

BABA II

LANDASAN TEORI

Dalam perencanaan suatu struktur, pembebanan merupakan hal yang sangat penting untuk diperhatikan karena dalam perencanaan dimensi tiap – tiap struktur tergantung pada beberapa hal antara lain : panjang bentang, besarnya beban bangunan dan fungsi bangunan tersebut. Dalam perencanaan ini pembebanan dilakukan dengan cara konvensional, artinya bahwa beban yang ada pada struktur tersebut dilimpahkan pada struktur lain yang lebih kokoh, misalnya beban pelat yang dilimpahkan ke balok yang diteruskan ke kolom dan dari kolom diteruskan pada pondasi.

2.1 Pembebanan Struktur

Ketentuan – ketentuan mengenai pembebanan didasarkan pada Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1726-1989), pasal 1-1, dan Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 1726 – 2012) antara lain :

1. Struktur gedung direncanakan kekuatannya terhadap :
 - Beban mati (*Dead Load*, “D”)
 - Beban hidup (*Life Load*, “L”)
 - Beban gempa (*Earthquake Load*, “E”)
 - Beban angin (*Wind Load*, “W”)
2. Apabila beban hidup, baik yang membebani gedung atau bagian gedung secara penuh maupun sebagian, secara tersendiri atau dalam kombinasi

dengan beban – beban lain, memberikan pengaruh yang menguntungkan bagi struktur atau unsur struktur gedung itu, maka pembebanan atau kombinasi pembebanan tersebut tidak boleh ditinjau dalam perencanaan struktur atau unsur struktur tersebut.

3. Untuk keadaan tertentu beban mati dan beban hidup dan beban gempa dapat dikalikan suatu koefisien reduksi. Pengurangan beban – beban tersebut harus dilakukan apabila hal itu menghasilkan keadaan yang lebih berbahaya untuk struktur atau unsur struktur yang ditinjau.

2.1.1 Beban Mati (D)

Beban mati adalah berat dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian – penyelesaian, mesin – mesin serta peralatan – peralatan yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung (SNI 03-1726-1989 pasal 2.1.1).

- **Berat Sendiri**

1. Berat sendiri dari bahan-bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau dalam menentukan beban mati dari suatu gedung, harus diambil menurut table 1 pada SNI 03-1726-1989 (pasal 2.1.1).
2. Apabila dengan bahan bangunan setempat diperoleh berat sendiri yang menyimpang lebih dari 10% terhadap nilai-nilai yang tercantum dalam tabel 1, maka berat sendiri tersebut harus ditentukan tersendiri dengan memperhitungkan kelembaban setempat, dan nilai yang ditentukan ini harus dianggap sebagai pengganti dari nilai yang tercantum dalam tabel 1

itu. Penyimpangan ini dapat terjadi terutama pada pasir (antara lain pasir besi), koral (antara lain koral kwarsa), batu pecah, batu alam, batu bata, genteng dan beberapa jenis kayu.

3. Berat sendiri dari bahan bangunan dan dari komponen gedung yang tidak tercantum dalam tabel 1 harus ditentukan tersendiri.

Berat sendiri bahan bangunan menurut tabel 1 pada Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1726-1989) pasal 2.1.1 adalah :

1. Beton bertulang.....	2.400 kg/m ³
2. Kayu (kelas I).....	1.000 kg/m ³
3. Batu pecah.....	1.450 kg/m ³
4. Pasangan bata merah.....	1.700 kg/m ³
5. Pasangan batu karang.....	1.450 kg/m ³
6. Pasir (kering udara sampai lembab).....	1.600 kg/m ³
7. Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m ³

Berat sendiri komponen gedung menurut tabel 1 pada Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1726-1989) pasal 2.1.1 adalah:

1. Adukan, per cm tebal :
 - dari semen..... 21 kg/m²
 - dari kapur, semen merah atau tras..... 17 kg/m²
2. Dinding pasangan bata merah dengan satu batu
 - satu batu..... 450 kg/m²

- setengah batu..... 250 kg/m²
- 3. Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku) :
 - semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm adalah.....11 kg/m².
 - kaca, dengan tebal 3 – 4 mm adalah.....10 kg/m².
- 4. Penggantung langit - langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak minimum 0,8 m adalah.....7 kg/m².
- 5. Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso, per m² adalah.....50 kg/m².
- 6. Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal adalah.....24 kg/m².

- **Reduksi Beban Mati**

1. Apabila beban mati memberikan pengaruh yang menguntungkan terhadap pengerahan kekuatan suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka beban mati tersebut harus diambil menurut tabel 1 dengan mengalikannya dengan koefisien reduksi 0,9.
2. Apabila beban mati sebagian atau sepenuhnya memberi pengaruh yang menguntungkan terhadap kemantapan suatu struktur atau unsur struktur suatu gedung, maka dalam meninjau kemantapan tersebut menurut Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung pasal 2.3 (SNI 03-1726-1989), beban mati tersebut harus dikalikan dengan koefisien reduksi 0,9.

2.1.2 Beban Hidup (L)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan didalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang bukan 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. Beban hidup direncanakan berdasarkan ketentuan pada peraturan pembebanan indonesia untuk gedung (SNI 03-1727-1989), sesuai halaman 2.1.2

1. Beban Hidup Pada Lantai Gedung

Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut tabel 2 kedalam beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruangan yang bersangkutan, dan juga dinding–dinding pemisah ringan dengan berat tidak lebih dari 100 kg/m^1 . Beban–beban berat, misalnya disebabkan oleh lemari–lemari arsip dan perpustakaan serta oleh alat–alat, mesin–mesin dan barang–barang lain tertentu yang sangat berat, yang harus ditentukan sendiri.

Adapun beban hidup pada lantai gedung pada tabel 2 (SNI 03-1726-1989) pasal 2.1.1 adalah :

- Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran,
Hotel, asrama dan rumah sakit..... 250 kg/m^2
- Lantai ruang olah raga..... 400 kg/m^2
- Lantai ruang dansa..... 500 kg/m^2

- Lantai dan balkon - dalam untuk lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama, rumah sakit, masjid, gereja, ruang pertunjukan, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap.....400 kg/m²
- Tangga, bordes tangga, dan gang untuk lantai sekolah, toserba, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama, rumah sakit.....300 kg/m²
- 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 kg/m²
- Lantai gedung bertingkat :
 - Untuk lantai bawah.....800 kg/m²
 - Untuk lantai tingkat lainnya.....400 kg/m²
- Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum.....300 kg/m²

2. Beban Hidup Pada Atap Gedung

- 1) Beban hidup pada atap gedung yang dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil minimum sebesar 100 kg/m² bidang datar.
- 2) Atap dan/atau bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang menentukan (terbesar) dari:
 - Beban terbagi rata air hujan

$$W_{ah} = 40 - 0,8 \alpha \dots\dots\dots(2-1)$$

dimana,

α → sudut kemiringan atap, derajat (jika $\alpha > 50^\circ$ dapat diabaikan).

W_{ah} → beban air hujan, kg/m² (min. W_{ah} atau 20 kg/m²)

- Beban terpusat berasal dari seorang pekerja atau seorang pemadam kebakaran dengan peralatannya sebesar minimum 100 kg.

3. Reduksi Beban Hidup

Reduksi beban hidup dilakukan karena peluang untuk tercapainya suatu *prosentase* tertentu dari beban hidup yang membebani struktur pemikul suatu gedung selama umur gedung tersebut, bergantung pada bagian atau unsur struktur yang ditinjau. Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil, maka beban hidup tersebut dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi. Koefisien reduksi beban hidup sesuai dengan Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1726-1989), tabel 4 pasal 2.1.1 adalah :

Tabel 2.1. Reduksi Beban Hidup

NO	Penggunaan gedung	Koefisien reduksi beban hidup	
		Untuk perencanaan balok induk dan portal	Untuk peninjauan gempa
1.	Perumahan/Penghunian :		
	Rumah tinggal, Hotel	0,90	0,30
2.	Gang dan tangga :		
	Perumahan/penghunian	0,75	0,30

Sumber : (SNI 03-1726-1989) , pasal 2.1.2, Tabel 4

2.1.3 Beban Gempa (E)

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat beban gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya didalam struktur yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut. Sesuai dengan pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung (SNI 1726 – 2012) adalah peraturan pemerintah terbaru yang digunakan untuk menghitung perencanaan gempa.

1. Spektrum Respon Percepatan Pada Periode Pendek (S_{MS}) Dan Periode 1 Detik (S_{M1})

Penentuan respons spectral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplikasi seismic pada periode 0,2 detik dan 1 detik yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, ditentukan dengan perumusan dan tabel dibawah ini :

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots(2-2)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots(2-3)$$

Dimana :

S_{MS} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek

S_{M1} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik

F_a = Koefisien situs periode pendek

F_v = Koefisien situs periode 1 detik

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik.

Nilai koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 2.2 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
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				

(Sumber : SNI 1726:2012)

Tabel 2.3 Koefisien Situs Fv

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

(Sumber : SNI 1726:2012)

2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , ditentukan melalui rumus di bawah ini:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \dots\dots\dots(2-4)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \dots\dots\dots(2-5)$$

Dimana :

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral pada perioda pendek

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

S_{MS} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada perioda pendek

S_{M1} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada perioda 1 detik.

3. Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik ditentukan dengan syarat $C_{S2} \leq C_S \leq C_{S1}$, seperti rumus di bawah ini :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2-6)$$

$$C_{S1} = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2-7)$$

$$C_{S2} = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2-8)$$

Dimana :

C_S = Koefisien respons seismik

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan Gempa

T = Perioda Fundamental bangunan (detik)

S_1 = Parameter percepatan spektrum respons maksimum pada perioda 1 detik.

4. Kategori Desain Seismik (KDS)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismic yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismic E. struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektra percepatan terpetakan pada perioda 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismic F.

Tabel 2.4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan

Kategori Risiko	
Nilai S_{DS}	I atau II atau III IV

$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2012)

5. Faktor Modifikasi Respons Struktur

Nilai faktor daktilitasnya dan faktor reduksi gempanya harus ditentukan dengan cara-cara rasional, misalnya dengan menentukannya dari hasil analisis beban dorong static. Nilai faktor modifikasi respons R dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 2.5 Faktor R , C_d , Ω_0 , Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (Contoh untuk Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen)

Sistem Penahan-Gaya seismik	Koefisien Modifikasi respons, R	Faktor kuatlebih sistem, Ω_0	Faktor pembesara n defleksi, C_d ^b	Batasan sistem struktur dan batasan Tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. Sistem rangka pemikul momen								
(C.5). Rangka beton bertulang pemikul momen Khusus (Gambar 6)								
	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

(C.6). Rangka beton bertulang pemikul momen menengah (Gambar 5)	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
(C.7). Rangka beton bertulang pemikul momen biasa (Gambar 4)	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI

(Sumber SNI 1726:2012)

* TB = tidak ada batasan (no limit) dan TI = tidak diijinkan (not permitted).

Ketinggian harus diukur dari dasar.

6. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental struktur harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dan tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas (C_u). Perhitungan periode fundamental pendekatan dapat ditentukan dengan rumus dan tabel di bawah ini:

$$T_a = C_t h_n^x \dots \dots \dots (2-9)$$

Dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

C_t = Koefisien periode bangunan

h_n^x = ketinggian struktur (m)

Adapun tabel koefisien nilai C_u , C_t , dan x dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 2.6 Koefisien Untuk Batas Atas

Parameter percepatan respons 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)

Tabel 2.7 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem Rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lain	0,0488 ^a	0,75

(Sumber : SNI 1726:2012)

7. Gaya Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W \dots\dots\dots(2-10)$$

Dimana :

V = Gaya dasar seismik (kN)

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat total bangunan (kN)

2.1.4 Beban Angin (W)

Beban angin adalah 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 ini dinyatakan dalam satuan kg/m^2 . Menurut Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1726-1989) pada pasal 2.1.3a dengan koefisien angin yang ditemukan adalah sebagai berikut :

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m^2
2. Apabila dapat dijamin suatu gedung terlindung efektif terhadap angin dari suatu jurusan tertentu oleh gedung – gedung lain, maka tekanan tiup dari jurusan itu dapat dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,5.
3. Dalam menentukan koefisien angin, khususnya pada gedung tertutup untuk bidang – bidang luar koefisien anginnya (+ berarti tekan dan – berarti isap) ditentukan sebagai berikut :

a. Dinding vertikal :

Dipihak angin = + 0,9

Dibelakang angin = - 0,4

Sejajar dengan arah angin = - 0,4

b. Atap segitiga dengan sudut kemiringan α :

Dipihak angin : $\alpha < 65 = (0,02 \alpha - 0,4)$

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

Dibelakang angin, untuk semua $\alpha = - 0,4$

2.2 Kombinasi Beban

2.2.1 Kombinasi Beban Pada Struktur Beton Bertulang

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

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

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2-11)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2-12)$$

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

(Faktor beban W dapat dikurangi menjadi 1,3 jika beban angin W belum direduksi oleh factor arah. Sedangkan factor beban untuk L boleh direduksi

menjadi 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruang pertemuan dan semua ruangan yang beban hidupnya lebih besar dari 500 kg/m².)

$$U = 1,2 D + 1,0L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2-13)$$

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

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \dots\dots\dots (2-14)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,0L \pm 1,0 E \dots\dots\dots(2-15)$$

2.2.2 Kombinasi Beban Pada Struktur Baja

Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 03-1729-2002, untuk struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini :

$$1,4 D \dots\dots\dots(2-16)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \dots\dots\dots (2-17)$$

$$1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (yLL \text{ atau } 0,8W) \dots\dots\dots (2-18)$$

$$1,2 D + 1,3W + yLL + 0,5 (la \text{ atau } H) \dots\dots\dots(2-19)$$

$$1,2 D \pm 1,0 E + yLL \dots\dots\dots (2-20)$$

$$0,9 D \pm (1,3W \text{ atau } 1,0 E) \dots\dots\dots(2-21)$$

Keterangan :

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.

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

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

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

W adalah beban angin

E adalah beban gempa yang ditentukan menurut SNI 1726-2012.

Dengan,

$$yL = 0,5 \text{ bila } L < 5 \text{ kPa, dan } yL = 1 \text{ bila } L \geq 5 \text{ kPa.}$$

2.3 Perencanaan Struktur Baja

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD (*Load Resistance and Factor Designe*) berdasarkan tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung (SNI-03-1729-2002), adalah sebagai berikut:

2.3.1 Batang Lentur

A. Batang Lentur Murni

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

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

$$M_{ux} \leq \phi M_n \dots \dots \dots (2-22)$$

Keterangan :

M_{ux} = Momen lentur terfaktor terhadap sumbu x ($N-m$)

ϕ = Faktorreduksi = 0,9

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

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

$$M_{uy} \leq \phi M_n \dots \dots \dots (2- 23)$$

Keterangan :

M_{uy} = Momen lentur terfaktor terhadap sumbu y ($N-mm$)

ϕ = Faktorreduksi = 0,9

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang, M_n diambil nilai yang lebih kecil dari kuat nominal penampang untuk momen lentur terhadap sumbu y ($N-mm$)

B. Kuat Geser Pelat Badan

a. Kuat geser plat badan yang memikul gaya geser perlu (V_u) harus memenuhi

$$V_u \leq \phi V_n \dots \dots \dots (2- 24)$$

Keterangan :

ϕ = Faktorreduksi = 0,9

V_n = Kuat geser nominal plat badan (N)

V_u = Kuat geser perlu

b. Kuat geser nominal (V_n) pelat badan harus diambil seperti yang ditentukan di bawah ini :

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel

(h / t_w) memenuhi :

$$(h/t_w) \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad \text{dengan}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6 f_y A_w ; \quad A_w = \text{luas kotor pelat badan.}$$

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel

(h/t_w) memenuhi :

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \left(\frac{h}{t_w}\right) \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6 f_y A_w \left[1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \right] \frac{1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

Atau,

$$V_n = 0.6 f_y A_w \left[C_v + \frac{(1-C_v)}{1,15 \sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right]$$

Dengan ,

$$C_v = 1,10 \frac{\sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$$

- Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel

(h/t_w) memenuhi :

$$1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \left(\frac{h}{t_w}\right)$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$V_n = \frac{0,9 A_w k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

Atau,

$$V_n = 0.6 f_y A_w \left[C_v + \frac{(1-C_v)}{1,15 \sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right]$$

Dengan ,

$$C_v = 1,5 \left[\frac{k_n E}{f_y} \right] * \left[\frac{1}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right]$$

C. Metode interaksi geser dan lentur

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

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

2.3.2 Batang Tarik

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

A. Kuat Tarik Rencana

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

$$N_u \leq N_n \longrightarrow \text{SNI 03 – 1729 – 2002 (10.1)..... (2- 25)}$$

Dengan $\phi \cdot N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil terendah diantar dua perhitungan dengan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n di bawah ini:

$$\phi = 0,9$$

$$N_n = A_g \cdot f_y \dots \dots \dots (2- 26)$$

Dan :

$$\phi = 0,75$$

$$N_n = A_e \cdot f_u \dots \dots \dots (2-27)$$

Keterangan :

A_g = luas penampang bruto , mm²

A_e = luas penampang efektif, mm²

f_y = tegangan leleh, Mpa

f_u = tegangan tarik putus, Mpa

B. Penampang Efektif

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

$$A_e = A \cdot U \quad \longrightarrow \quad \text{SNI 03 - 1729 - 2002 (10.2)}$$

Keterangan :

A = luas penampang, mm²

U = faktor reduksi $1 - (x/L) \leq 0,9$

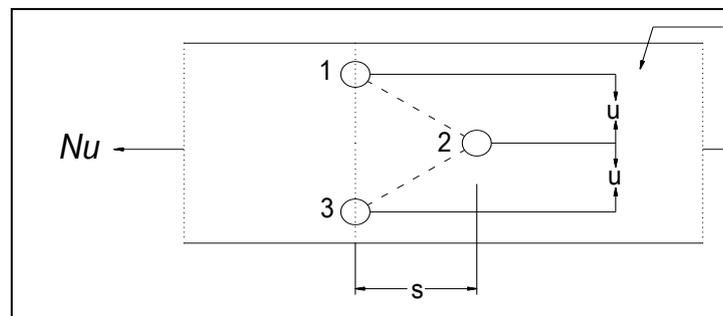
\underline{X} = eksentrisitas bangunan, jarak tegak lurus arah gaya tarik, antara titik berat penampang komponen yang disambung dengan bidang sambung, mm.

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

C. Gaya Tarik Disalurkan Oleh Baut

1. $A = A_{nt}$

Adalah luas penampang netto terkecil antara potongan 1-3 dan potongan 1-2-3,



Gambar 2.1 Penyaluran Gaya Tarik Oleh Baut

Potongan 1 – 3 : $A_{nt} = A_g - n_{dt}$

Potongan 1 - 2 - 3 : $A_{nt} = A_g - n_{dt} + \Sigma \frac{s^2 t}{4u}$

Keterangan :

A_g = adalah luas penampang bruto, mm²

t = adalah tebal penampang, mm

- d = adalah diameter lubang, mm
- n = adalah banyaknya lubang dalam garis potongan
- s = adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur, mm
- N_u = adalah kuat tarik
- u = adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur.

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

2.3.3 Batang Tekan

Batang Tekan adalah batang yang mendukung tegangan tekan aksial yang diakibatkan oleh bekerjanya gaya tekan aksial pada ujung – ujung batang. Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentrasi akibat beban terfaktor (N_u), harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

1. $N_u \leq \phi_n \cdot N_n$(2- 28)

SNI 03 – 1729 – 2002 (10.2)

Keterangan:

ϕ_n = 0,85 (faktor reduksi kekuatan)

N_n = kuat tekan nominal komponen struktur, dimana untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil dari pada nilai λ pada Tabel 7.5 – 1, daya dukung nominal komponen struktur tekan.

Daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut:

$$N_u = A_g \cdot f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots(2- 29)$$

SNI 03 – 1729 – 2002 (10.2)

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega}$$

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$

untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$ maka $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$

untuk $\lambda_c \geq 1,2$ maka $\omega = \lambda_c^2$

Keterangan :

A_g = luas penampang bruto, mm²

F_{cr} = tegangan kritis penampang, Mpa

F_y = tegangan leleh material, Mpa

2 . Perbandingan kelangsingan.

- Kelangsingan elemen penampang (Tabel 7.5-1 SNI 03-1729-2002) <

$$\lambda_r$$

- Kelangsingan komponen struktur tekan, $\lambda = \frac{Lr}{r} < 200$

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

2.3.4 Komponen Struktur yang Mengalami Momen Lentur dan Gaya Aksial

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

Untuk $\frac{Nu}{\phi N_n} \geq 0,2$:

$$\frac{Nu}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{uy}} \right) \leq 1,0 \dots \dots \dots (2-30)$$

Untuk $\frac{Nu}{\phi N_n} < 0,2$:

$$\frac{Nu}{2\phi N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \dots \dots \dots (2-31)$$

1. Kelangsingan penampang

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

2. Penampang kompak

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

$$M_n = M_p \dots \dots \dots (2-32)$$

Dimana $M_p = f_y \cdot Z$

$\phi M_n = \phi M_p$ dimana $\phi = 0,9$

3. Penampang tak kompak

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

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

4. Penampang langsing

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

$$M_n = M_r (\lambda_r / \lambda)^2$$

Keterangan:

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

N_n = adalah kuat nominal penampang, N

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

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

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

M_r = adalah momen residu / momen sisa

M_p = adalah momen plastis

F_y = adalah tegangan leleh baja

Z = adalah modulus plastis

ϕ_b = adalah faktor reduksi kuat lentur

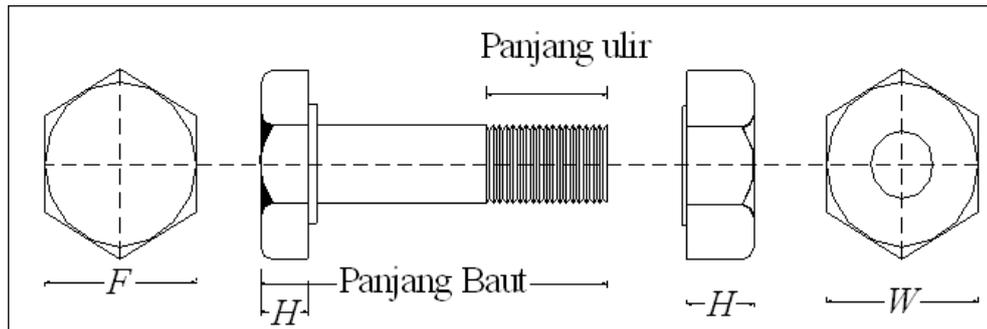
2.3.5 Sambungan Dengan Baut

1. Jenis baut

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

Tabel 2.8. Dimensi Baut

Ukuran baut (inch)	Dimensi baut (inch)			Dimensi mur (inch)	
	Lebar Melintang (<i>F</i>)	Tinggi (<i>H</i>)	Panjang ulir	Lebar Melintang (<i>W</i>)	Tinggi (<i>H</i>)
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1. 1/16	25/64	1. 1/4	1. 1/16	39/64
3/4	1. 1/4	15/32	1. 3/8	1. 1/4	47/64
7/8	1. 7/16	35/64	1. 1/2	1. 7/16	55/64
1	1. 5/8	39/64	1. 3/4	1. 5/8	63/64
1. 1/8	1. 13/6	11/16	2	1. 13/16	1. 7/16
1. 1/4	2	25/32	2	2	1. 7/32
1. 3/8	2. 3/16	27/32	2. 1/4	2. 3/16	1. 11/32
1. 1/2	2. 3/8	15/16	2. 1/4	2. 3/8	1. 15/32



Gambar 2.2 Penampang Baut.

2. Kekuatan Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus memenuhi:

$$R_u \leq \phi R_n$$

SNI 03 - 1729 - 2002 (13.2.2)

Keterangan:

ϕ = factor reduksi kekuatan

R_n = kuat nominal baut.

A. Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari sumbu baut terhitung sebagai berikut:

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_l f_u^b A_b$$

SNI 03 - 1729 - 2002 (13.2.2)

Keterangan:

v_d = Kuat geser rencana

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

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

ϕ_f = 0,75 (faktor reduksi kekuatan untuk fraktur)

$f_u^b =$ Tegangan tarik putus baut

$A_b =$ Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

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

B. Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana suatu baut dihitung sebagai berikut;

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0,75 f_u^b A_b$$

SNI 03-1729-2002

Keterangan :

$T_d =$ Kuat tarik rencana

$\phi_f = 0,75$ (faktor reduksi kekuatan untuk fraktur)

$f_u^b =$ Tegangan tarik putus baut

$A_b =$ Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

C. Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik.

Baut yang memikul gaya geser terfaktor, V_u , dan gaya tarik terfaktor, T_u , secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{nA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b \text{ m}$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n}$$

$$f_t \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2$$

SNI 03-1729-2002

untuk baut mutu tinggi :

$$f_1 = 807 \text{ Mpa}, f_2 = 621 \text{ Mpa}$$

$$r_2 = 1,9 \text{ untuk baut dengan ulir pada bidang geser}$$

$$r_2 = 1,5 \text{ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser}$$

D. Kuat Tumpu

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

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

$$\text{SNI 03-1729-2002 (13.2.2.4)}$$

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

$$R_d = \phi_f R_n = 2,0 \phi_f d_b t_p f_u$$

Keterangan:

$$R_d = \text{Kuat tumpu rencana}$$

$$\phi_f = 0,75 \text{ (factor reduksi kekuatan untuk fraktur)}$$

$$d_b = \text{Diameter baut nominal pada daerah tak berulir}$$

$$t_p = \text{Tebal plat}$$

f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari Baut atau pellet.

E. Pelat pengisi

Pada sambungan-smbungan yang tebal pelat pengisinya antara 6 mm sampai dengan 20 mm, kuat geser nominal satu baut yang ditetapkan pada butir 13.2.2.1 harus dikurangi 15 persen. Pada sambungan-sambungan dngan bidang geser majemuk yang lebih dari satu pelat pengisinya dilalui oleh satu baut, reduksi juga harus dihitung menggunakan ketebalan pelat pengisi yang terbesar pada bidang geser yang dilalui oleh baut tersebut.

3. Tata Letak Baut

A. Jarak

Jarak antar pusat lubang pengencang tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal pengencang. Jarak minimum pada pelat harus memenuhi juga ketentuan kuat tumpu baut pada butir 13.2.2.4 SNI 03-1729-2002

B. Jarak tepi minimum

Jarak minimum dari pusat pengencang ke tepi pelat atau pelat sayap profil harus memenuhi tabel :

Tabel 2.9 Jarak Pemasangan Baut

Tepi dipotong dengan Tangan	Tepi dipotong dengan Mesin	Tepi profil bukan hasil Potongan
1,75 db	1,50 db	1,25 db

(Sumber : SNI-03-1729-2002)

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

C. Jarak maksimum

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

D. Jarak tepi maksimum

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

E. Pelat simpul

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

Syarat-syarat pelat simpul adalah:

1. Cukup lebar

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

2. Cukup kuat

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

Untuk menentukan ukuran daripada pelat simpul (pelat pengisi) berdasarkan :

- Dimana untuk tebal dari pada pelat simpul (pelat pengisi) adalah 6 mm sampai dengan ketentuan butir 13.2.2.5 ditentukan dalam SNI 03-1729-2002 pada halaman 101 tentang pelat pengisi.
- Dimana untuk panjang dari tepi pelat simpul (pelat pengisi) berdasarkan atas jarak tepi minimum atau maksimum dari letak baut. Dimana jarak tepi minimum dan maksimum letak baut berdasarkan butir 13.4.2 sampai 13.4.4 ditentukan dalam SNI 03-1729-2002 pada halaman 104 tentang letak baut.

2.4 Analisa Struktur Beton Bertulang

Perhitungan penulangan dari komponen struktur diselesaikan dengan menggunakan Metode Perencanaan Kekuatan (*Strenght Design Method*).

2.4.1 Metode Perencanaan Kekuatan (*Strenght Design Method*)

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

dengan faktor reduksi harus lebih besar dari kuat perlunya untuk mendukung konstruksi beton tersebut.

Berdasarkan jenis kekuatan yang dialami balok dapat dikelompokkan menjadi tiga kelompok yaitu:

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

2.4.2. Penulangan Lentur Murni

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots(2-33)$$

(SNI-03-2847-2002)

Besarnya faktor tinggi blok tegangan β_1 adalah sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{untuk } f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) \rightarrow \text{untuk } f'c > 30 \text{ Mpa}$$

β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65

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

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \dots \dots \dots (2-34)$$

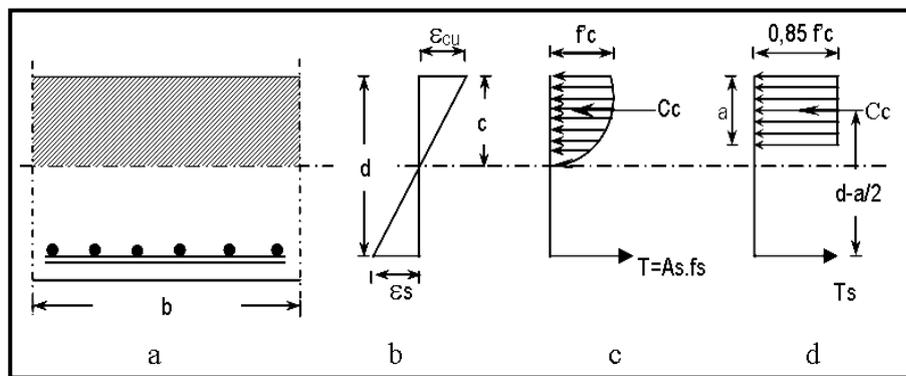
(SNI-03-2847-2002)

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y \dots \dots \dots (2-35)$$

(SNI-03-2847-2002)

A. Penampang Persegi

1. Penampang Persegi Tulangan Tunggal



Gambar 2.3 Distribusi tegangan dan regangan pada penampang plat :

(a) Penampang melintang plat; (b) Diagram regangan; (c) Diagram tegangan; (d)

Blok regangan ekuivalen yang diasumsikan.

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

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \text{ Dengan syarat : } \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} ; \phi = 0,8 \text{ (SNI-03-2847-2002).}$$

$$M_n = C_c \cdot Z_u$$

$$M_n = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b (d - \frac{1}{2} a) \dots\dots\dots(2-36)$$

Dari persamaan diatas dengan rumus ABC didapat nilai a :

$$\sum H = 0$$

$$C_c - T_s = 0$$

$$T_s = C_c$$

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

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

$$A_s = \frac{M_n}{f_y (d - \frac{1}{2} \cdot a)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \rightarrow \text{untuk tulangan tekan} \dots\dots\dots(2-37)$$

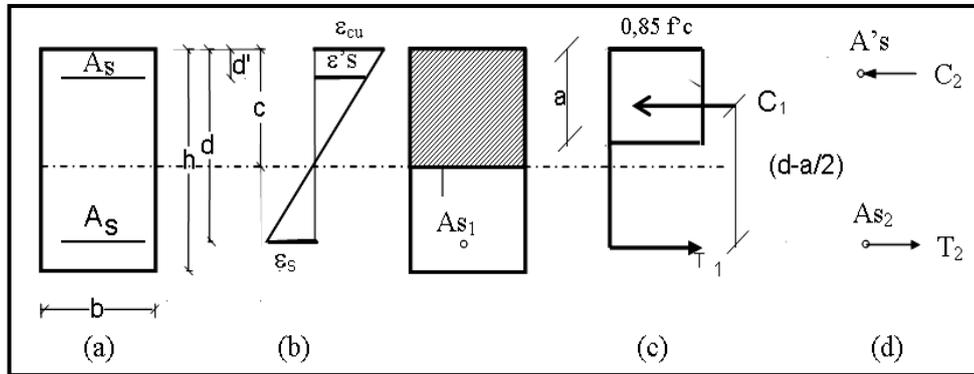
$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \rightarrow \text{untuk tulangan leleh} \dots\dots\dots(2-38)$$

Bila didapatkan :

- $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \longrightarrow$ Digunakan tulangan tunggal.

- $\rho > \rho_{\max} \longrightarrow$ Digunakan tulangan rangkap.

2. Penampang Persegi Bertulangan Rangkap



Gambar 2.4. Distribusi tegangan dan regangan pada penampang balok; (a) Penampang melintang balok; (b) Diagram regangan; (c) Diagram tegangan ekuivalen yang diasumsikan akibat tulangan tarik; (d) Tegangan akibat tulangan tekan.

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

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

$$T_1 = A_{s1} \cdot fy$$

$$A_{s1} = A_s - A's$$

Bagian 1 :

$$T_1 = C_1$$

$$A_{s1} \cdot fy = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$M_{n1} = T_1(d - a/2)$$

$$M_{n1} = A_s \cdot fy (d - a/2)$$

$$M_{n1} = (A_s - A's) fy (d - a/2)$$

Bagian 2 :

$$A's = A_{s2}$$

$$T_2 = C_2 = A_{s2} \cdot fy$$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot fy (d - d')$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

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

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Kontrol :

$$\epsilon_s = f_y / E_s$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d}{c} \cdot \epsilon_c$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003 \dots\dots\dots(2-39)$$

(SNI-03-2847-2002)

Agar tulangan tekan leleh , harus memenuhi kondisi :

$$(\rho - \rho') \geq \frac{\beta 1,0,85 \cdot f'c \cdot d'}{f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \dots\dots\dots(2-40)$$

Jika $\epsilon_s < \epsilon_y$, maka tegangan tulangan f's:

$$f's = 600 \left[1 - \frac{0,85 \cdot \beta 1 \cdot f'c \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right] \dots\dots\dots(2-41)$$

Angka penulangan maksimum yang diizinkan :

$$\rho \leq 0,75 \left[\rho_b + \rho' \cdot \frac{f's'}{f_y} \right] \dots\dots\dots(2-42)$$

Tinggi blok tegangan tekan eqivalen :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f's'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(2-43)$$

Momen tahanan nominal :

$$M_n = (A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f's') \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f's' \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2-44)$$

A. Penulangan Geser

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

$$V_u \leq \phi V_n \dots \dots \dots (2- 52)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau.

V_n = Kuat geser nominal yang dihitung.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan.

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (2- 53)$$

Keterangan :

V_c = Kekuatan geser nominal dari beton.

V_s = Kekuatan geser nominal dari tulangan geser.

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

$$V_c = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right] bw.d \text{ (SNI-03-2847-2002)} \dots \dots \dots (2- 54)$$

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

$$\phi \left[\left(\sqrt{\frac{f'c}{12}} \right) \sum \frac{A^2_{cp}}{P_{cp}} \right] \text{ (SNI-03-2847-2002)}$$

Maka kuat geser V_c adalah :

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

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

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \text{ (SNI-03-2847-2002)} \dots \dots \dots (2- 55)$$

Keterangan :

A_v = Luas penampang tulangan geser total dengan jarak S . Untuk sengkang keliling tunggal $A_v = 2 \cdot A_s$; dimana A_s adalah luas penampang batang tulangan sengkang (mm^2).

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

1. $V_u \leq 1/2 \phi V_c$ (SNI-03-2847-2002)..... (2- 56)

Untuk kondisi ini tidak diperlukan tulangan geser.

2. $1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ (SNI-03-2847-2002)..... (2- 57)

Untuk kondisi ini diperlukan tulangan geser minimum dengan luas :

$$A_v = 1/3 \frac{b_w \cdot S}{f_y} \text{ (SNI-03-2847-2002)}$$

Tulangan geser maksimum dengan jarak : $S_{\text{maks}} \leq d/2 \leq 600 \text{ mm}$.

3. $V_u > \phi V_c$ (SNI-03-2847-2002)..... (2- 58)

Untuk kondisi ini harus memenuhi :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Dipasang tulangan sebesar :

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} \text{ (SNI-03-2847-2002).}$$

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

2.5 Struktur Komposit

Struktur komposit (Composite) merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik.

Penampang komposit adalah penampang yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban tekan dan lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit sedangkan batang yang memikul beban tekan, tekan dan lentur umumnya disebut dengan kolom komposit.

Penampang komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri dan dengan demikian dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai, dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding, pekerjaan saluran air, dan lain-lainnya. (Amon, Knobloch & Mazumder, 1999).

2.5.1. Balok Komposit

Sebuah balok komposit (composite beam) adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan (Bowles,1980). Beberapa jenis balok komposit antara lain :

b. Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 03-1729-2002 Ps.12.2.6).

c. Balok komposit parsial

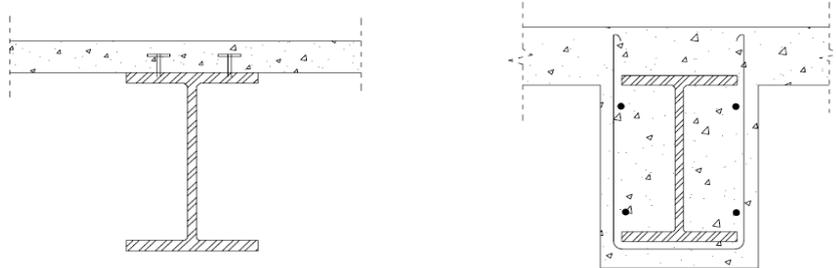
Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.2.7).

d. Balok baja yang diberi selubung beton

Walaupun tidak diberi angker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal berikut terpenuhi (SNI 03-1729-2002 Ps.12.2.8)

- 1) Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang dari pada 50 mm, kecuali yang disebutkan pada butir ke-2 di bawah.
- 2) Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah plat.

- 3) Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.



a) Balok Komposit (tanpa deck)

b) Balok baja diberi selubung beton

Gambar 2.5 penampang balok komposit

2.5.1.1 Kekuatan Balok Komposit dengan Penghubung Geser

- 1) Kuat Lentur positif rencana ditentukan sebagai berikut (LRFD Pasal 12.4.2.1):

- untuk $\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$

dengan $\Phi_b = 0,85$ dan M_n dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.

- untuk $\frac{h}{tw} > \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$

dengan $\Phi_b = 0,9$ dan M_n dihitung berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara plastis pada penampang komposit.

- 2) Kuat Lentur negatif rencana $\Phi_b.M_n$ harus dihitung untuk penampang baja saja, dengan mengikuti ketentuan ketentuan pada butir 8 (LRFD Pasal 12.4.2.2) :

2.5.1.2 Lebar efektif plat lantai :

- Untuk gelagar

interior :

$$b_E \leq \frac{L}{4}$$

$b_E \leq b_o$ (untuk jarak balok yang sama)

- Untuk gelagar eksterior :

$$b_E \leq \frac{L}{8}$$

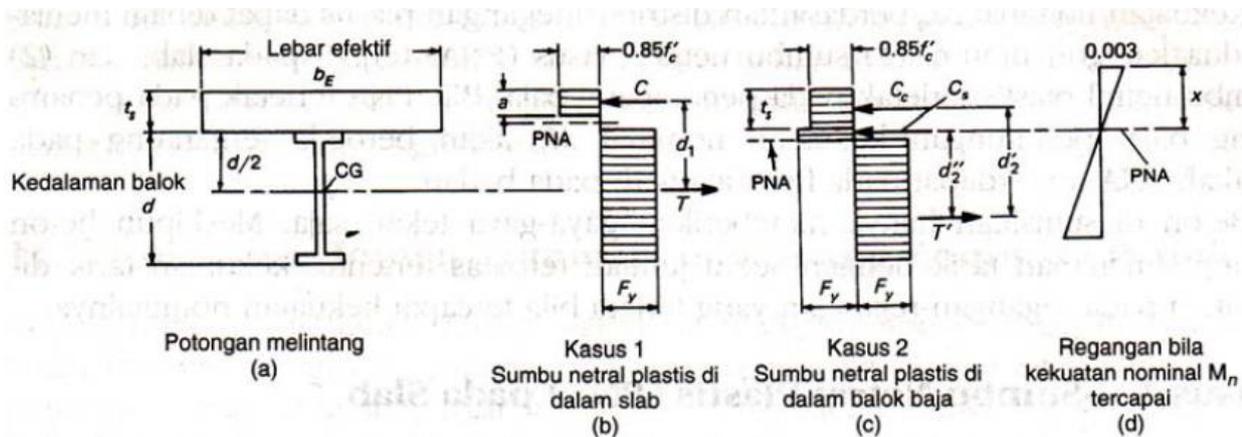
$b_E \leq b_o +$ (jarak dari pusat balok ke pinggir slab)

dimana : L = bentang balok

b_o = bentang antar balok

2.5.1.2 Menghitung momen nominal

Perhitungan M_n berdasar distribusi tegangan plastis :



Gambar 2.6 *Distribusi tegangan plastis*

(Sumber : Charles G. Salmon, 1996)

- Menghitung momen nominal (M_n) positif
 1. Menentukan gaya tekan (C) pada beton :

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot t_p \cdot b_{eff}$$

Menentukan gaya tarik (T) pada baja :

$$T = A_s \cdot f_y$$

Dipilih nilai yang terkecil dari kedua nilai di atas

2. Menentukan tinggi blok tekan efektif :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}}$$

3. Kekuatan momen nominal :

$$M_n = C \cdot d_1 \text{ atau } T \cdot d_1$$

Bila kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh :

$$Mn = As.fy \left(\frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \right)$$

- Menghitung momen nominal (Mn) negatif.
 1. Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n.A_r.f_{yr}$$

$$P_{yc} = As.fy$$

$$\text{Gaya pada sayap ; } Pf = bf .tf . fy$$

$$\text{Gaya pada badan ; } P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - Pf$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w.fy}$$

2. Menghitung jarak ke centroid

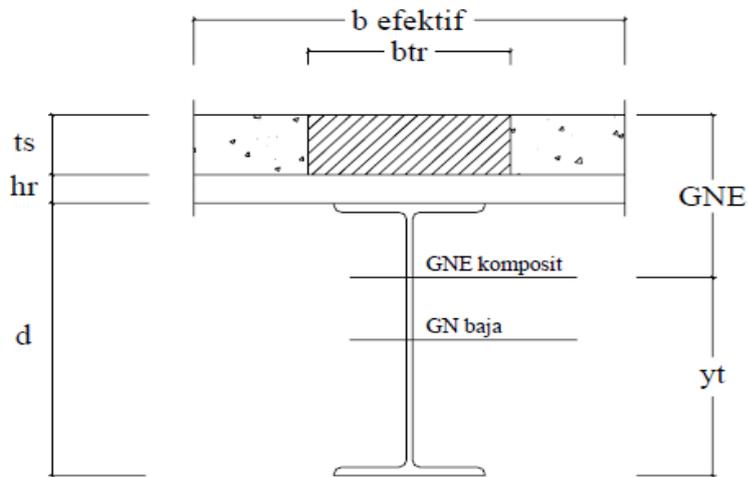
$$d_1 = \bar{h}r + t\bar{b} - c$$

$$d_2 = \frac{(Pf \cdot 0,5 \cdot tf) + (P_w(tf + 0,5 \cdot a_{web}))}{Pf + P_w}$$

$$d_3 = \frac{d}{2}$$

3. Menghitung momen ultimate :

$$Mn = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2)$$



Gambar 2.7 Metode transformasi luasan

Perhitungan M_n berdasar distribusi tegangan elastis :

1. Menghitung nilai transformasi beton ke baja

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_{c'}} \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ untuk beton normal.}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_s$$

2. Menentukan letak garis netral penampang transformasi
(dimomen ke ambang atas)

$$GNE = \frac{A_{tr} \cdot \frac{t_s}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_s + \frac{d}{2} \right) \right)}{\left(A_{tr} + A_s \right)}$$

3. Menghitung momen inersia penampang transformasi

$$I_t = \frac{b_{tr} \cdot (t_s)^3}{12} + A_{tr} \left(GNE - \frac{t_s}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_s + h_r \right) - GNE \right)^2$$

4. Menghitung modulus penampang transformasi

$$y_c = GNE$$

$$y_t = d + t_s + h_r - GNE$$

$$S_{tr,c} = \frac{I_{tr}}{y_c} \quad \text{dan} \quad S_{tr,t} = \frac{I_{tr}}{y_t}$$

5. Menghitung momen ultimate

Kapasitas momen positif penampang balok komposit penuh digunakan dari nilai yang terkecil dari :

$$Mn_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot n \cdot S_{tr,c}$$

$$Mn_2 = f_y \cdot S_{tr,t}$$

$$\text{Jadi : } Mu \leq \phi \cdot Mn$$

2.5.1.4 Penghubung Geser

Kekuatan penghubung geser jenis paku (LRFD Pasal 12.6.3)

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \left[\sqrt{f_c' \cdot E_c} \right] \cdot r_s \leq A_{sc} \cdot f_u$$

Dimana : r_s untuk balok tegak lurus balok :

$$r_s = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} * \left(\frac{w_r}{h_r} \right) * \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

r_s untuk balok sejajar balok :

$$r_s = 0.6 * \left(\frac{w_r}{h_r} \right) * \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

N_r = jumlah stud setiap gelombang

H_s = tinggi stud

H_r = tinggi bondek

W_r = lebar efektif bondek

A_{sc} = Luas penampang shear connector

F_u = Tegangan putus penghubung paku/stud

Q_n = Kuat nominal geser untuk penghubung geser

Jumlah penghubung geser (shear connector) yang dibutuhkan yaitu :

$$n = \frac{C}{Q_n}$$

2.5.1.5 Kontrol lendutan (Deflection)

Batasan lendutan atau deflection pada biaya telah diatur didalam SNI 03-1729-2002. Lendutan diperhitungkan berdasarkan hal-hal sebagai berikut :

Lendutan yang besar dapat mengakibatkan rusaknya barangbarang atau alat-alat yang didukung oleh balok tersebut. Penampilan dari suatu struktur akan berkurang dari segi estetika dengan lendutan yang besar.

Lendutan yang terlalu besar akan menimbulkan rasa tidak nyaman bagi penghuni bangunan tersebut. Perhitungan lendutan pada balok berdasarkan beban kerja yang dipakai di dalam perhitungan struktur, bukan berdasar kan beban berfaktor. Besar lendutan dapat dihitung dengan rumus :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E \cdot I} \text{ untuk beban terbagi merata, dan}$$

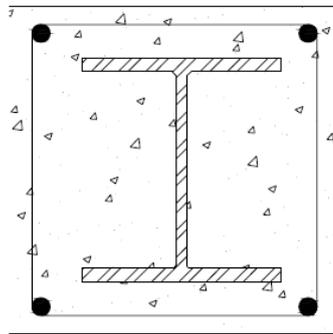
$$f_{\max} = \frac{P l^3}{48 \cdot E \cdot I} \text{ untuk beban terpusat di tengah bentang}$$

2.5.2. Kolom Komposit

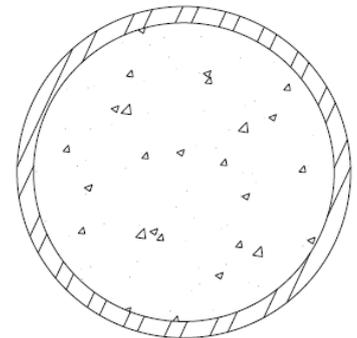
Kolom komposit didefinisikan sebagai “ kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

- Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).
- Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).



Profil Baja dibungkus beton



Pipa baja O didisi beton

Gambar 2.8. Penampang kolom komposit

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan (SNI 03-1729-2002 Ps.12.3.1) :

Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.

1. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral.
2. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi memberi kekangan pada beton.
3. Jarak antar pengikat lateral tidak boleh melebihi $2/3$ dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas minimum penampang tulangan transversal (atau longitudinal) terpasang. Tebal bersih selimut beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal minimal sebesar 40 mm;
4. Mutu beton yang digunakan tidak lebih 55 Mpa dan tidak kurang dari 21 Mpa untuk beton normal dan tidak kurang dari 28 Mpa untuk beton ringan.
5. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh lebih dari 380 Mpa;

Tebal minimum dinding pipa baja atau penampang baja berongga yang diisi beton adalah $b\sqrt{f_y/3E}$ untuk setiap sisi selebar b pada penampang persegi dan $D\sqrt{f_y/8E}$ untuk penampang bulat yang mempunyai diameter luar D .

2.5.2.1. Kuat rencana kolom komposit

(SNI 03-1729-2002 Ps. 12.3.2) Kuat rencana kolom komposit yang menumpu beban aksial adalah $\Phi_c N_n$, dengan $\Phi_c = 0,85$.

$$N_n = A_s f_{cr} \text{ Dan } f_{cr} = f_{my} / \omega$$

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \text{ maka } \omega = 1$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda < 1,2 \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c}$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \text{ maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2$$

dengan,

$$\lambda_c = \frac{k_c L}{r_m \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}}$$

$$f_{my} = f_y + c_1 f_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_c = 0,041 w^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

Keterangan:

A_s = luas penampang beton, mm²

A_r = luas penampang tulangan longitudinal, mm²

E = modulus elastis baja, MPa

E_c = modulus elastisitas beton, MPa

E_m = modulus elastisitas untuk perhitungan kolom komposit, MPa

f_{cr} = tegangan tekan kritis, MPa

f_y = tegangan leleh untuk perhitungan kolom komposit, MPa

f_y = tegangan leleh profil baja, MPa

f_{c} = kuat tekan karakteristik beton, MPa

k_c = faktor panjang efektif kolom

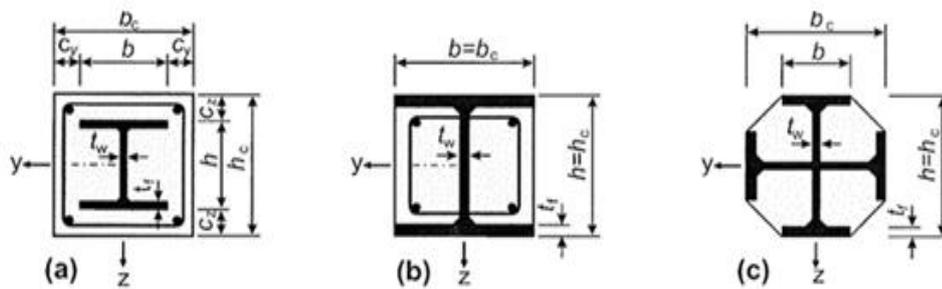
N_n = kuat aksial nominal, N

r_m = jari-jari girasi kolom komposit, mm

λ_c = parameter kelangsingan

ϕ_c = faktor reduksi beban aksial tekan

ω = faktor tekuk



Gambar 2.9. Notasi Penampang kolom komposit

Pada persamaan di atas, c_1 , c_2 , dan c_3 adalah koefisien yang besarnya:

a) Untuk pipa baja yang diisi beton:

$$c_1=1,0, c_2 = 0,85, \text{ dan } c_3 = 0,4$$

b) Untuk profil baja yang diberi selubung beton:

$$c) c_1 = 0,7, c_2 = 0,6, \text{ dan } c_3 = 0,2.$$

Kekuatan rencana kolom komposit yang menahan beban kombinasi aksial dan lentur (LRFD Pasal 7.4.3.3).

$$\begin{aligned}
 \text{a.} \quad & \frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} \geq 0,2 \\
 & \frac{N_u}{\phi \cdot N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0 \\
 \text{b.} \quad & \frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} < 0,2 \\
 & \frac{N_u}{2 \cdot \phi \cdot N_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0
 \end{aligned}$$

dimana :

N_u = Gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

N_n = Kuat nominal penampang, N

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

$\phi_c = 0,85$ (struktur tekan)

$\phi_b = 0,90$ (struktur lentur)

M_{nx} , M_{ny} = Momen lentur nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

M_{ux} , M_{uy} = Momen lentur terfaktor masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

2.6 Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah suatu struktur yang berfungsi untuk menyangga dan meneruskan beban – beban dari bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri pondasi) ke lapisan tanah di bawahnya. Karena itu pondasi harus direncanakan mampu menerima beban sesuai dengan kapasitas atau daya dukung tanah yang diijinkan. Berdasarkan hal tersebut maka pondasi harus diletakkan di atas tanah kuat, bebas dari lumpur, dan pengaruh perubahan cuaca.

1. Jenis – Jenis Pondasi

Secara umum, pondasi dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu :

- a. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*) yaitu pondasi dimana perbandingan antara kedalaman dengan lebarnya kurang dari 4 atau

$\left(\frac{D}{B} < 4\right)$. Termasuk kedalam kategori pondasi dangkal adalah :

- Pondasi setempat / pondasi telapak
- Pondasi lajur
- Pondasi pelat berlubang
- Pondasi pelat menyeluruh / penuh

- b. Pondasi Dalam (*Deft Foundation*) adalah suatu pondasi dimana kedalamannya lebih besar atau sama dengan empat kali lebarnya atau

$\left(\frac{D}{B} > 4\right)$. Pondasi dalam meneruskan beban – beban di atasnya melalui *poer*.

Pondasi dalam dapat berupa :

- Pondasi tiang pancang (umumnya terdiri dari beberapa tiang)

- Pondasi tiang bor (umumnya berupa tiang tunggal)
- Pondasi sumuran / *caisson* (dengan kedalaman dasar 4 – 6 m)

2. Pemilihan Jenis / Tipe Pondasi

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

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

3. Pondasi Bor Pile

Penggunaan pondasi tiang Bore Pile karena daya dukung tanah dipermukaan tidak mampu mendukung berat bangunan di atasnya dan beban yang membebaninya, untuk menyalurkan beban di atasnya ke tanah yang mempunyai daya dukung yang lebih besar. Pondasi tiang bore pile dipasang kedalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah

mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik keatas pada waktu selesai pengecoran beton.

Langkah-langkah perencanaan pondasi bore pile dan dapat diuraikan sebagai berikut :

Perhitungan daya dukung tiang bore pile dari uji kerucut statis (sondir):

a. Tahanan ujung ultimate tiang (Q_p) dinyatakan oleh persamaan

$$Q_p = A_b \cdot q_c$$

Dimana, A_b = penampang ujung bawah tiang

q_c = daya dukung tanah

Meyerhoff (1976) juga menyarankan penggunaan q_c adalah q_c rata-rata dihitung dari $8d$ diatas dasar tiang sampai $4d$ dibawah dasar tiang. Bila belum ada data hubungan antara tahanan kerucut (q_c) dan tahanan tanah yang meyakinkan, Tamlinson (1977) menyarankan penggunaan faktor ω untuk menghitung tahanan ujung :

$$Q_p = \omega \cdot A_b \cdot q_c \quad \rightarrow \text{dengan } \omega = 0,5$$

b. Tahanan geser dinding tiang dinyatakan dalam persamaam

$$Q_s = K \cdot JHP$$

Dimana, K = keliling tiang

JHP = Jumlah Hambatan Pelekatan

c. Kapasitas ultimate tiang bore pile

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= A_b \cdot q_c + K \cdot JHP \end{aligned}$$

d. Daya dukung ijin 1 tiang

$$\bar{Q} = \frac{Q_p}{SF} + \frac{Q_s}{SF}$$

Kontrol daya dukung 1 tiang :

$$\frac{EV}{n} \leq \bar{Q}$$

e. Daya dukung pada kelompok Bore Pile

$$Q_{\text{mak}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_1}{\sum x^2} \pm \frac{M_y \cdot x^2}{\sum y^2}$$

Beban yang diterima tiang adalah beban maksimum Untuk daya dukung kelompok tiang harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (E).

Menurut Conversi – Labarre :

$$f. E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

$$\text{Kapasitas kelompok tiang ijin} = E_g \cdot n \bar{Q}$$

Keterangan :

- E_g : Efisiensi
- n : Jumlah tiang (buah)
- m : Banyak baris dalam Grup

- s : Jarak antar tiang

g. Untuk kontrol daya dukung kelompok tiang adalah :

$$Q_{\text{mak}} \leq 1,5 \cdot \bar{Q}$$

4. Kontrol Terhadap Lendutan

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

- Psikologi
- Estetis
- Pemakaian
- Lebar retak

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

1. Pembatasan Lendutan

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

Menurut SK SNI setiap komponen struktur beton yang mengalami lendutan harus dirancang agar memenuhi kekuatan cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin memperlemah kekuatan ataupun kemampuan kelayakan struktur pada beban kerja.

Pada pelat lantai dengan bentang kecil kurang dari 4,5 meter, lendutan tidak perlu diperiksa, apabila manfaat pelat adalah lebih besar 1/35 kali bentang tersebut. Pada balok – balok lantai dengan bentang kurang dari 5 meter, lendutan juga tidak perlu diperiksa. Apabila tebal balok atau pelat sudah melebihi ketentuan table 2.5. Maka praktis control lendutan tidak perlu.

Tabel 2.10 Tebal Minimum Balok Nonprategang Atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung.

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Terdukung sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Komponen struktur tidak mendukung atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan besar				
Pelat masif satu - arah	ℓ /20	ℓ /24	ℓ /28	ℓ /10
Balok atau pelat rusuk satu – arah	ℓ /16	ℓ /18,5	ℓ /21	ℓ /8

Catatan :

Panjang bentang dalam mm.

Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal ($W_c = 2400 \text{ kg/m}^3$) dan tulangan BJTD 40 . untuk kondisi lain , nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :

- a. **untuk struktur beton ringan dengan berat jenis diantara $1500 \text{ kg/m}^3 - 2000 \text{ kg/m}^3$, nilai tadi harus dikalikan dengan ($1,65 - 0,0003 W_c$) tetapi tidak kurang dari 1,09 dimana W_c adalah berat jenis dalam kg/m^3**
- b. **untuk f'_c selain 400 MPa , nilainya harus dikalikan dengan ($0,4 + f_y/700$)**

(Sumber : SNI 03-2847-2002)

1.2 Tebal minimum dari pelat atau komponen struktur dua arah

Ketentuan mengenai struktur tipe ini harus sesuai dengan pasal 11 .5.3 SNI 03-2847-2002 , serta rasio bentang panjang terhadap bentang pendek tidak melebihi 2. Tebal minimum yang harus dipenuhi adalah ketentuan table 2.6

Dan tidak boleh kurang dari nilai :

1. Pelat tanpa penebalan seperti definisi dalam pasal 15.3.7.1 dan 15.3.7.2 SNI 03 -2847-2002 sebesar 120 mm
2. Pelat dengan penebalan seperti definisi dalam pasal 15.3.7.1 dan 15.3.7.2 SNI 03 -2847-2002 sebesar 100 mm.

Tabel 2.11 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh Fy MPa	Tanpa penebalan ^b			Dengan penebalan ^b		
	Panel luar	Panel dalam	Panel dalam	Panel luar	Panel dalam	Panel dalam
-	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir	
300	ℓn /33	ℓn /36	ℓn /36	ℓn /36	ℓn /40	ℓn /40
400	ℓn /30	ℓn /33	ℓn /33	ℓn /33	ℓn /36	ℓn /36
500	ℓn /28	ℓn /31	ℓn /31	ℓn /31	ℓn /34	ℓn /34

a. Untuk tulangan dengan tegangan leleh di antara 300 MPa dan 400

MPa dan 500 MPa , gunakan interpolasi linier

b. Penebalan panel didefinisikan dalam 15.3.7.1 dan 15.3.7.2

c. Pelat dengan balok diantara kolom kolomnya di sepanjang tepi luar.

Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8

(Sumber: SNI 03-2847-2002)

1.3 Lendutan ijin maksimum

Menurut SK SNI pembatasan lendutan tidak dapat , halnya PBI'71 yaitu $f \leq L/250$. Harga batas masih ditinjau atas beberapa type komponen struktur olehkombinasi pembebanan serta sasaran yang ingin dicapai dengan pembatasan lendutan ini.

Lengkapnya sesuai tabel 2.7

Tabel 2.12 Lendutan Ijin Maksimum

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\ell^a /180$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar.	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\ell^a /360$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstructural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstructural (jumlah dari lendutan jangkan panjang , akibat semua beban tetap yang bekerja , dan	$\ell^a /480$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau diastukan dengan komponen nonstructural yang mungkin	lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup)	$\ell^a /240$

tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.

- a. Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendutan, toleransi konstruksi dan keandalan system drainase.
- b. Batasan lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.
- c. Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 11.5.2.5 atau 11.5.4.2 tetapi boleh dikurangi nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen nonstructural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.
- d. Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen nonstructural. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian sehingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.

(Sumber : SNI 03-2847-2002)