNm.

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

Catatan : Jika persyaratan pada persamaan (2.107) tidak terpenuhi maka kolom merupakan kolom panjang.

2.5.3.3 Kolom Kombinasi Beban Aksial dan Momen Lentur

Kolom harus diperhitungkan aksi simultan antara aksi aksial dan momen lentur karena kolom dengan beban aksial murni jarang jumpai pada struktur gedung beton bertulang.



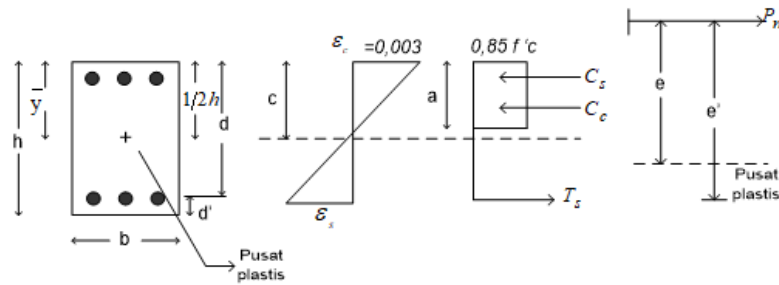
Gambar 0.16 Kolom Dengan Beban Aksial dan Momen Lentur

Ketika sebuah kolom mengalami pembebanan aksial (P) dan momen lentur (M), besarnya nilai momen lentur (M) dapat diekuivalenkan menjadi beban aksial (P) yang bekerja pada jarak eksintrisitas $e = M/P$. Eksentrisitas merepresentasikan jarak dari beban yang bekerja ke sumbu plastis penampang. Untuk kolom berpenampang simetris titik berat plastis merupakan lokasi dari resultan gaya dari tulangan baja dan beton yang mengalami tegangan tekan sebesar f_y dan $0,85f'_c$. Desain kolom dilakukan berdasarkan beban terfaktor yang tidak boleh lebih besar dari kuat rencana penampang, yaitu:

$$\phi M_n > M_u \dots\dots\dots (2.110)$$

$$\phi P_n > P_u \dots\dots\dots (2.111)$$

2.5.3.3.1 Analisis Kompatibilitas Regangan dan Diagram Interaksi



Gambar 0.17 Tegangan dan Gaya-Gaya pada Kolom

Regangan:

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

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

Tegangan:

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

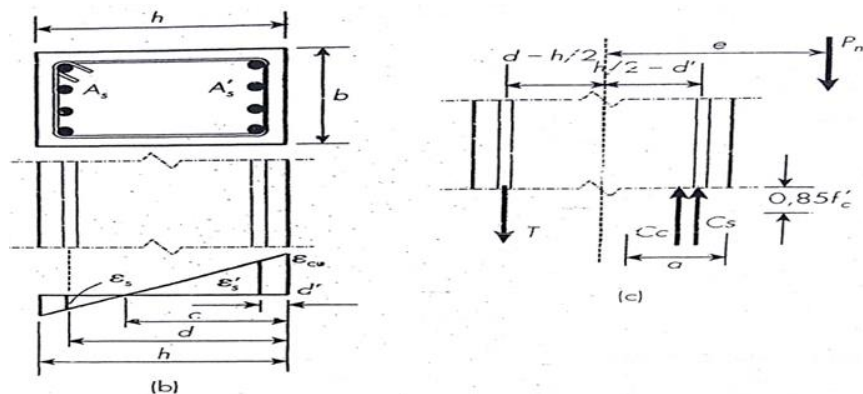
$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_y$$

Gaya dalam:

$$C_c = 0,85 f'_c b \cdot a$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$



Gambar 0.18 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Kolom dengan Beban Eksentris

Sumber: *Perancangan Struktur Beton Bertulang*, Agus Setiawan, hal 158

1. Beban tekan nominal

Berdasarkan Gambar 2.17 dapat disusun persamaan kesetimbangan antara gaya eksternal dan gaya internal, didapat persamaan untuk beban tekan nominal yaitu:

$$P_n = C_c + C_s + T$$

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s \dots \dots \dots (0.112)$$

2. Momen nominal

Kesetimbangan momen antara gaya eksternal dan internal terhadap titik tengah penampang memberikan hubungan:

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s f_s \left(d' - \frac{h}{2} \right) \dots (0.113)$$

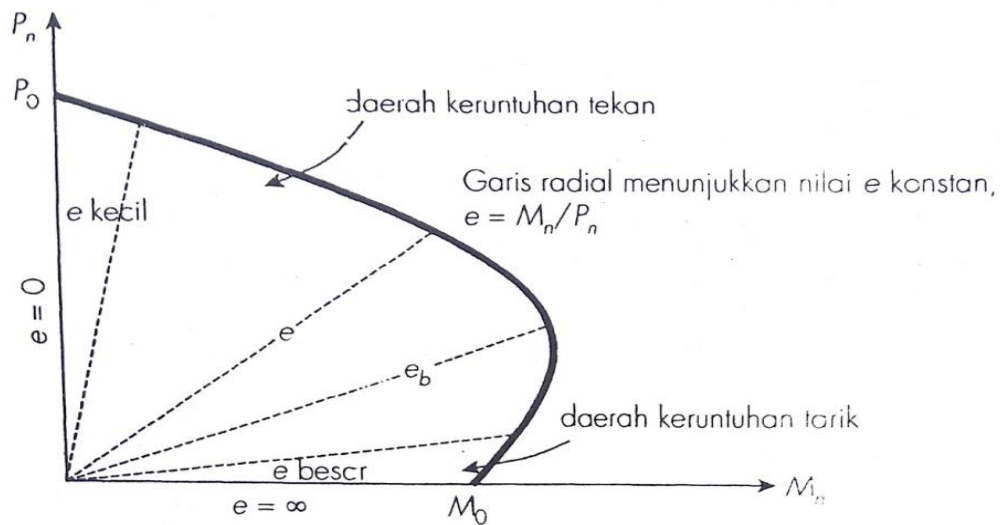
dengan tinggi blok tegangan seperti halnya pada analisis penampang balok, yaitu: $a = \beta_1 c$

3. Diagram interaksi

Diagram interaksi merupakan metode praktis dalam keperluan desain kolom. Diagram interaksi memberikan beban runtuh dan momen runtuh pada penampang kolom, untuk setiap nilai eksentrisitas dari nol sampai tak hingga. Dalam setiap eksentrisitas memiliki pasangan unik P_n dan M_n masing-masing yang diplot dalam suatu diagram. Garis radial merepresentasikan eksentrisitas $e = M/P$. Sumbu vertikal merupakan nilai eksentrisitas $e = 0$ serta P_0 merupakan kapasitas kolom yang dibebani secara konsentris.

$$P_0 = 0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots \dots \dots (0.114)$$

Sumbu horizontal berhubungan dengan nilai eksentrisitas tak hingga yaitu lentur murni pada kapasitas, M_0 . Eksentrisitas kecil menghasilkan keruntuhan yang ditentukan oleh keruntuhan tekan beton, sedangkan eksentrisitas besar menghasilkan keruntuhan tarik yang ditandai oleh luluhnya tulangan tarik.



Gambar 0.19 Diagram Interaksi Kolom dengan Beban Aksial dan Momen Lentur

Sumber: *Perancangan Struktur Beton Bertulang*, Agus Setiawan, hal 159

2.5.3.3.2 Ragam Kegagalan Dalam Material Pada Kolom

Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik, penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu:

1. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik.
2. Keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan. Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial pada kondisi *balanced*, maka:

$$P_n < P_{nb} \rightarrow \text{keruntuhan tarik}$$

$$P_n = P_{nb} \rightarrow \text{keruntuhan } \textit{balanced}$$

$$P_n > P_{nb} \rightarrow \text{keruntuhan tekan}$$

❖ Keruntuhan *balanced* pada kolom:

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots\dots\dots (2.115)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 \cdot d \dots\dots\dots (2.116)$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_y - A_s \cdot f_y \dots\dots\dots (2.117)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b = 0,85 f'_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots (2.118)$$

Dimana

$$f'_s = 0,003 \text{ Es } \frac{C_b - d'}{C_b} \leq f_y \dots\dots\dots (2.119)$$

❖ Keruntuhan Tarik pada Kolom Segiempat:

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

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots (2.120)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots (2.121)$$

atau

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 f'_c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots (2.122)$$

Jika

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots (2.123)$$

$$P_n = 0,85 f'_c b \left[\left(\frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2 A_s f_y (d - d')}{0,85 f'_c b}} \right] \dots\dots\dots (2.124)$$

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

$$P_n = 0,85 f'_c b d \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \dots\dots\dots (2.125)$$

❖ Keruntuhan Tekan pada Kolom Segiempat:

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas e gaya normal harus lebih kecil daripada eksentrisitas balanced e_b , dan tegangan padatulangan tariknya lebih kecil dari pada tegangan leleh, yaitu $f_s < f_y$.

2.5.3.4 Kuat Geser Kolom

Menurut SNI-03-1726-2012, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya pada muka hubungan balok-kolom tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen struktur tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja, gaya geser rencana V_e pada kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut ini.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \dots\dots\dots (2.126)$$

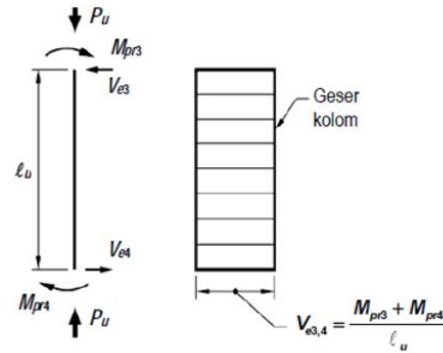
Keterangan:

V_e = gaya geser rencana kolom

M_{pr1} = kuat momen lentur 1

M_{pr2} = kuat momen lentur 2

H = tinggi kolom



Gambar 0.20 Gaya Geser Desain untuk Kolom

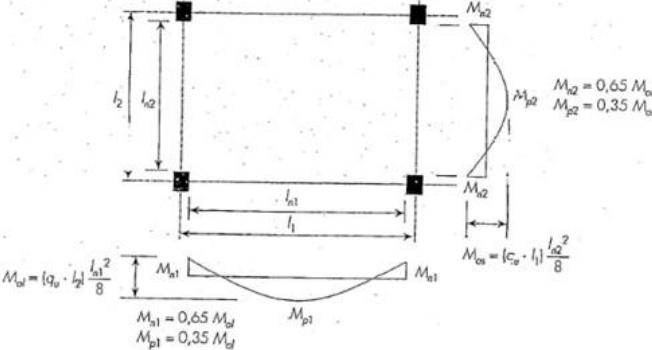
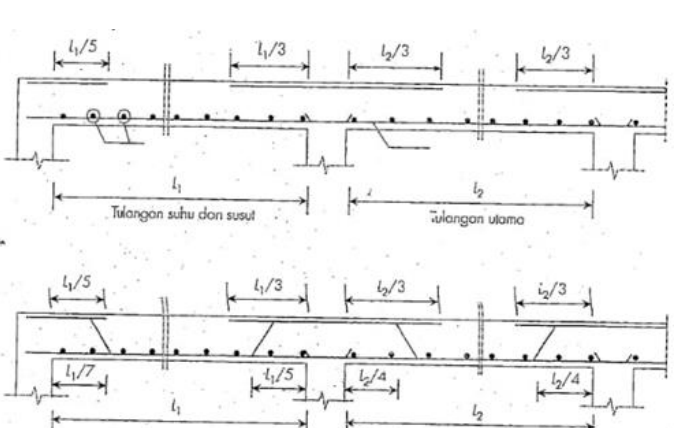
Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} untuk balok yang merangka pada hubungan balok-kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur, perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada persamaan sebagai berikut ini.

$$\phi.V_n \geq V_n + V_c \dots\dots\dots (2.127)$$

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

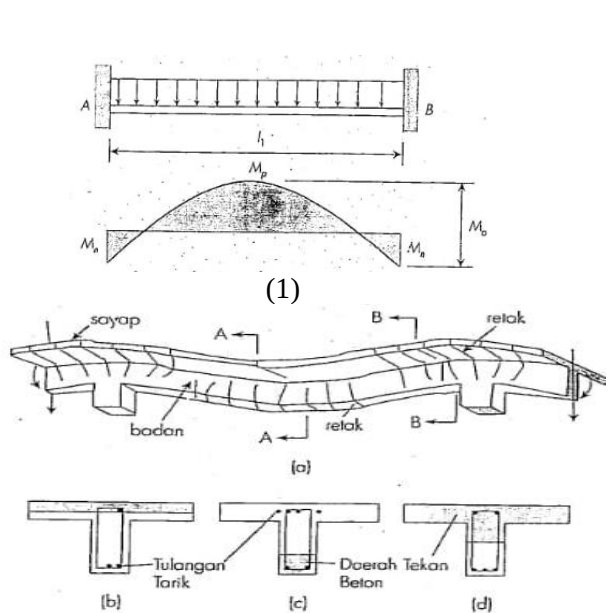
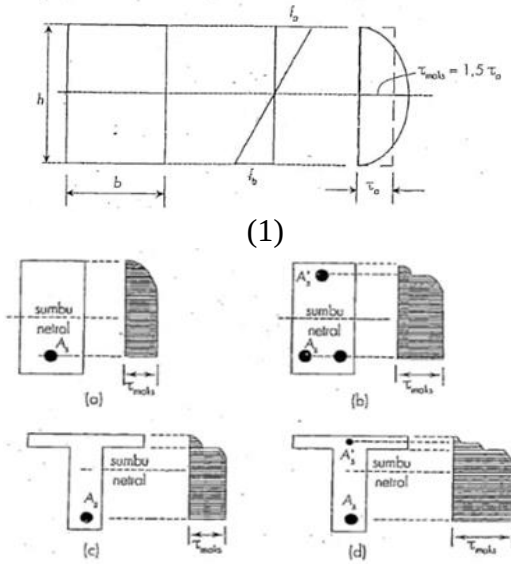
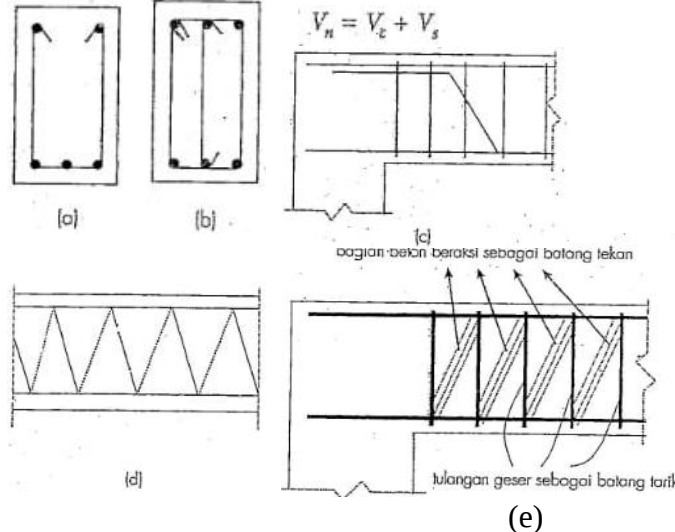
$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w.d \dots\dots\dots (2.128)$$

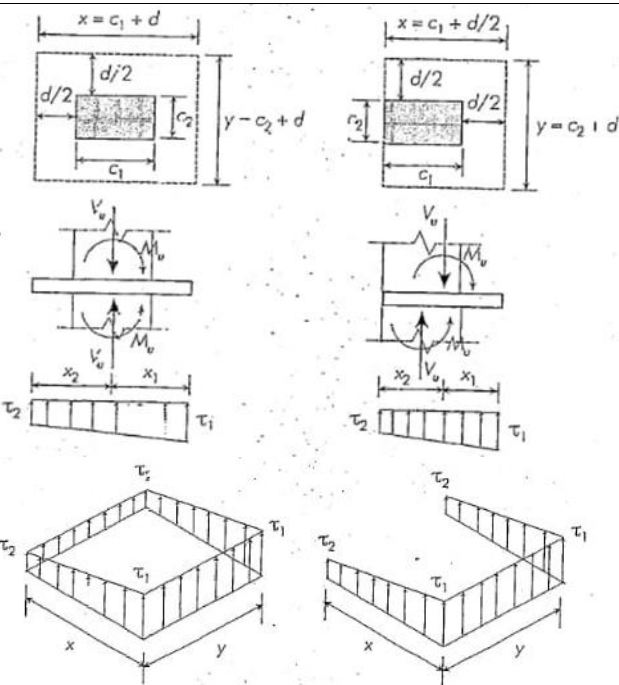
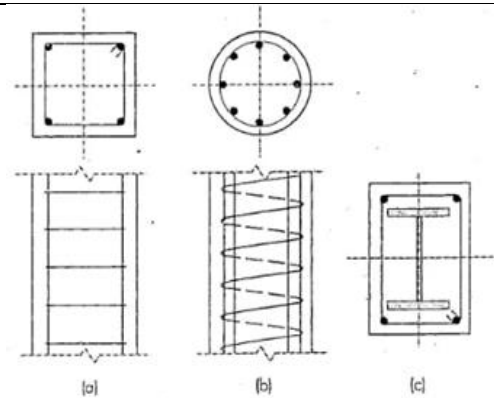
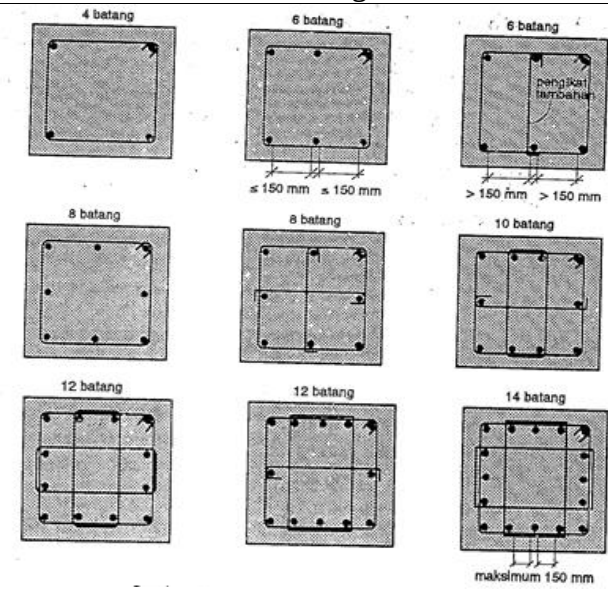
Pada daerah sepanjang sendi plastis (sepanjang λ_o), SNI 03-2847-2013 mensyaratkan untuk tetap meninjau V_c selama gaya tekan aksial termasuk akibat pengaruh gempa melebihi $A_g.f'_c/20$. Dalam hal ini sangat jarang gaya aksial kolom kurang dari $A_g.f'_c/20$. Sehingga V_c pada daerah sendi plastis bisa tetap diabaikan ($V_c = 0$), hal ini karena meskipun peningkatan gaya aksial meningkatkan nilai V_c tetapi juga meningkatkan penurunan ketahanan geser.

No	PELAT		
	Momen	Geser	Tulangan
1	 $M_{o1} = (q_o \cdot l_2^2) \frac{l_1^2}{8}$ $M_{o2} = (q_o \cdot l_1^2) \frac{l_2^2}{8}$ $M_{p1} = 0,65 M_{o1}$ $M_{p2} = 0,35 M_{o1}$ $M_{p1} = 0,65 M_{o2}$ $M_{p2} = 0,35 M_{o2}$		 Tulangan siku dan susut Tulangan utama

Gambar:
Distribusi momen pada suatu pelat dalam

Gambar:
Penulangan Plat Satu Arah

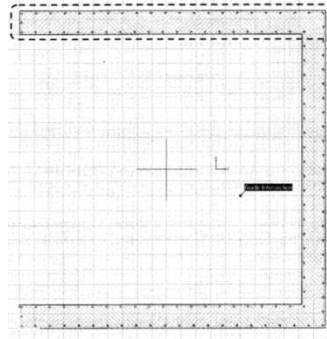
No	Balok		
	Momen	Geser	Tulangan
2	 (1) (2) Gambar (1) Momen lentur pada balok terjepit di kedua sisinya (2) Momen positif dan negatif balok penampang T	 (1) Gambar (1) Tegangan geser dan lentur pada balok persegi Distribusi tegangan geser (a) Balok beton bertulang tunggal (b) Bertulangan rangkap (c) Balok T bertulangan tunggal (d) Balok T bertulangan rangkap	 (a) (b) (c) (d) (e) Gambar (a) Sengkang terbuka dengan dua kaki (b) Sengkang tertutup dengan tiga kaki (c) Gabungan sengkang dan tulangan miring (d) Spiral (e) Analogi rangka batang pada balok beton dengan tulangan geser.

No	Momen	Kolom Geser	Tulangan
3	 Gambar Tegangangeser akibat V_u dan M_u	 Gambar (a) Kolom persegi dengan sengkang persegi (b) Kolom bundar dengan sengkang spiral (c) Kolom komposit	 Gambar -Susunan penulangan kolom tipikal

Gambar 0.21 Contoh Momen, Geser, Tulangan Pada Plat, Balok, Kolom

2.5.4 Shear Wall

Pada bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletaka diinti bangunan. Penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*Core Wall*).



Gambar 0.22 Leg/Panel pada *Section Designer* yang akan dilakukan Evaluasi dan Desain *Boundary Element*

Gaya lateral (beban angina atau baban gempa) yang bekerja pada struktur dapat ditahan dengan berbagai cara. Kekakuan dari struktur apabila ditambah dengan kekakuan dari dinding geser akan meningkatkan daya tahan untuk beban angin, gempa bumi, biasanya digunakan dinding geser pada bangunan gedung.

Persyaratan Tulangan Dinding Struktural (SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2)

1. Pada *shear wall* yang mengalami aksial tarik, tegangan didukung sepenuhnya oleh tulangan

$$A_s = \frac{P}{\phi \times f_y} \dots\dots\dots (2.129)$$

2. Pada *shear wall* yang mengalami aksial tekan, tegangan didukung oleh kuat tekan nominal beton, dan sisanya didukung oleh tulangan

$$A_s = \frac{P - (\phi \times f'_c)}{\phi \times f_y} \dots\dots\dots (2.130)$$

Keterangan:

A_s = Luasan tulangan yang dibutuhkan

P = Gaya aksial yang bekerja pada *shear wall*

f'_c = Tegangan nominal dari beton

f_y = tegangan leleh dari baja

ϕ tekan = 0,6

ϕ tarik = 0,8

3. Menentukan kuat geser sesuai dengan SNI 03-2846-2013 pasal 11.9.6 untuk *shear wall* menahan gempa atau tidak menahan gempa.

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot h d + \frac{N_u \cdot d}{4 l_w} \dots\dots\dots (2.131)$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w (\sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \dots\dots\dots (2.132)$$

❖ Catatan

Nilai V_c diambil yang paling kecil dari kedua persamaan di atas.

Dengan l_w adalah panjang keseluruhan dinding dan N_u adalah positif untuk tekan dan negatif untuk tarik. Persamaan diatas tidak berlaku bila

$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ bernilai negatif.

4. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.3 V_n pada semua penampang horizontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari $0,85 \sqrt{f'_c} h d$, dimana h adalah tebal dinding dan d didefinisikan dalam pasal 11.9.4.
5. Pasal 11. 9. 4 untuk desain gaya geser horizontal dalam bidang dinding, nilai d harus diambil sama dengan $0,8 l_w$. Nilai d yang lebih besar, sama dengan jarak

dari serat tekan terjauh ke pusat gaya semua tulangan yang tertarik, boleh digunakan jika ditentukan dengan analisis kompatibilitas regangan.

6. Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.8, apabila gaya geser terfaktor V_u adalah kurang dari pada $0,5\phi V_c$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9 atau sesuai dengan ketentuan dalam SNI 03-2847-2013 pasal 14 bila V_u melebihi $0,5\phi V_c$, tulangan geser harus dipasang menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.

Ketentuan-ketentuan tambahan khusus untuk shearwall penahan gempa

- a. Jarak antar tulangan masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm.
- b. Paling sedikit harus dipasang tulangan dalam dua lapis apabila $V_u >$

$$0,17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$$

2.5.4.1 Evaluasi Boundary Element Shear wall

Komponen batas pada suatu dinding merupakan bagian pada tepi-tepi dinding yang diperkuat secara khusus. Komponen batas pada dasarnya tidak harus diberikan ketebalah melebihi tebal dinding. Pada tepi-tepi dinding dengan tahanan/regangan tekannya signifikan, penampang betonnya harus diberi kekangan agar dapat dihasilkan perilaku dinding yang daktail. Daerah-daerah yang harus dikekang tersebut mempresentasikan daerah komponen batas. Kebutuhan komponen batas di tepi-tepi dinding struktural harus dievaluasi berdasarkan persyaratan berikut.

1. Berdasarkan pendekatan tegangan, *special boundary element* diperlukan apabila tegangan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi $0,2f'_c$,

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} > 0,2f'_c \dots\dots\dots (0.133)$$

Batasan tegangan tekan $0,2f'_c$ pada dasarnya dianggap sebagai batas tegangan tekan minimum di mana beton sudah harus dikekang.

2. Berdasarkan pendekatan perpindahan, *special boundary element* diperlukan jika jarak c (sumbu netral) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari,

$$c > \frac{I_w}{600 \frac{\delta_u}{h_w}} \dots\dots\dots (0.134)$$

Besarnya $\frac{\delta_u}{h_w}$ dalam persamaan di atas tidak boleh kurang dari 0,007.

Bila komponen batas (*special boundary element*) diperlukan, ketentuan berikut ini harus dipenuhi.

1. Komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat tekan terluar sejarak tidak kurang dari:

$$(c-0,1_w) \dots\dots\dots (0.135)$$

atau,

$$c/2. \dots\dots\dots (0.136)$$

2. Penulangan *special boundary element*

Jarak maksimum antar *hoops* harus kurang dari atau sama dengan 150 mm dan diambil nilai terkecil di antara:

- a. $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendel
- b. 6 kali diameter tulangan longitudinal

$$c. s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}h_c\right)}{3} \dots\dots\dots (0.137)$$

3. Luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari,

$$A_{shx} = 0,09 \left(sh_{cx} \frac{f_{rc}}{f_{yh}} \right) \dots\dots\dots (0.138)$$

untuk potongan penampang yang arahnya searah sumbu x, dan

$$A_{shy} = 0,09 \left(sh_{cy} \frac{f_{rc}}{f_{yh}} \right) \dots\dots\dots (0.139)$$

untuk potongan penampang yang arahnya searah sumbu y.

2.6 Perencanaan Struktur Bawah

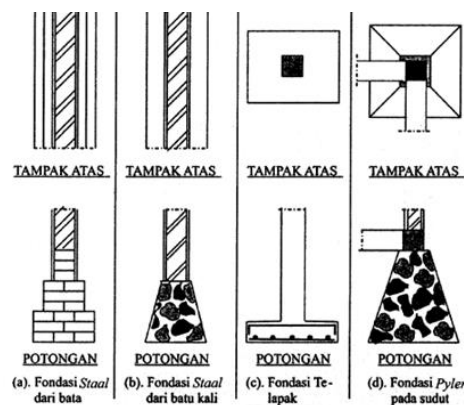
2.6.1 Pondasi

Pondasi adalah bagian dari suatu sistem struktur yang berfungsi memindahkan beban-beban pada struktur atas ke tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Fungsi ini dapat berlaku secara baik apabila kestabilan pondasi terhadap efek guling, geser, penurunan, dan daya dukung.

Berdasarkan kedalaman pondasi ada dua macam:

- 1) Pondasi Dangkal / Telapak

Pondasi dangkal adalah pondasi yang digunakan pada kedalaman 0.8 - 2 meter, karena daya dukung tanah telah mencukupi.



Gambar 0.23 Macam-Macam Pondasi Dangkal

Daya dukung pondasi tapak dapat dihitung dengan beberapa metode, yaitu:

a. Metode Terzaghi

$$\overline{\sigma}_u = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma B N_\gamma \gamma \dots\dots\dots (0-1410)$$

Keterangan: $\overline{\sigma}_u$ = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

Faktor pengaruh bentuk pondasi untuk bujur sangkar:

$$s_c = 1,3; s_\gamma = 0,4; s_q = 1$$

Table 0.18 Nilai- Nilai Faktor Kapasitas Dukung Terzaghi (1943)

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

Sumber: *Mekanika Tanah II*, Hary Christady Hardiyanto

b. Metode Meyerhof

$$\overline{\sigma}_u = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot q \cdot N_q + s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \gamma \dots (0.1241)$$

Faktor pengaruh bentuk pondasi, menurut De Beer 1970.

$$s_c = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c} \dots\dots\dots (0.142)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi \dots\dots\dots (0.143)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \dots\dots\dots (0.144)$$

Faktor pengaruh kedalaman pondasi, menurut Meyerhof.

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D_f}{B} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (0.145)$$

$$d_q = d_\gamma = 1; \text{ untuk } \phi = 0^\circ \dots\dots\dots (0.146)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \frac{D_f}{B} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right); \text{ untuk } \phi > 10^\circ \dots\dots\dots (0.147)$$

faktor-faktor d_c , d_q , dan d_γ digunakan $D_f < B$, jika $D_f > B$ maka diambil nilai $D_f/B = 1$.

Faktor kemiringan beban:

$$i_c = i_q = \left[1 - \frac{\delta^\circ}{90} \right]^2 \dots\dots\dots (0.148)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\delta^\circ}{\phi} \right]^2 \dots\dots\dots (0.149)$$

Jika beban vertikal dan sentris, maka $B'=B$ dan $i_c=i_q=i_\gamma=1$.

Table 0.19 Nilai-Nilai Faktor Kapasitas Dukung Meyerhof

ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ	ϕ	Nc	Nq	N γ	Nq/Nc	tan ϕ
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,63	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Sumber: Vesic, 1973

Pondasi dangkal harus memenuhi keadaan-keadaan sebagai berikut:

- Kapasitas daya dukung batas $Q_{ult} >$ tegangan kontak yang diakibatkan oleh beban luar.
- Penurunan pondasi yang terjadi $<$ penurunan disyaratkan.
- Struktur secara keseluruhan harus stabil dalam arah vertikal, horizontal, dan terhadap guling.

Pondasi telapak umumnya berbentuk bujur sangkar atau persegi panjang. Tegangan tanah dasar pada pondasi yang dibebani oleh beban vertikal saja dapat ditulis.

$$\sigma = \frac{\sum P_u}{A} \dots\dots\dots (0.150)$$

Jika pondasi menerima beban vertikal dan momen, maka :

$$\sigma = \frac{\sum P_u}{A} \pm \frac{M_y x_i}{I_y} \pm \frac{M_x y_i}{I_x} \dots\dots\dots (0.151)$$

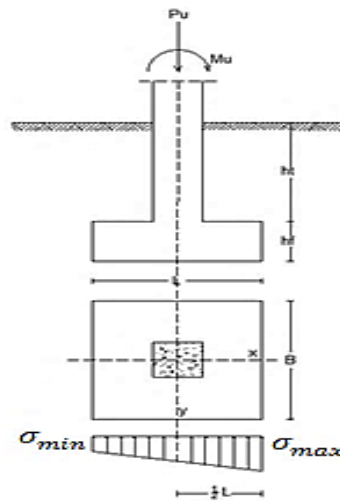
tegangan maksimum,

$$\sigma_{\text{mak}} = \frac{\sum P_u}{A} + \frac{M_y x_i}{I_y} + \frac{M_x y_i}{I_x} + q \leq \sigma_{\text{ijin}} \dots\dots\dots (0.152)$$

dan tegangan minimum.

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{\sum P_u}{A} - \frac{M_y x_i}{I_y} - \frac{M_x y_i}{I_x} + q \leq \sigma_{\text{ijin}} \dots\dots\dots (0.153)$$

$$\text{dan, } \sigma > 0 \dots\dots\dots (0.154)$$



Gambar 0.24 Distribusi Beban Vertikal dan Momen

2) Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang kedalamannya lebih dari 2 meter dan biasa digunakan pada bangunan – bangunan bertingkat atau untuk bangunan cukup berat sementara tanah yang keras yang mampu mendukung beban terletak cukup dalam harus menggunakan pondasi tiang.

a. Daya Dukung Izin

Daya dukung izin adalah beban maksimum yang diijinkan bekerja pada tanah di atas pondasi. Persmaan dari daya dukung izin adalah:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (2.155)$$

$$\bar{\sigma} = \text{Daya Dukung izin Kg/m}^2.$$

$$\sigma_{ult} = \text{Daya dukung terfaktor atau tekanan maksimum pada batas runtuh Kg/m}^2.$$

SF = Faktor aman, 3 untuk beban normal, 2 untuk beban darurat.

b. Kapasitas ultimit tiang

Analisis daya dukung tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan persamaan berikut:

1) Kapasitas ultimit netto tiang tunggal (σ_u)

$$\sigma_u = \sigma_b + \sigma_s - W_p \dots\dots\dots (2.156)$$

Keterangan: σ_u = Kapasitas ultimit netto

σ_b = Tahanan ujung ultimit

σ_s = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

W_p = Berat sendiri tiang

- Tahanan adhesi tiang dan tanah

$$P_1 = KHc \dots\dots\dots (2.157)$$

P_1 = Tahanan adhesi dinding tiang ultimit

K = luas selimut tiang

c = adhesi antara dinding tiang dengan tanah

H = kedalaman tiang

- Tahanan gesek dinding tiang ultimit

$$P_2 = K \left(\frac{1}{2} H^2 \gamma \right) (1 + \tan^2 \phi_1) \tan \phi \dots\dots\dots (2.158)$$

P_2 = Tahanan gesek dinding tiang ultimit

γ = Berat isi tanah

K = luas selimut tiang

H = kedalaman tiang

ϕ = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

- Tahanan ujung tiang

$$P_3 = A_b \left((1,3cN_c) + (H\gamma N_q) + (\beta\gamma N_\gamma) \right) \dots\dots\dots (2.159)$$

P_3 = Tahanan ujung tiang ultimit

γ = Berat isi tanah

c = Kohesi tanah di ujung tiang

H = Kedalaman tiang

A_b = Luas penampang ujung tiang

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung

- 2) Kapasitas ultimit tiang berdasarkan data N SPT (Mayerhof)

$$\sigma_u = 4N_b A_b + \frac{1}{50} \bar{N} A_s \dots\dots\dots (2.160)$$

σ_u = Kapasitas ultimit tiang

N_b = Nilai N dari uji SPT di dekatar dasar tiang

A_b = Luas dasar tiang

$\bar{N}$ = Nilai rata-rata N -SPT terkoreksi sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang

- c. Jumlah tiang yang diperlukan

$$n = \frac{P}{\sigma_{all}} \dots\dots\dots (2.161)$$

$$\sigma_{all} = \frac{\sigma_u}{SF} \dots\dots\dots (2.162)$$

np = Jumlah tiang

P = Gaya aksial yang terjadi

σ_{all} = Kapasita dukung ijin tiang

σ_u = Kapasitas ultimit tiang

SF = Faktor aman

- d. Beban maksimum pada kelompok tiang

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times X_{maks}}{ny \sum X^2} \pm \frac{Mx \times Y_{maks}}{nx \sum Y^2} \dots\dots\dots (2.163)$$

Keterangan:

Pmaks = beban maksimum kelompok tiang

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

Xmaks = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Ymaks = jarak tiang arah sumbu y terjauh

nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

ny = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

np = jumlah tiang

- e. Penulangan tiang borepile

$$M_1 = \frac{M_{dasar}}{n} \dots\dots\dots (2.164)$$

- Gaya geser maksimum terjadi pada bagian atas pondasi akibat beban horizontal

$$H_u = \frac{H}{n} \dots\dots\dots (2.165)$$

- Kapasitas momen pada dasar pondasi tiang

$$M_1 = K_C^R A_{st} f_y d \dots\dots\dots (2.166)$$

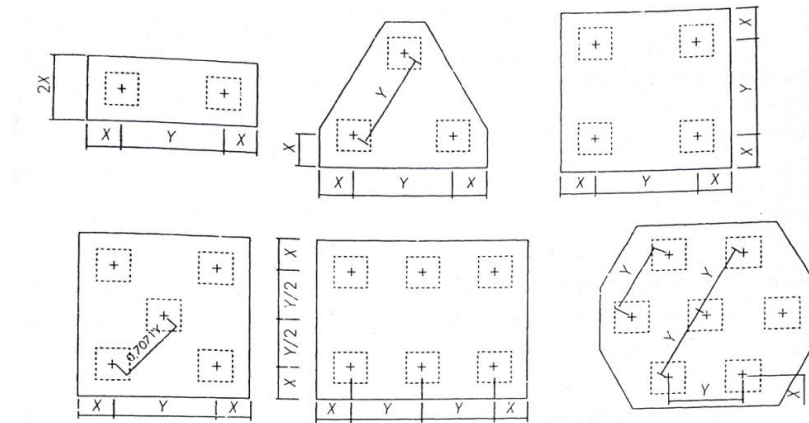
$$A_{st} = \frac{M_1}{K_C^R f_y d} \dots\dots\dots (2.167)$$

- Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{st}}{A_s} \dots\dots\dots (2.168)$$

2.6.2 Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap memiliki fungsi sebagai pengikat setiap pile yang telah terpancang ke dalam tanah. Pile cap mendistribusikan beban vertikal maupun beban lateral secara merata pada setiap pile. Pada proses analisisnya, pondasi *pile cap* dianggap sebagai material yang sangat kaku dan distribusi tekanan yang ditimbulkan akibat beban dapat dianggap linier. Pada pondasi *pile cap* setiap titik didukung secara langsung oleh tanah dibawahnya, sehingga momen lentur yang terjadi sangat kecil. Gambar 2.11 menunjukkan beberapa jenis tiang dalam satu grup tiang. Jarak antar tiang pusat ke pusat (Y) dibatasi sebesar 2,5 hingga 3 kali diameter tiang, sedangkan jarak as tiang ke tepi pile cap (X) dibatasi sebesar 1 hingga 1,5 kali diameter tiang.



Gambar 0.25 Susunan Kelompok Tiang

1. Persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang:

$$\sigma_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots(2.169)$$

Keterangan:

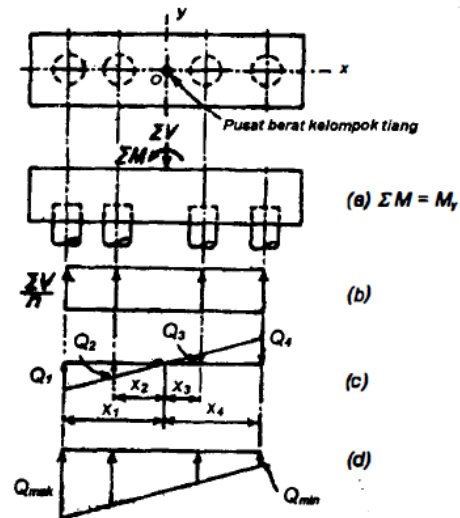
σ_i = Beban aksial pada tiang ke-i

V = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

n = Jumlah tiang

x, y = Berturut-turut jarak tiang terhadap sumbu y dan x

M_x, M_y = Berturut-turut momen pada arah sumbu x dan y

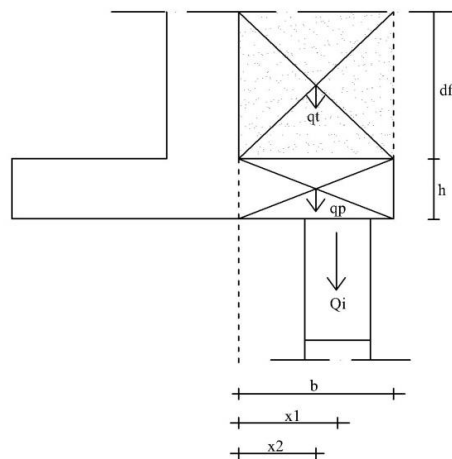


Gambar 0.26 Diagram Reaksi Tiang Terhadap Gaya Aksial dan Momen

2. Penulangan pilecap

1) Beban-beban yang bekerja pada pilecap

- a) Berat sendiri pilecap
- b) Berat tanah urug
- c) Gaya aksial tiang



Gambar 0.27 Gaya-gaya yang terjadi pada pile cap

- 2) Momen yang terjadi pada sisi kolom

$$M_u = \sigma_i x_i + q_p x_2 + q_t x_3 \dots\dots\dots (0.170)$$

- 3) Rasio tulangan

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right] \dots\dots\dots (2.171)$$

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (2.172)$$

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right) \rho_b \dots\dots\dots (2.173)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.174)$$

Dengan syarat $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$

- 4) Luas tulangan

$$A_s = \rho b d \dots\dots\dots (2.175)$$

- 5) Jarak antar tulangan

$$s = \frac{\frac{1}{4} \pi d^2 S}{A_s} \dots\dots\dots (2.176)$$

Dengan $s \leq 2h$

2.7 Analisis Struktur Menggunakan Perangkat Lunak ETABS

Perangkat lunak ETABS 2013 adalah salah satu program analisa struktur yang telah dikenal luas di kalangan Teknik Sipil. Seiring dengan perkembangannya perangkat keras komputer, terutama prosesor yang mempunyai kemampuan

kecepatan semakin tinggi, perangkat lunak juga berkembang mengikuti kemajuan perangkat keras.

Secara umum, perancangan model struktur baik *truss* maupun *frame* dengan perangkat lunak ETABS 2013 ini akan melalui 10 tahapan yaitu :

1. Samakan Satuan
2. Buat Model Struktur
3. Definisikan Material yang dipakai
4. Definisikan Profi yang dipakai
5. Aplikasikan Profil pada Struktur
6. Definisikan Beban
7. Aplikasikan Beban
8. Cek Gambar Struktur – Model SAP 2000
9. Run Analisis
10. Cek Hasil Analisa

Salah satu kelebihan program ini adalah kita tidak hanya berhenti pada analisa struktur (untuk mengetahui gaya dalam yang timbul) saja, tapi juga bisa melanjutkan ke bagian *check*/desain struktur untuk mengetahui luas tulangan lentur dan geser untuk balok, dengan terlebih dahulu melakukan konversi reduksi dari *ACI* ke SNI.