

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Pembebanan**

Pembebaan pada stuktur gedung bertingkat dapat dikelompokkan menjadi dua berdasarkan arah kerja beban tersebut, yaitu beban vertikal dan beban horizontal. Beban vertikal yakni beban yang bekerja secara vertikal atau tegak lurus dengan gedung bertingkat tersebut, berupa beban mati dan beban hidup. Sedangkan Beban horizontal yakni beban yang bekerja searah dengan gedung bertingkat tersebut, berupa beban angin dan beban gempa, namun pada gedung bertingkat berstruktur beton bertulang beban gempa lebih dominan dibandingkan dengan beban angin. Dari analisa pembebanan inilah kemudian didapatkan reaksi-reaksi yang bekerja pada dasar bangunan yang digunakan dalam perencanaan pondasi tiang pancang.

##### **2.1.1 Beban Mati atau Dead Load (D)**

Menurut SNI 1727-2020 Pasal 3.1.1 beban mati adalah berat seluruh struktur bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

##### **2.1.2 Beban Hidup atau Live Load (L)**

Menurut SNI 1727-2020 Pasal 4.1 beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban yang perlu diketahui beratnya, harus berdasarkan aturan-aturan yang berlaku seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 2.1.

**Tabel 2.1** Beban hidup terdistribusi merata minimum,  $L_o$  dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau penggunaan	Merata, $L_o$ Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat Ib [(kN)	Juga Lihat Pasal
<b>Gedung Perkantoran</b> Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian					
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8.90)	
Kantor	50 (2,40)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8.90)	
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8.90)	
<b>Atap</b>					
Atap datar, berbubung, danm lengkung	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)		-		
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan			-	300 (1,33)	

Sumber : SNI 1727-2020 Tabel 4.3-1

### 2.1.3 Beban Angin (*Wind Load/W*)

Beban angin direncanakan menurut SNI 1727-2020 Pasal 262.1.1 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh Komponen dan Klading (K&K) gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin.

### 2.1.3.1 Kategori Risiko Bangunan

Bangunan dan struktur lainnya harus digolongkan menurut risiko bagi kehidupan manusia, kesehatan, dan kesejahteraan yang terkait dengan kerusakan atau kegagalan mereka dengan sifat hunian atau penggunaan untuk tujuan penerapan ketentuan banjir, angin, salju, gempa, dan es. (SNI 1727-2020 Pasal 1.5.1)

**Tabel 2.2** Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban banjir, angin, salju, gempa\*, dan es

Penggunaan atau pemanfaatan fungsi bangunan gedung dan struktur	Kategori Risiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan risiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam kategori risiko I, III, dan IV	II
Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan risiko besar bagi kehidupan manusia.  Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam kategori risiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial dan/atau gangguan massa dari hari ke hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.  Bangunan gedung dan struktur lain tidak termasuk dalam risiko kategori IV (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis	III
Bangunan gedung dan struktur lain yang dianggap sebagai fasilitas penting.  Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.  Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk, namun tidak terbatas pada, fasilitas yang memproduksi, memproses, menangani, menyimpan, menggunakan, atau membuang zat-zat berbahaya seperti bahan bakar, bahan kimia berbahaya, atau limbah berbahaya) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis.  Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari kategori risiko IV struktur lainnya.	IV

Sumber : SNI 1727-2020 Tabel 1.5-1

**Keterangan :** <sup>a</sup>Bangunan gedung dan struktur lain yang mengandung racun, zat yang sangat beracun, atau bahan peledak harus memenuhi syarat untuk klasifikasi terhadap kategori risiko lebih rendah jika memuaskan pihak yang berwenang

dengan suatu penilaian bahaya seperti dijelaskan dalam Pasal 1.5.3 bahwa pelepasan zat sepadan dengan risiko yang terkait dengan kategori risiko.

### 2.1.3.2 Kecepatan Angin Dasar, $V$

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 26.5.1, Kecepatan angin dasar,  $V$ , yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari Buku Peta Angin Indonesia atau sumber data dari instansi terkait seperti Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) dan sejenisnya.

### 2.1.3.3 Faktor Arah Angin, $K_d$

Faktor arah angin,  $K_d$  merupakan salah satu komponen penting dalam proses perhitungan beban angin yang nilainya ditentukan dari Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Faktor Arah Angin,  $K_d$

Tipe Struktur	Faktor arah angin, $K_d$
<b>Bangunan Gedung</b>	
Sistem Panahan Gaya Angin Utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan Klading (K&K)	0,85
<b>Atap Lengkung</b>	0,85
<b>Kubah Berbentuk Bundar</b>	1,0 <sup>a</sup>
<b>Cerobong, Tangki, dan struktur serupa</b>	
Persegi	0,90
Segi enam	0,95
Segi delapan	1,0 <sup>a</sup>
Bundar	1,0 <sup>a</sup>
<b>Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat</b>	0,85
<b>Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal</b>	0,85
<b>Rangka batang menara</b>	
Segitiga, persegi, atau persegi Panjang	0,85
Semua penampang lainnya	0,95

Sumber : SNI 1727-2020 Tabel 26.6-1

**Keterangan :** <sup>a</sup>Faktor arah angin  $K_d = 0,95$  diizinkan untuk struktur bundar atau struktur segi delapan dengan sistem struktur non-asimetris.

#### 2.1.3.4 Kategori Eksposur

Berdasarkan, untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur arah melawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas yang telah dibangun (SNI 1727-2020 Pasal 26.7). Beberapa pembagian kategori eksposur dijelaskan dalam SNI 1727-2020 Pasal 26.7.3 sebagai berikut :

- ❖ Eksposur B: Untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30 ft (9,1m), Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan B, berlaku di arah melawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500 ft (457m). Untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30 ft (9,1m), Eksposur B berlaku bilamana Kekasaran Permukaan B berada dalam arah melawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600 ft (792 m) atau 20 kali tinggi bangunan atau struktur, pilih yang terbesar.
- ❖ Eksposur C: Eksposur C berlaku untuk semua kasus di mana Eksposur B atau Eksposur D tidak berlaku.
- ❖ Eksposur D: Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan D, berlaku di arah melawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 5.000 ft (1.524m) atau 20 kali tinggi bangunan gedung atau tinggi struktur, pilih yang terbesar. Eksposur D juga berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah dekat dari situs dalam arah melawan angin adalah B atau C, dan situs yang berada dalam jarak 600 ft (183 m) atau 20 kali tinggi bangunan gedung atau tinggi struktur, pilih yang terbesar, dari kondisi Eksposur D sebagaimana ditentukan dalam kalimat sebelumnya.

Untuk situs yang terletak di zona transisi antara kategori eksposur, kategori dengan gaya angin terbesar harus digunakan. Pengecualian diizinkan pada eksposur menengah di antara kategori-kategori sebelumnya boleh digunakan di zona transisi, asalkan itu ditentukan oleh metode analisis rasional yang dijelaskan dalam literatur yang diakui.

### 2.1.3.5 Faktor Topografi, $K_{zt}$

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 26.8.2 tentang efek peningkatan kecepatan angin harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin desain dengan menggunakan faktor  $K_{zt}$  :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (2.1)$$

Keterangan :

$K_{zt}$  = Faktor Topografi

H = Tinggi bukit atau tebing relatif terhadap elevasi kawasan di sisi angin datang (upwind), dalam ft (meter)

$K_1$  = faktor untuk memperhitungkan bentuk fitur topografis dan pengaruh peningkatan kecepatan maksimum. (Tabel 2.4)

$K_2$  = faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan jarak ke sisi angin datang atau ke sisi angin pergi dari puncak

$$= \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$K_3$  = faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan ketinggian di atas elevasi kawasan setempat

$$= e^{-\frac{yz}{L_h}}$$

Jika kondisi situs dan lokasi bangunan gedung dan struktur lain tidak memenuhi semua kondisi yang diisyaratkan dalam Pasal 26.8.1, maka  $K_{zt} = 1,0$ .

### 2.1.3.6 Faktor Elevasi Permukaan Tanah, $K_e$

Faktor elevasi permukaan tanah untuk menyesuaikan densitas udara,  $K_e$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan dari catatan pada SNI 1727-2020 Tabel 26.9-1. ( $z_g$  dalam m)

$$K_e = e^{-0,000119z_g} \quad (2.2)$$

Dengan

$z_g$  = elevasi tanah di atas permukaan laut

Untuk semua elevasi, boleh diambil nilai  $K_e = 1$  (SNI 1727-2020 Pasal 26.9.1)

### 2.1.3.7 Efek Hembusan Angin, G

Faktor efek hembusan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85 (SNI 1727-2020 Pasal 26.11.1)

### 2.1.3.8 Koefisien Eksposur Tekanan Velositas, $K_z$ atau $K_h$

Setelah menentukan kategori eksposur, koefisien eksposur tekanan kecepatan,  $K_z$  atau  $K_h$ , dapat dihitung berdasarkan persamaan dari catatan dari SNI 1727-2020 Tabel 26.10-1 beriku

$$\text{Untuk } 15 \text{ ft (4,6m)} \leq z \leq z_g \rightarrow K_z = 2,01 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad (2.3)$$

$$\text{Untuk } z \leq 15 \text{ ft (4,6m)} \rightarrow K_z = 2,01 \left( \frac{15}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad (2.4)$$

Tabel 2.4 Konstanta eksposur daratan (dalam metrik)

Eksposur	$\alpha$	$Z_g$ (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	$\ell$ (m)	$\bar{\epsilon}$	$Z_{\min}$ (m) <sup>a</sup>
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

Sumber : Sni 1727-2020 Tabel 26.11-1

#### Catatan :

<sup>a</sup> $Z_{\min}$  = tinggi minimum yang dapat menjamin tinggi ekuivalen  $\bar{z}$  yang lebih besar dari  $0,6h$  atau  $Z_{\min}$  untuk bangunan gedung atau struktur lain dengan  $h \leq Z_{\min}$ ,  $\bar{z}$  harus diambil sebesar  $Z_{\min}$ .

### 2.1.3.9 Tekanan Kecepatan atau Tekanan Velositas, $q_z$ dan $q_h$

Menurut SNI 1727-2020 Pasal 26.10.2 tekanan kecepatan,  $q_z$ , yang dievaluasi pada ketinggian  $z$  di atas tanah harus dihitung dengan persamaan berikut (dalam satuan SI) :

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \quad (2.5)$$

dengan

$q_z$  = Tekanan kecepatan atau tekanan velositas pada ketinggian  $z$  (N/m<sup>2</sup>)

$K_z$  = koefisien eksposur tekanan kecepatan

- $K_{zt}$  = faktor topografi  
 $K_d$  = faktor arah angin  
 $K_e$  = faktor elevasi permukaan tanah  
 $V$  = kecepatan angin dasar (m/s)

Tekanan kecepatan pada tinggi atap rata-rata dihitung sebagai  $q_h$  dan  $q_z$  yang dievaluasi dari persamaan (2.5) menggunakan  $K_z$  pada ketinggian atap rata-rata  $h$ .

#### 2.1.3.10 Klasifikasi Ketertutupan dan Koefisien Tekanan Internal, ( $GC_{pi}$ )

Sebelum menentukan koefisien tekanan internal ( $GC_{pi}$ ), semua bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai bangunan tertutup, tertutup sebagian, terbuka sebagian, atau terbuka. Setelah itu, koefisien tekanan internal, dapat ditentukan dari Tabel 2.5 (SNI 1727-2020 Pasal 26.12.1 dan 26.13).

Tabel 2.5 Koefisien tekanan internal ( $GC_{pi}$ )

Klasifikasi Ketertutupan	Kriteria untuk klasifikasi ketertutupan	Tekanan Internal	Koefisien Tekanan internal, ( $GC_{pi}$ )
Bangunan Tertutup	$A_o$ kurang dari terkecil $0,01A_g$ atau $4 \text{ ft}^2 (0,37\text{m}^2)$ dan $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,2$	Sedang	+0,18 -0,18
Bangunan Tertutup Sebagian	$A_o > 1,1A_{oi}$ dan $A_o >$ terkecil dari $0,01A_g$ atau $4 \text{ ft}^2 (0,37\text{m}^2)$ dan $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,2$	Tinggi	+0,55 -0,55
Bangunan Terbuka Sebagian	Bangunan yang tidak sesuai dengan klasifikasi tertutup, tertutup sebagian, atau klasifikasi terbuka	Sedang	+0,18 -0,18
Bangunan Terbuka	Setiap dinding minimal terbuka 80%	Diabaikan	0,00

Sumber : SNI 1727-2020 Tabel 26.13-1

#### Catatan :

1. Tanda plus dan minus menandakan tekanan yang bekerja ke arah dan menjauh dari permukaan dalam, masing-masing.
2. Nilai ( $GC_{pi}$ ) harus digunakan dengan  $q_z$  atau  $q_h$  seperti yang disyaratkan
3. Dua kasus harus diperhitungkan untuk menentukan persyaratan beban kritis untuk kondisi yang sesuai:
  - a. Nilai positif ( $GC_{pi}$ ) diterapkan pada semua permukaan dalam, atau



- b. Nilai negatif ( $GC_{pi}$ ) diterapkan pada semua permukaan dalam

### 2.1.3.11 Koefisien Tekanan Eksternal, $C_p$ atau $C_N$

Koefisien tekanan eksternal dapat ditentukan menurut Tabel 2.6 dan 2.7

**Tabel 2.6** Koefisien tekanan dinding,  $C_p$

Permukaan	L/B	$C_p$	Digunakan dengan
Dinding angin datang	Seluruh nilai	0,8	$q_z$
Dinding di sisi angin pergi	0-1	-0,5	$q_h$
	2	-0,3	$q_h$
	$\geq 4$	-0,2	$q_h$
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	$q_h$

Sumber : SNI 1727-2020 Gambar 27.3-1

**Tabel 2.7** Koefisien tekanan atap,  $C_p$ , untuk digunakan dengan  $q_h$

Arah Angin	h/L	Koefisien tekanan atap, $C_p$ , untuk digunakan dengan $q_h$										
		Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi		
		Sudut, $\theta$ (derajat)										
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	$\geq 20$
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 <sup>a</sup>			-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,18	0,0 <sup>a</sup>	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,01 $\theta$	-0,5	-0,5	-0,6
		-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 <sup>a</sup>		-0,7	-0,6	-0,6
$\leq 1,0$	-1,3 <sup>b</sup>	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 <sup>a</sup>		-0,7	-0,6	-0,6	
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta < 10^\circ$ sejajar bubungan untuk semua $\theta$	$\leq 0,5$	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang		$C_p$		<sup>a</sup> Nilai disediakan untuk keperluan interpolasi. <sup>b</sup> Nilai dapat direduksi secara linier dengan luas yang sesuai berikut ini: <sup>c</sup> untuk kemiringan atap lebih besar dari $80^\circ$ , digunakan $C_p = 0,8$						
		0 sampai dengan h/2		-0,9; -0,18								
		h/2 sampai dengan h		-0,9; -0,18								
	$\geq 1,0$	H sampai dengan 2h		-0,5; -0,18		Luas (ft <sup>2</sup> )	Luas (m <sup>2</sup> )	Faktor reduksi				
$> \frac{h}{2}$		-0,3; -0,18		$\leq 100$	$\leq 9,3$	1,0						
0 sampai dengan h/2		-1,3 <sup>b</sup> ; -0,18		250	23,2	0,9						
$> \frac{h}{2}$		-0,7; -0,18		$\geq 1000$	$\geq 92,9$	0,8						

Sumber : SNI 1727-2020 Gambar 27.3-1

### 2.1.3.12 Tekanan Angin Desain, P

Berdasarkan SNI 1727-2020 Pasal 27.3.1 tekanan angin desain untuk SPGAU bangunan gedung pada semua ketinggian dalam  $\text{lb/ft}^2$  ( $\text{N/m}^2$ ) harus ditentukan oleh persamaan berikut :

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (2.6)$$

dengan :

$q$  =  $q_z$  untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian  $z$  di atas permukaan tanah

$q$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian  $h$

$q_i$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup, dan untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.

$q_i$  =  $q_z$  untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi  $z$  ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah puing terbawa angin, kaca yang tidak tahan impact atau dilindungi dengan penutup tahan impact, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727-2020 Pasal 26.12.3. Untuk menghitung tekanan internal positif,  $q_i$  secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian  $h$  ( $q_i = q_h$ )

$G$  = faktor efek-hembusan angin. Untuk bangunan gedung fleksibel,  $G_f$  yang ditentukan menurut SNI 1727-2020 Pasal 26.11.5 harus menggantikan  $G$ .

$C_p$  = koefisien tekanan eksternal

$(GC_{pi})$  = koefisien tekanan internal

### 2.1.4 Beban Gempa atau Seismic Load (E)

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013 : 4) beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah di bawah struktur suatu gedung

atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana. Gaya gempa dianalisis berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

#### 2.1.4.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan ( $I_e$ )

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 4.1.2 Berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.8 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2.9. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

**Tabel 2.8** Kategori risiko bangunan 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: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> </ul>	III

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung,tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan dadrurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadaman kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 3

**Tabel 2.9** Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 4

### 2.1.4.2 Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 5.1 yaitu, dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa punak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan definisi dari Tabel 2.10 dan pasal-pasal berikut.

**Tabel 2.10** Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 5

**Catatan :** N/A = tidak dapat dipakai

Klasifikasi situs dalam Tabel 2.10 diatas berlaku untuk tanah kedalaman 30 meter dari permukaan tanah. Profil tanah yang mengandung beberapa jenis lapisan tanah, harus dibagi kedalaman beberapa lapisan yang diberi angka 1 hingga n. Dimana n adalah jumlah lapisan tanah hingga kedalaman 30 meter. Lapisan tanah n dapat berupa tanah kohesif dan tanah non kohesif, k adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan m adalah jumlah lapisan tanah non-kohesif. Sedangkan i adalah lapisan tanah diantara lapisan tanah 1 hingga n. Penentuan klasifikasi situs dalam studi ini menggunakan metode tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata.

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 5.4.2 untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif, nilai  $N$  rata-rata ( $\bar{N}$ ) (ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.7)$$

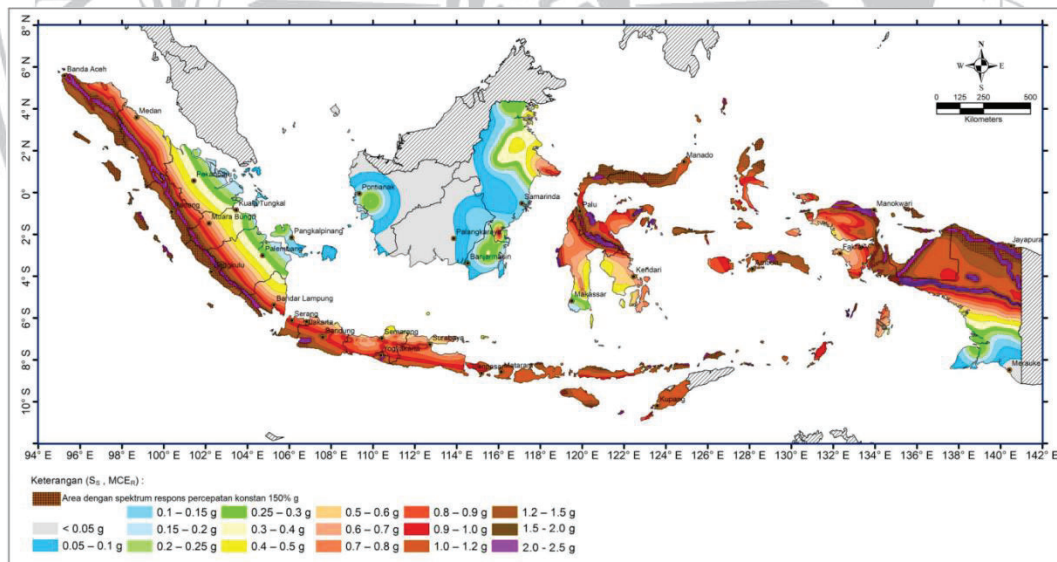
**Keterangan :**

$d_i$  = Tebal setiap lapisan antara kedalaman 0-30 meter

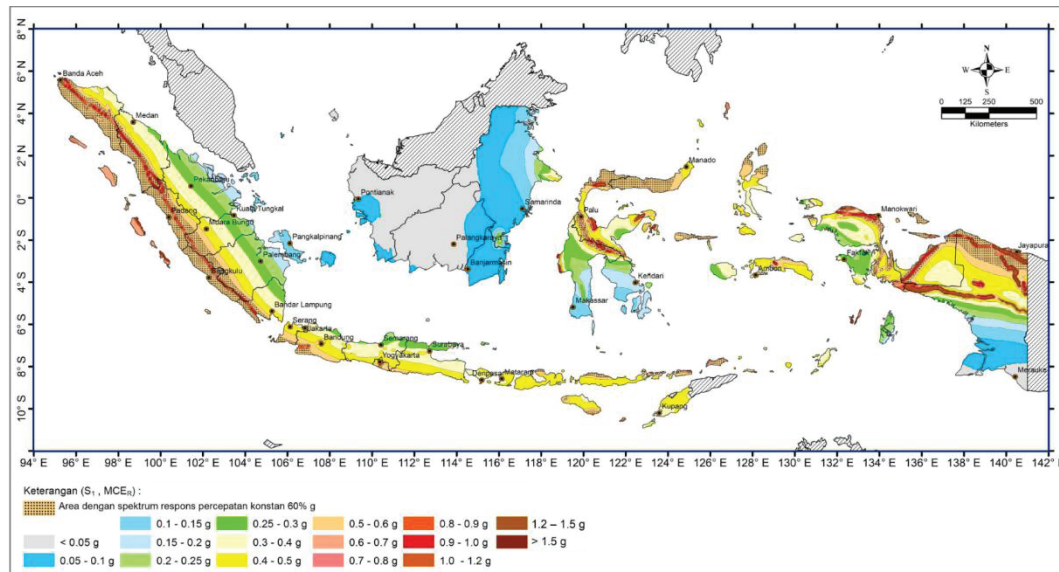
$N_i$  = Nilai tahanan penetrasi standar 60% energi ( $N_{60}$ )

### 2.1.4.3 Peta Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-tertarget (MCE<sub>R</sub>)

Peta gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (*Maximum Considered Earthquake*, MCE<sub>R</sub>) atau Peta zonasi gempa dinyatakan dalam bentuk peta respon spektra pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 yang ditetapkan berdasarkan percepatan batuan dasar pada periode pendek selama 0,2 detik ( $S_s$ ) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ ).



**Gambar 2.1** Parameter gerak tanah,  $S_s$ , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE<sub>R</sub>), kelas situs SB (SNI 1726-2019 Gambar 15)



**Gambar 2.2** Parameter gerak tanah,  $S_1$ , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ), kelas situs SB (SNI 1726-2019 Gambar 16)

#### 2.1.4.4 Koefisien Situs dan Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget ( $MCE_R$ )

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 6.2 untuk penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) yang dapat ditentukan dari Tabel 2.11 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ) yang juga dapat ditentukan dari Tabel 2.12.

**Tabel 2.11** Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 6

**Catatan :**

- (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.
- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier.

**Tabel 2.12** Koefisien Situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS <sup>(a)</sup>					

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 7

**Catatan :**

- (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.
- Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier.

Sedangkan untuk parameter respons spektral percepatan pada periode pendek 0,2 detik ( $S_{MS}$ ) dan parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.8)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.9)$$

Keterangan :

$F_a$  = Getaran periode pendek 0,2 detik

$F_v$  = Getaran periode 1,0 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 1,0 detik



#### 2.1.4.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 6.3 yaitu tentang parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.10)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.11)$$

#### Keterangan :

$S_{DS}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek 0,2 detik

$S_{D1}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

#### 2.1.4.6 Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 6.4 bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.3 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

1. Untuk periode ( $T$ ) yang lebih kecil dari  $T_0$  ( $T < T_0$ ), spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan ;

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.12)$$

2. Untuk periode ( $T$ ) lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  ( $T \geq T_0$ ) dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$  ( $T \leq T_s$ ), spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$  ;
3. Untuk periode ( $T$ ) lebih besar dari  $T_s$  ( $T > T_s$ ), tetapi lebih kecil dari atau sama dengan  $T_L$  ( $T \leq T_L$ ), respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.13)$$

4. Untuk periode ( $T$ ) lebih besar dari  $T_L$  ( $T > T_L$ ), respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \quad (2.14)$$

#### Keterangan :

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek 0,2 detik;

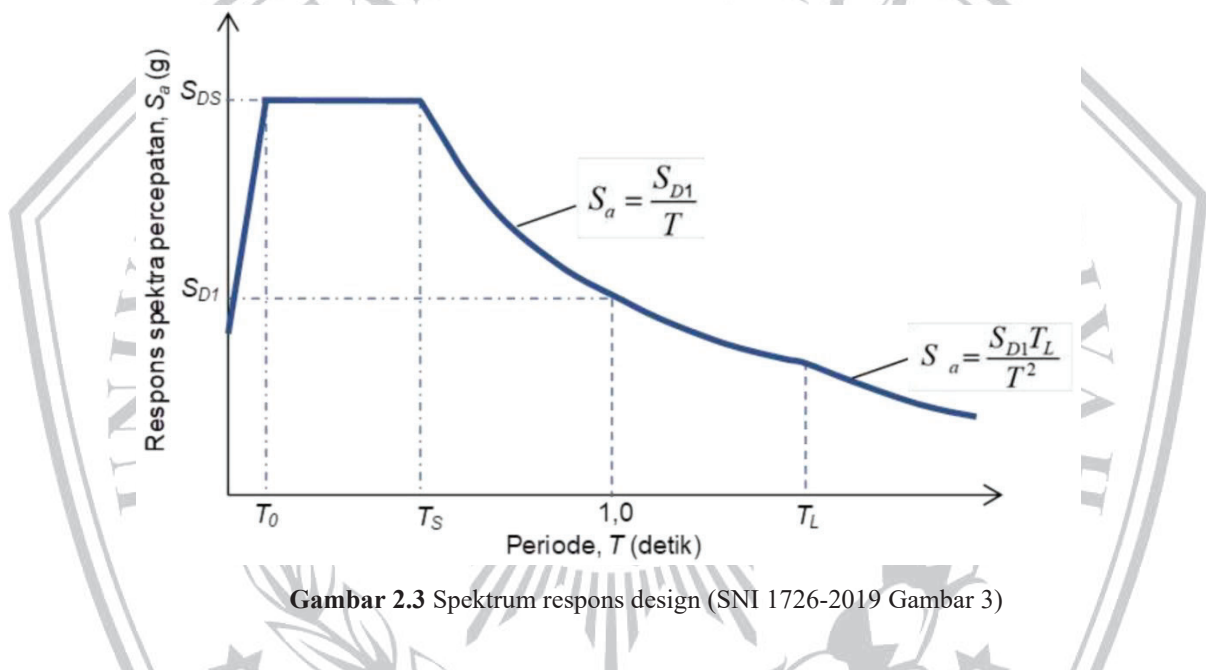
$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1,0 detik;

$T$  = Periode getar fundamental struktur.

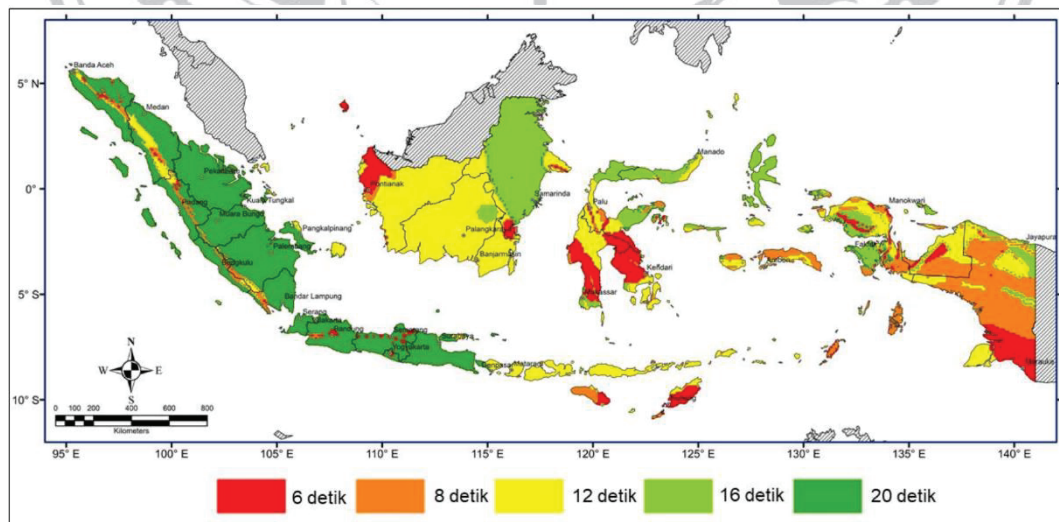
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.15)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.16)$$

$T_L$  = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 2.3 yang nilainya diambil dari Gambar 2.4



Gambar 2.3 Spektrum respons design (SNI 1726-2019 Gambar 3)



Gambar 2.4 Peta transisi periode panjang,  $T_L$ , wilayah Indonesia, (SNI 1726-2019 Gambar 20)

### 2.1.4.7 Kategori Desain Seismik

Pada SNI 1726-2019 Pasal 6.5 Apabila digunakan alternatif prosedur penyederhanaan, kategori desain seismik diperbolehkan untuk ditentukan dari Tabel 2.13, dengan menggunakan nilai periode pendek 0,2 detik  $S_{DS}$  dan Tabel 2.14 untuk periode 1,0 detik,  $S_{D1}$ .

**Tabel 2.13** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek 0,2 detik

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	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 1726-2019 Tabel 8

**Tabel 2.14** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1,0 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 9

**Catatan** : Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1,0 detik,  $S_1$ , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 ( $S_1 \geq 0,75$ ) harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1,0 detik,  $S_1$ , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 ( $S_1 \geq 0,75$ ), harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

### 2.1.4.8 Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.2.2 yaitu sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur.. Bila sistem yang berbeda digunakan,

masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_D$  harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 2.9.

Tabel 2.15 Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_D$  untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien Modifikasi Respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih system, $\Omega_0^b$	Faktor pembebasan defleksi, $C_d^c$	Batasan sistem struktur dan Batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
A. Sistem dinding penumpu								
B. Sistem rangka bangunan								
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5 ½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4 ½	3	4	TB	TB	10 <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3 ½	3	3	TB	TB	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TI	TI
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5 ½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2 ½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3 ½	3	3 ½	10	10	10	10	10

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 12

#### CATATAN:

$R$  mereduksi gaya sampai tingkat kekuatan, bukan tingkat tegangan ijin.<sup>a</sup>

- <sup>a</sup> Koefisien modifikasi respons,  $R$ , untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai  $R$  mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin.
- <sup>b</sup> Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih,  $\Omega_0$ , lebih besar atau sama dengan 2,5, maka  $\Omega_0$  diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.
- <sup>c</sup> Faktor pembesaran simpangan lateral,  $C_d$
- <sup>d</sup> TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan
- <sup>e</sup> Lihat SNI 1726-2019 Pasal 7.2.5.4 untuk penjelasan sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 72 m atau kurang
- <sup>f</sup> Lihat SNI 1726-2019 Pasal 7.2.5.4 untuk sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 48 m atau kurang.
- <sup>g</sup> Dinding geser didefinisikan sebagai dinding struktural
- <sup>h</sup> Definisi “Dinding Struktural Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.
- <sup>i</sup> Penambahan ketinggian sampai 13,7 m diizinkan untuk fasilitas gudang penyimpanan satu tingkat.
- <sup>j</sup> Rangka baja dengan bresing konsentrik biasa diizinkan pada bangunan satu tingkat sampai ketinggian 18 m di mana beban mati atap tidak melebihi 0,96 kN/m<sup>2</sup> dan pada struktur griya tawang (penthouse)
- <sup>k</sup> Lihat SNI 1726-2019 Pasal 7.2.5.7 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D, E, atau F
- <sup>l</sup> Lihat SNI 1726-2019 Pasal 7.2.5.6 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D, E, atau F
- <sup>m</sup> Definisi “Rangka Momen Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.
- <sup>n</sup> Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan harus dibatasi untuk bangunan dengan tinggi satu lantai sesuai dengan standar yang berlaku
- <sup>o</sup> Sebagai alternatif, efek beban seismik dengan kuat lebih  $E_{mh}$ , diizinkan berdasarkan perkiraan kekuatan yang ditentukan sesuai dengan standar yang berlaku
- <sup>p</sup> Rangka pemikul momen biasa diizinkan untuk digunakan sebagai pengganti

rangka pemikul momen menengah untuk kategori desain seismik B atau C

#### 2.1.4.9 Periode Fundamental Struktur/Waktu Getar Alami Struktur

Pada SNI 1726-2019 Pasal 7.2.8 Periode fundamental struktur,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dari Tabel 17 dan periode fundamental pendekatan,  $T_a$ , yang ditentukan sesuai rumus persamaan (2.18). Sebagai alternatif dalam melakukan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur,  $T$ , diizinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai rumus persamaan (2.18).

$$T < C_u \cdot T_a \quad (2.17)$$

Keterangan :

$T$  = Periode Fundamental Struktur

$C_u$  = Koefisien untuk Batasan atas pada periode yang dihitung (Tabel 2.16)

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan

**Tabel 2.16** Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	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 1726-2019 Tabel 17

#### 2.1.4.10 Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.8.2.1 periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.18)$$

Keterangan :

$h_n$  = Ketinggian struktur, dalam (m), di atas sampai tingkat tertinggi struktur.

$C_t$  dan  $X$  = Ditentukan dari Tabel 2.17

**Tabel 2.17** Nilai parameter perioda pendekatan  $C_t$  dan  $x$

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 % gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rangka baja pemikul momen</li> <li>• Rangka beton pemikul momen</li> </ul>	0,0724 0,0466	0,8 0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726-2019 Tabel 18

#### 2.1.4.11 Geser Dasar Seismik

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.8.1 geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W \quad (2.19)$$

Keterangan :

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan perhitungan koefisien respons seismik

$W$  = Berat seismik efektif (kN)

#### 2.1.4.12 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.8.1.1 koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.20)$$

Keterangan :

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

$R$  = Faktor modifikasi respons dalam (Tabel 2.15)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa dalam (Tabel 2.9)

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan diatas tidak perlu melebihi persamaan berikut ini :

$$\text{Untuk } T \leq T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.21)$$

$$\text{Untuk } T > T_L \rightarrow C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.22)$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{Ds} I_e \geq 0,01 \quad (2.23)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di ndaerah dimana  $S_I$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.24)$$

Keterangan :

$S_{D1}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode sebesar 1,0 detik

$T$  = Periode fundamental struktur (detik)

$S_I$  = Parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

### 2.1.3.13 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.8.3 gaya gempa lateral,  $F_x$ , (Kn) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.25)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.26)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenalkan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = Tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$ , (m)

$k$  = Eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

➤ Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$

➤ Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$



- Untuk struktur dengan  $0,5 \text{ detik} < T < 2,5 \text{ detik}$ ,  $k = 2$  atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

#### 2.1.3.14 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.8.4 Geser tingkat desain seismik di semua tingkat,  $V_x$  (kN), harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.27)$$

Keterangan :

$V_x$  = Geser tingkat desain gempa di semua tingkat, (kN)

$F_i$  = bagian dari geser dasar gempa (V) pada tingkat ke-i (kN)

Geser tingkat desain gempa,  $V_x$  (kN), harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem pemikul gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen pemikul vertikal dan diafragma.

#### 2.1.4 Beban Kombinasi Terfaktor

Hasil dari perhitungan pembebanan dikombinasikan dan dimasukkan ke program pendukung serta kombinasi babn sesuai dengan SNI 1726-2019 dan SNI 1727-2020. Komponen elemen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut :

Tabel 2.18 Kombinasi beban untuk metode ultimit

Beban	Metode Ultimit	Keterangan
Beban Mati	1.4 D	SNI 1726-2019 Pasal 7.4.2.1 dan 7.4.2.2 : $E_v = 0,2.S_{DS}.D$ dan $E_h = \rho.Q_E$ $S_{DS}$ = parameter percepatan respons spectral desain pada periode pendek $D$ = Pengaruh beban mati $Q_E$ = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau $F_p$ . Jika disyaratkan dalam SNI 1726-2019 Pasal 7.5.3 dan 7.5.4, pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain; $\rho$ = faktor redundansi, seperti didefinisikan dalam SNI 1726-2020 Pasal 7.3.4
Beban Hidup	1.2D + 1.6L + 0.5 (L <sub>r</sub> atau R)	
Beban Angin	1.2D + 1.6 (L <sub>r</sub> atau R) + (L atau 0.5 W) 1.2D + 1.0W + L + 0.5 (L <sub>r</sub> atau R) 0.9D + 1.0W	
Beban Gempa	1.2 D + E <sub>v</sub> + E <sub>h</sub> + L 0.9 D – E <sub>v</sub> + E <sub>h</sub>	

Sumber : SNI 1726-2019 Pasal 4.2.2.2 dan 4.2.2.3; SNI 1727-2020 Pasal 2.3.1 dan 2.3.6

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.5.1 arah penerapan gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang diterapkan berikut : 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk tegak lurus.

## **2.2 Pondasi Tiang**

Menurut Hardiatmo (2015 : 76) pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin. Pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain :

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak diatas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
4. Untuk menahahn gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

### **2.2.1 Klasifikasi Jenis-jenis Tiang**

Berikut jenis-jenis pondasi tiang

- a) Tiang Pancang
- b) Pancang dan cor tempat
- c) Tiang Bor
- d) Tiang Komposit

Tipe tiang pada (a) dan (b) di atas disebut sebagai tiang perpindahan yang terbagi menjadi tiang pemindahan yang besar untuk bagian preformed padat dan semua tipe penggerak dan tempat; dan tiang perpindahan kecil untuk tubular berongga, kotak atau bagian-H. Jenis yang tercantum pada (c) disebut sebagai tiang pengganti. Jenis (d) bisa termasuk dalam klasifikasi apapun (Tomlinson, M.J, 2001).

Daftar di atas mungkin pada pandangan pertama menyajikan pilihan yang agak membingungkan bagi insinyur. Namun, dalam praktiknya ditemukan bahwa tiga faktor utama - lokasi dan jenis struktur, kondisi tanah, dan daya tahan - akan mempersempit pilihan menjadi tidak lebih dari satu atau dua tipe dasar. Seleksi terakhir kemudian dibuat dari pertimbangan biaya keseluruhan (Tomlinson, M.J, 2001).

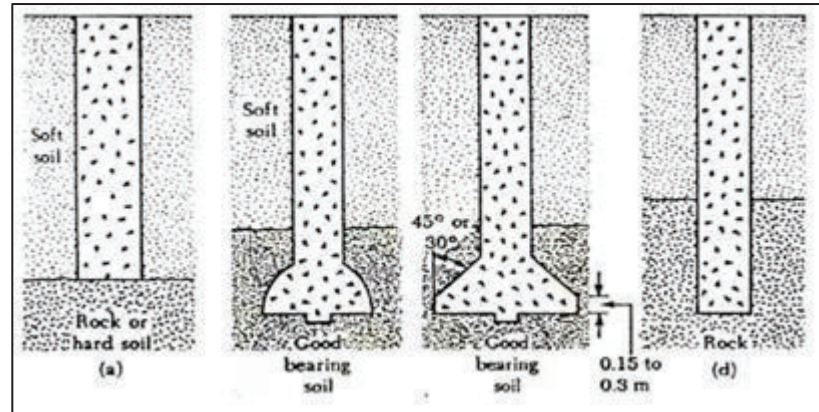
### 2.2.2 Pondasi Tiang Bor atau (Bored Pile)

Struktur bawah fungsinya untuk meneruskan dan mendistribusikan berat yang diakibatkan oleh struktur atas ke arah lapisan tanah, yang diharapkan dapat berdiri dengan kokoh (Nakazawa K., 1983).

Daya dukung diperoleh dari tahanan ujung (*end bearing capacity*) serta daya dukung gesek yang diperoleh oleh daya dukung gesek serta gaya adhesi diantara tiang bor (*bored pile*) dan tanah di sekitarnya. Bangunan ini dipakai di tanah yang bersifat stabil dan kaku, sehingga dalam perancangan membentuk celah, hasilnya dapat stabil dengan bantuan alat *boring*.

Dalam penjelasannya ada berbagai jenis dari tiang, yaitu:

- a. Tiang bor (*bored pile*) lurus untuk tanah keras.
- b. Tiang bor (*bored pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk bel.
- c. Tiang bor (*bored pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium.
- d. Tiang bor (*bored pile*) lurus untuk tanah berbatu-batuan.



**Gambar 2.5** Jenis-jenis Pondasi Bored Pile (Sumber : Braja M. Das, 1941 )

Terdapat beberapa alasan digunakannya pondasi tiang bor (*bored pile*)

dalam konstruksi, antara lain:

- a. Pondasi tiang bor (*bored pile*) tunggal dapat digunakan pada tiang kelompok atau *pile cap*.
- b. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
- c. Ketika proses pemancangan dilakukan, getaran tanah akan mengakibatkan kerusakan pada bangunan yang ada di dekatnya, tetapi dengan penggunaan pondasi tiang bor (*bored pile*) hal ini dapat dicegah.
- d. Pada pondasi tiang pancang, proses pemancangan pada tanah lempung akan membuat tanah bergelombang dan menyebabkan tiang pancang sebelumnya bergerak ke samping. Hal ini tidak terjadi pada konstruksi pondasi tiang bor (*bored pile*).
- e. Selama pelaksanaan pondasi tiang bor (*bored pile*) tidak ada suara yang ditimbulkan oleh alat pancang seperti yang terjadi pada pelaksanaan pondasi tiang pancang.
- f. Karena dasar dari pondasi tiang bor (*bored pile*) dapat diperbesar, hal ini memberikan ketahanan yang besar untuk gaya ke atas.
- g. Permukaan di atas dimana tiang bor (*bored pile*) didirikan dapat diperiksa secara langsung.
- h. Pondasi tiang bor (*bored pile*) mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap beban lateral.

Beberapa kelemahan dari pondasi tiang bor (*bored pile*) antara lain:

- a. Keadaan cuaca yang buruk dapat mempersulit pengeboran dan pengecoran, dapat diatasi dengan cara menunda pengeboran dan pengecoran sampai keadaan cuaca memungkinkan atau memasang tenda sebagai penutup.
- b. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah berkerikil maka menggunakan bentonite sebagai penahan longsor.
- c. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik maka diatasi dengan cara ujung pipa tremie berjarak 25-50 cm dari dasar lubang pondasi.
- d. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang, maka air yang mengalir langsung dihisap dan dibuang kembali ke dalam kolam air.
- e. Akan terjadi tanah runtuh (*ground loss*) jika tindakan pencegahan tidak dilakukan, maka dipasang casing untuk mencegah kelongsoran.
- f. Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton dan material, untuk pekerjaan kecil mengakibatkan biayanya sangat melonjak maka ukuran tiang bor (*bored pile*) disesuaikan dengan beban yang dibutuhkan.
- g. Walaupun penetrasi sampai ke tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi, kadang-kadang terjadi bahwa tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang tertimbun di dasar, maka dipasang pipa paralon pada tulangan tiang bor (*bored pile*) untuk pekerjaan injeksi semen dasar (*base grouting*).

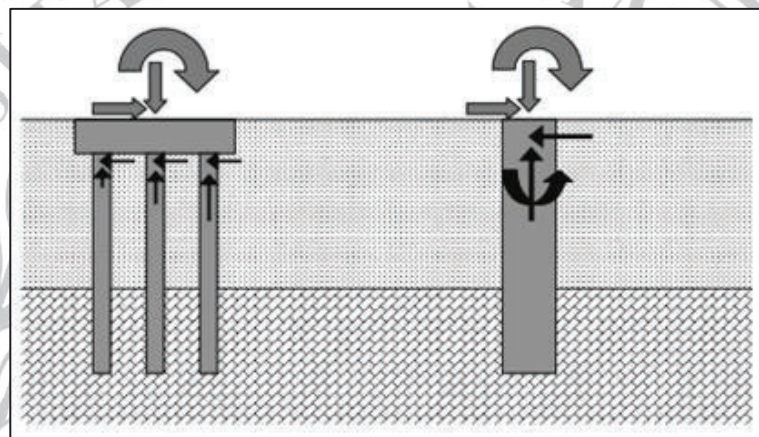
### **2.2.3 Dasar Dalam Pemilihan Pondasi Untuk Bore Pile**

Tiang yang biasanya digunakan pada macam-macam profil tanah dan juga batuan yang lebih efisien dipakai dalam lapisan bearing yang cukup kuat. Jika perletakkannya di dalam dan diatas batuan tahanan aksial bisa lebih besar, sedangkan dalam pondasi telapak bisa lebih kecil. Perlakuan tiang tunggal

menjauhkan ketergantungan akan pile cap yang dimanan berguna sebagai penunjang dari struktur.( FHWA NHI- 10-016 ).

#### 2.2.4 Pondasi Tiang Kelompok dan Tiang Tunggal

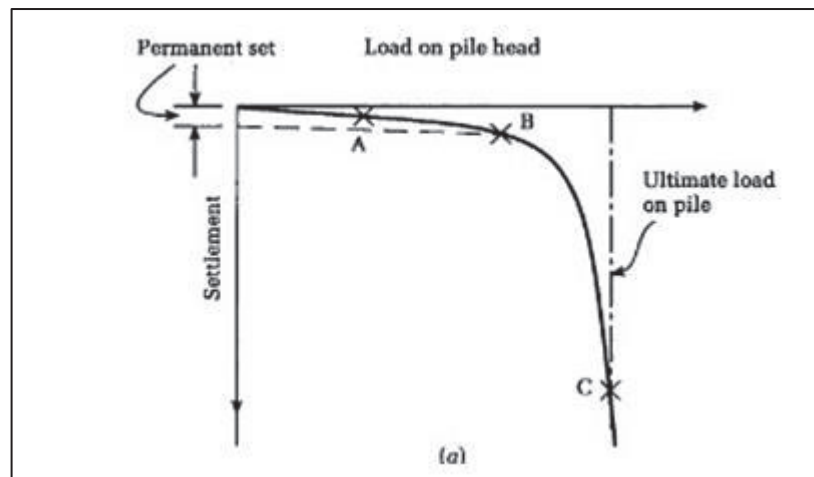
Pengaplikasian kelompok tiang tiang wajib memperhitungkan masalah berat dari pondasi , yang dimana dapat membuat pondasi tunggal tidak efisien dan juga mahal, Hal ini diperlihatkan pada Gambar 2.2. Karena kebutuhan akan alat berat yang besar untuk memasang pondasi tiang tunggal yang berdiameter lebih besar dari 8 kaki, kelompok tiang yang berdiameter lebih kecil mungkin lebih hemat biaya dalam banyak situasi (FHWA NHI-10-016) .



**Gambar 2.6** Tiang Bore kelompok dengan Tiang Bor Tunggal  
(Sumber : FHWA NH 10-016)

#### 2.2.5 Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban

Hubungan penurunan untuk tiang tunggal yang dipancang ke dalam pasir saat mengalami beban vertikal sampai titik kegagalan ditunjukkan pada Gambar 2.3. Penurunan meningkat dengan cepat dengan sedikit kenaikan lebih lanjut dari beban. Sebagian besar beban utama sekarang ditumpu oleh ujung tiang (Tomlinson, M.J, 2001).



**Gambar 2.7** Pengaruh Beban pada Tiang - Kurva Penurunan Akibat Beban  
(Sumber : M.J Tomlinson, 2001)

Pada keadaan batas yang sesuai dengan titik C pada Gambar 2.3 daya dukung utama tumpukan diberikan oleh persamaan

$$Q_p = Q_s + Q_b - W_p$$

Dimana :

$Q_s$  = Tahanan Gesek ultimit

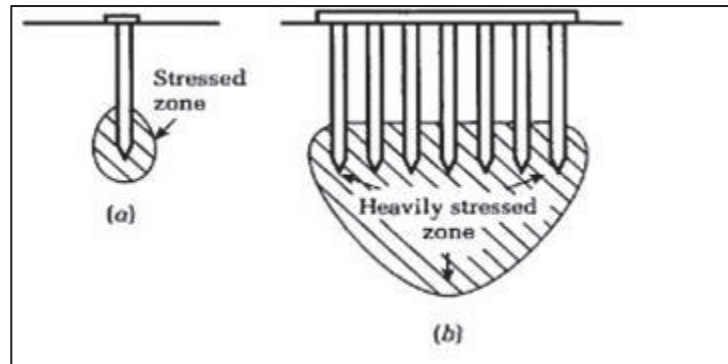
$Q_b$  = tahanan ujung ultimit

$W_p$  = berat tiang.

Biasanya  $W_p$  bisa mempunyai nilai kecil, beda kaitannya oleh  $Q_p$  yang biasanya diabaikan. Harus dengan pertimbangan terhadap *marine piling* yang pada proposinya sedikit lebih besar dibandingkan tiang yang luas dan dipasang diatas dasar laut (Tomlinson, M.J, 2001).

### 2.2.6 Perilaku Dari Kelompok Tiang

Dalam tahap pengerjaan penting untuk mempertimbangkan akibat dari pemancangan (*driving*) dan pemuatan (*loading*) tiang dalam kelompok. Jika bagan ini di presskan ke lapisan *compressible bearing*, layaknya bagian tanah liat yang permukaannya kaku tetapi dalam setiap *bearing* relatif tidak kompresibel. Diilustrasikan pada Gambar 2.4 , dimana kedalaman tanah yang dapat dikatakan cukup besar di area bawah kelompok tiang yang mengakibatkan penurunan terhadap keseluruhan tiang yang berdimensi cukup besar. (Tomlinson, M.J, 2001)



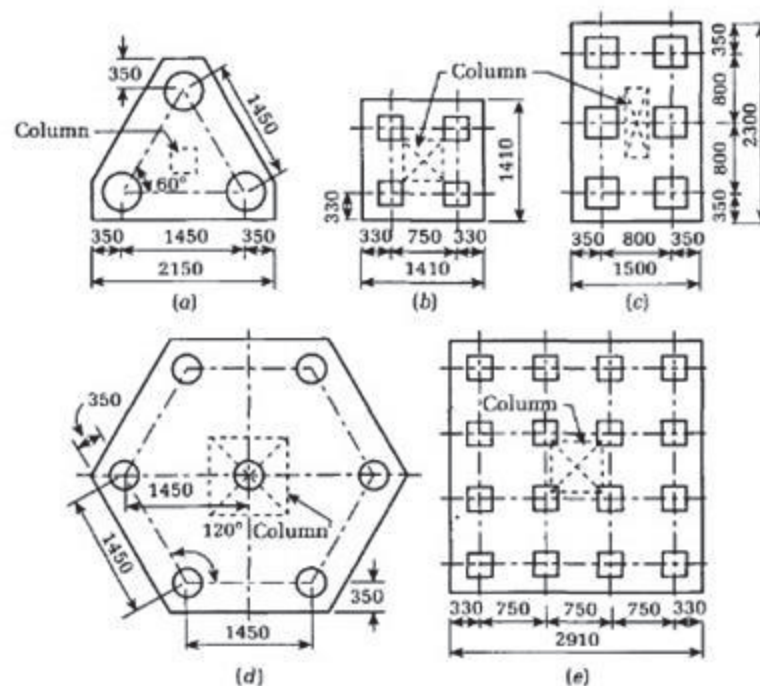
**Gambar 2.8** Perbandingan Zona tegangan pada (a) Tiang Tunggal (b) Kelompok Tiang (Sumber : M. J Tomlinson, 2001)

### 2.3 Pile Cap

Kecil kemungkinan dalam menentukan tiang yang telah dipancang maupun dibor pasti tegak lurus ke arah rake yang telah ditentukan. Kualifikasi *ICE* untuk *pilling* memungkinkan penyimpangan pada tingkat permukaan awal yang tidak melebihi 75 mm ke arah manapun dari pusat tiang saat didorong ke titik tengah yang ditunjukkan pada gambar pengaturan. Pusat tiang ditodongkan ke arah inti dimana diaplikasikan digambar yang telah dirancang.

Kelompok tiang yang digunakan dalam komponen *pilecap* sedikitnya 3 buah tiang guna membuat kestabilan dikekuatan horisontal. *Pile cap* yang terdiri atas 2 lapisan disambungkan dengan balok ke tutup yang berdekatan. Rancangan tersebut bisa dilihat dalam Gambar, 2.5 a hingga 2.5 e (Tomlinson, M.J, 2001).





**Gambar 2.9** Macam-macam Pile Cap (Sumber : M. J Tomlinson, 2001)

**Keterangan :**

- Pile Cap (a) Cap untuk Tiga Tiang Berdiameter 450 mm
- Pile Cap (b) Cap untuk Empat Tiang Bersisi 350 mm
- Pile Cap (c) Cap untuk Enam Tiang Bersisi 400 mm
- Pile Cap (d) Cap untuk Tujuh Tiang Berdiameter 450 mm
- Pile Cap (e) Cap untuk Enam Belas Tiang Bersisi 350 mm

## 2.4 Perencanaan Daya Dukung Pondasi Tiang Bor (Bore pile) Berdasarkan Data SPT

Salah satu dari jenis uji tanah yang digunakan hasilnya untuk mengetahui adanya daya dukung. Hal tersebut dilakukan beriringan dengan adanya pengeboran guna memahami perlawanan dinamik dari tanah maupun pengambilan beberapa sampel teknik penumbukan.

### 2.4.1 Standart Penetration Test ( SPT)

SPT atau biasa disebut *standard penetration test* yaitu adalah salah satu dari uji tanah yang tidak awam dalam pekerjaan tanah guna mengetahui nilai dari daya dukung tanah. Cara yang dilakukan dalam uji ini adalah menjatuhkan batangan besi ke arah bor yang telah disiapkan ke dalam tanah, semakin banyak pukulan

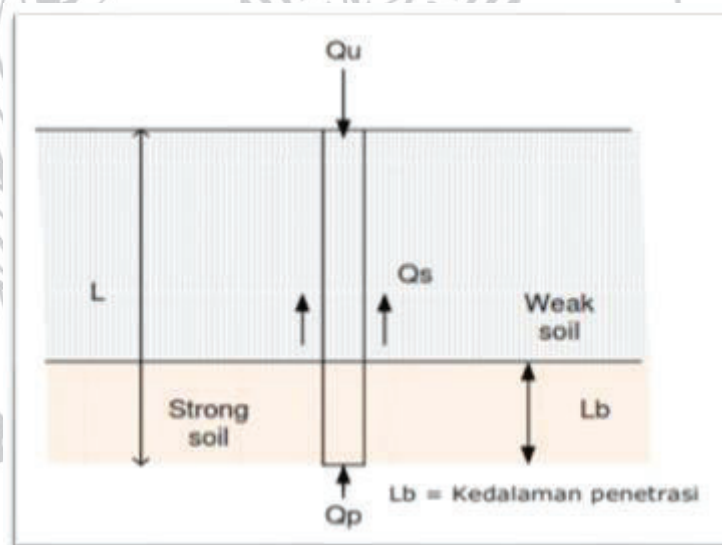
yang terjadi atau dilakukan maka data yang muncul akan lebih banyak pula. Hal ini dapat disimpulkan semakin besar phi atau kohesi yg terdapat dalam tanah. Syarat utamanya yaitu teknik pengeboran yang baik guna mendapatkan hasil uji yang baik pula.

## 2.5 Daya Dukung Ijin Tiang

Hal ini bisa dilihat dari daya dukung ujung yang terdapat dalam tiang bisa dilihat berdasarkan kekuatan dari ijin tekan maupun ijin tarik. Dimana dalam hal ini dapat mempengaruhi beberapa kondisi tanah serta kekuatan material yang terdapat pada tiang itu sendiri.

### 2.5.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut :



**Gambar 2.10** Skema Daya Dukung Tekan (Sumber :Pamungkas, 2013)

1. Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = q_c \times A_p + T_f \times A_{st}$$

$$Q_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2}$$

Sumber : Pamungkas, 2013: 43

Dimana :

$Q_u$  = daya dukung ultimate tekan tiang

- $Q_p$  = daya dukung ujung tiang  
 $Q_s$  = daya dukung friksi  
 $Q_a$  = daya dukung ijin tiang  
 $Q_c$  = tahanan ujung konus  
 $A_p$  = luas penampang tiang  
 $T_f$  = total friksi / jumlah hambatan pelekat  
 $A_{st}$  = keliling penampang tiang  
 $FK_1, FK_2$  = faktor keamanan 3 dan 5

2. Berdasarkan data N SPT (Meyerhorf)

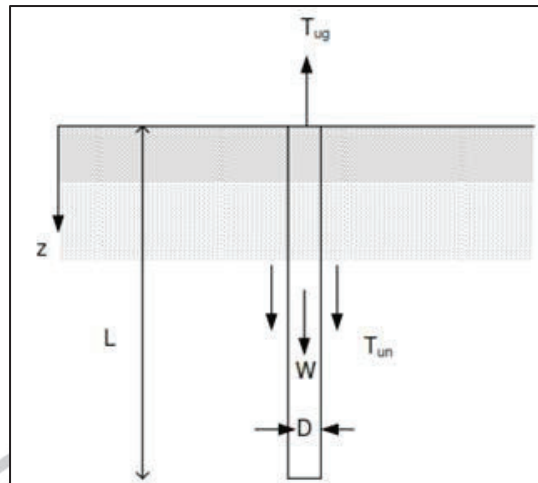
$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK_1} + \frac{(\sum L_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK_2}$$

Dimana :

- $P_a$  = Daya dukung ijin tiang  
 $q_c$  = 20 N, untuk silt/clay  
           = 40 N, untuk sand  
 $N$  = Nilai SPT  
 $A_p$  = Luas penampang tiang  
 $A_{st}$  = Keliling penampang tiang  
 $L_i$  = Panjang segmen tiang yang mampu ditinjau  
 $f_i$  = Gaya geser pada selimut segmen tiang  
           = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk silt/clay  
           = N / 5 maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk sand  
 $FK_1, FK_2$  = Faktor keamanan, 3 dan 5

### 2.5.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisa dari daya dukung ijin tarik dengan kekuatan tanah menggunakan formula yang dijabarkan di bawah ini:



**Gambar 2.11** Skema Daya Dukung Tarik Ultimit (Sumber :Pamungkas, 2013)

1. Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

$$T_a = \frac{(T_f \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + W_p$$

Dimana :

$T_a$  = daya dukung ultimit tarik tiang

$W_p$  = daya dukung ultimit tarik tiang

2. Berdasarkan Data N SPT

$$P_{ta} = \frac{(\sum L_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p$$

## 2.6 Jumlah Tiang yang Dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, 2013: 54).

$$N_p = \frac{P}{P_{all}}$$

Dimana :

$n_p$  = jumlah tiang

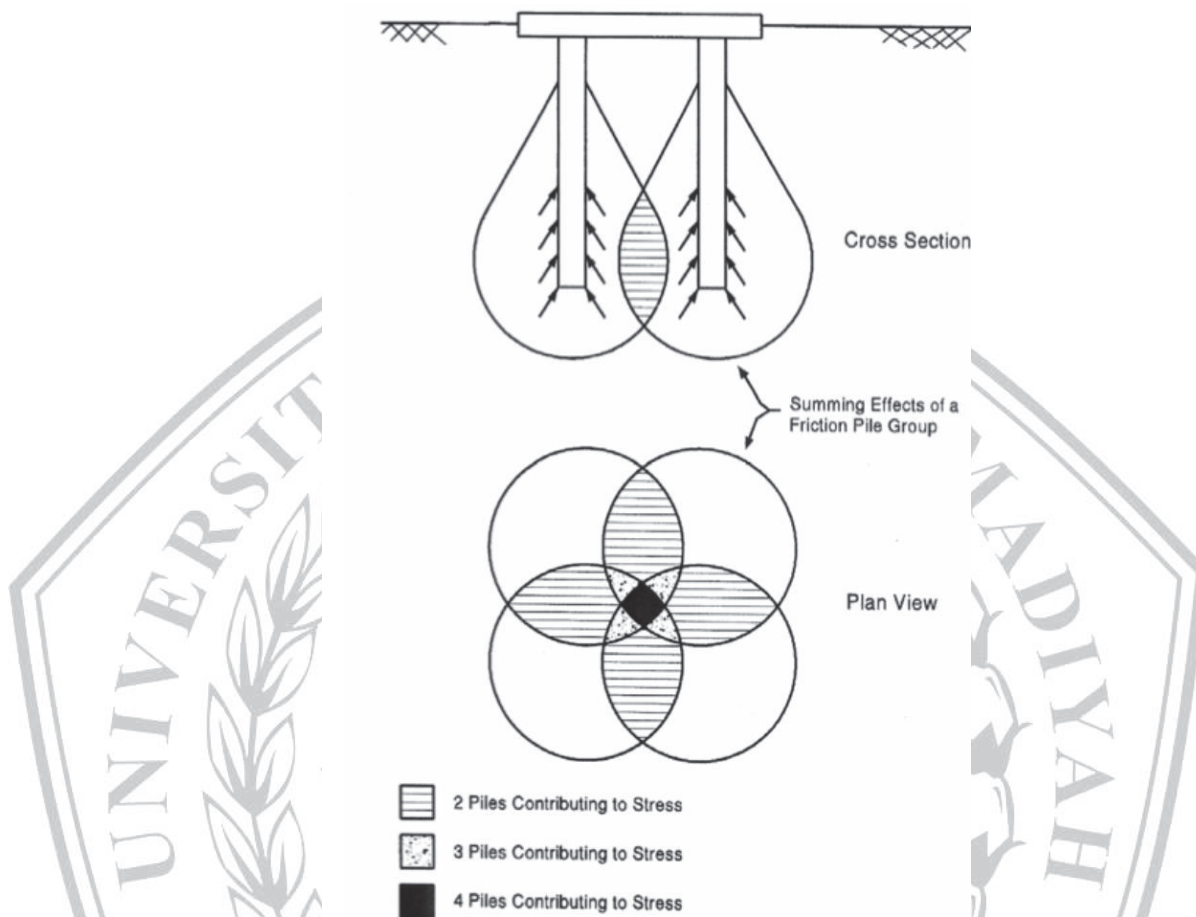
$P$  = gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = daya dukung ijin tiang

## 2.7 Daya Dukung Ijin Kelompok Tiang

Kelompok tiang yang daya dukungnya mengenai beban searah vertikal bisa dikatakan hal yang belum tentu menyebabkan tahanan akibat aksial dalam tiang tunggal yang berada di dalam kelompok. Bisa saja dalam tiang kelompok, daerah

yang berpengaruh terhadap tiang bor individu bisa saja bersinggungan dengan tiang lainnya, hal ini bisa berkaitan dengan jarak tiang, dimana digambarkan pada Gambar 2.10 ( FHWA NHI – 10 – 016 )



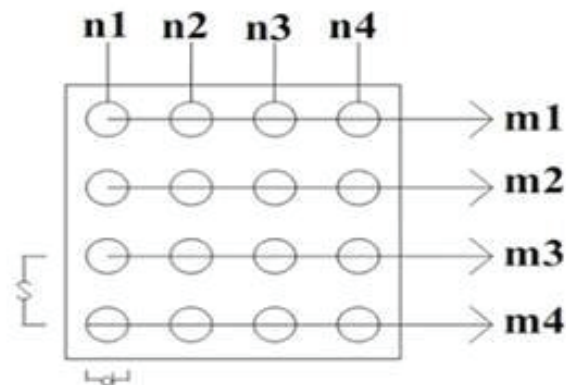
**Gambar 2.12** Pengaruh Area Tumpang Tindih pada Kelompok Tiang

(Sumber : FHWA NHI 10-016)

Selain efek zona pengaruh yang saling tumpang tindih, efek konstruksi pada kondisi tanah di dalam dan di sekitar kelompok bisa signifikan. Elemen penggalian pondasi dalam (seperti tiang bor dan tiang auger penerbangan berkelanjutan), umumnya cenderung mengurangi tegangan efektif dari tanah di sekitarnya.

Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* inibiasanyadinyatakan dalm suatu angka efisiensi. Perhitungan kelompok dari tiang ini berdasarkan rumus yang ada dalam *Converse- Labarre* dari *Uniform Building code AASHTO*:

$$E_g = 1 - 0 \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$



**Gambar 2.13** Susunan Kelompok Tiang (Sumber :Pamungkas, 2013:55)

Dimana :

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

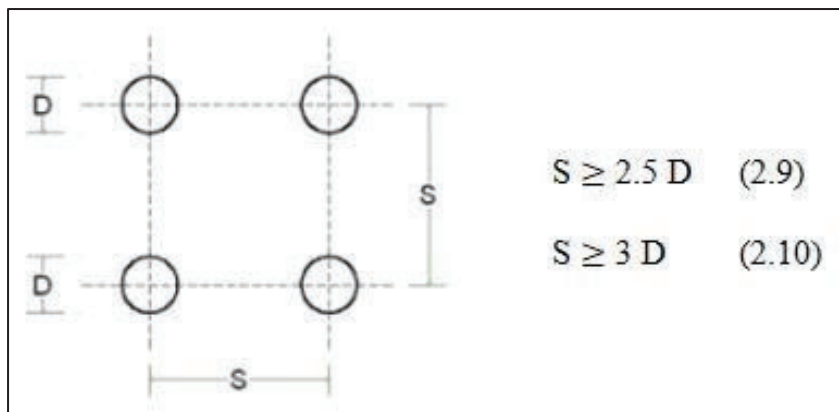
n = jumlah tiang dalam satu baris

Daya dukung ijin kelompok tiang =  $E_g$  x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang. Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi (Pamungkas, 2013 : 55).

## 2.8 Jarak Antar Tiang kelompok

Dianjurkan dalam tahap perencanaan jarak yang diharuskan adalah dari 3d ke tengah diantara tiang dengan 2d jarak yang sesungguhnya, artinya adalah jarak yang dilaksanakan dalam tahap pengerjaan di lapangan. Dimana dalam pengerjaannya 2,5d ke arah tengah biasanya lebih mendapatkan keuntungan buruknya adalah efisiensinya berkurang. (Pamungkas, 2013 : 56).

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Depertemen P.U.T.L disyaratkan :



**Gambar 2.14** Jarak Pusat ke Pusat Tiang (Sumber : Sardjono, 1991)

Dimana :

S : jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D : diameter tiang

Biasanya disyaratkan pula jarak antara dua tiang dalam kelompok tiang, yaitu minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m.

## 2.9 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi yang terdapat di dalam kelompok tiang. Tiang ini mengalami beberapa gaya ,baik tekan hingga tarik dari tiang tersebut.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke *pile cap* dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi. Dalam mencari beban maks dan min yang akan bekerja terhadap kelompok dari tiang bisa kita lihat di persamaan dibawah in:

dimana:

$P_{max}$  = beban maksimum tiang

$P_u$  = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = momen yang bekerja tegak lurus sumbu

$y_{Mx}$  = momen yang bekerja tegak lurus sumbu

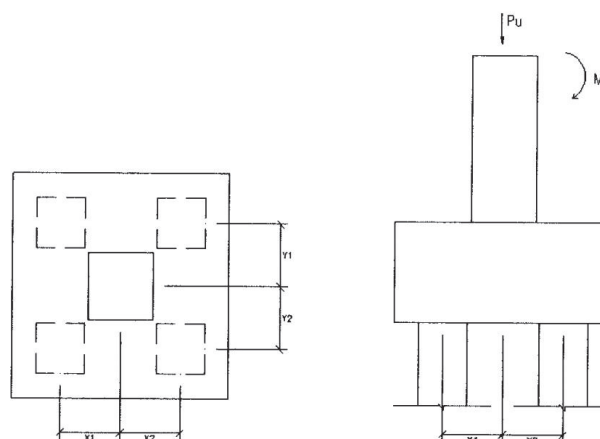
$X_{max}$  = jarak tiang arah sumbu x terjauh

$Y_{max}$  = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\Sigma x^2$  = jumlah kuadrat

- $\sum y^2$  = jumlah kuadrat  
 $\sum n_x$  = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu  
 $\sum n_y$  = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu  
 $\sum n_p$  = jumlah tiang

Bila dalam P maks yang awalnya mempunyai nilai positif, *pile cap* akan memiliki gaya tekan. Dimana dalam P maks yang memiliki nilai negatif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada.



**Gambar 2.15** Beban yang Bekerja pada *Pile Cap*  
 (Sumber : Pamungkas, 2013:58)

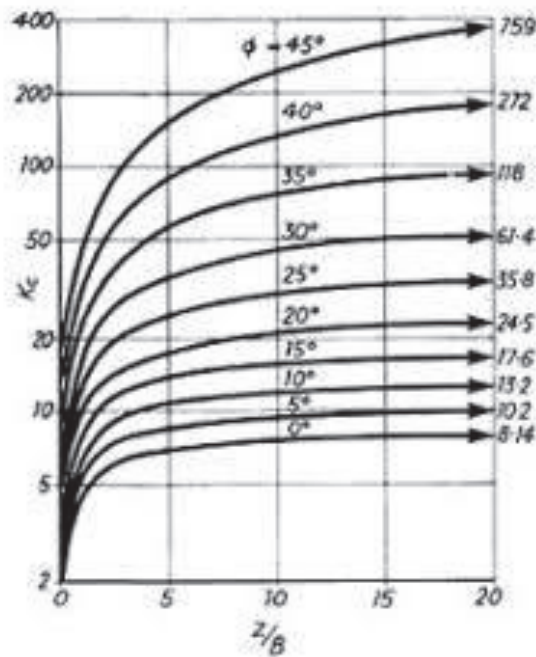
### 2.10 Daya Dukung Horizontal

Tanah yang terdapat dalam proyek biasanya terdiri dari beberapa tipe tanah yang biasanya dapat berupa beberapa lapisan bentuk tanah, dimana dalam menghitung daya dukung horizontalnya menggunakan banyak metode. Salah satunya dari Brinch Hansen dan M.J Tomlinson (1997) yang menerangkan bahwa dalam langkah utama perhitungan daya dukung horizontalnya yaitu dengan menentukan bagaimana perilaku dari tiang short rigid atau long flexible/*long elastic* dengan cara menghitung faktor kekakuan R atau T.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Rigid  $\rightarrow L \leq 2T$       Elastic  $\rightarrow L \geq 4T$





**Gambar 2.16** Koefisien Brinch Hansen  $K_c$

(Sumber : M.J Tomlinson, 1977)

dimana:

$E$  = modulus elastis beton       $n_h$  = koefisien modulus variasi

$I$  = momen inersia       $L$  = panjang tiang

M.J Tomlinson (1977) menyebutkan bahwa penelitian lain mengenai nilai  $n_h$  sebagai berikut:

*Soft normally-consolidated clays* : 350 – 700 kN/m<sup>3</sup>

*Soft organic silts* : 150 kN/m<sup>3</sup>

$p_z = c \cdot K_{cz}$

dimana:

$P_z$  = tahanan pasif elemen pada kedalaman  $z$  dibawah permukaan tanah

$C$  = kohesi tanah  $K_{cz}$  = koefisien tekanan pasif

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_z \frac{L}{n} (e + z) B - \sum_{z=x}^{z=L} p_z \frac{L}{n} (e + z) B$$

dimana :

$M$  = momen titik beban horizontal

$L$  = panjang tiang

$E$  = tinggi dari permukaan tanah

$N$  = convenient number ke titik beban

Z = kedalaman tahanan pasif

B = lebar tiang

$$H_u(e+x) = \sum_0^x p_z \frac{L}{n} (e-z) B + \sum_x^{x+L} p_z \frac{L}{n} (z-x) B$$

dimana:

$H_u$  = gaya horizontal x = titik rotasi Penurunan Tiang Kelompok

Dari kelompok tiang bor yang ditimpa beban arah vertikal secara berlebihan, maka dalam tanah akan mengalami penurunan yang condong akan lebih besar dibandingkan dengan penurunan yang terjadi di tiang tunggal dengan beban yang sama, dikhususkan dalam kasus dimana tanah yang tepat di bawah lapisan bearing tiang yang kompresibel.

Jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (immediate settlement atau elastic settlement)  $S_i$  dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (long term consolidation settlement)  $S_c$  disebut penurunan tiang pada kelompok tiang (Pamungkas, 2013 : 79).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S_t = \mu_1 \mu_0 \frac{q B}{E}$$

dimana:

$S_t$  = penurunan total

$S_i$  = immediate settlement

$S_c$  = consolidation settlement

### 2.10.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan disebut penurunan segera. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut (Pamungkas, 2013: 80).

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H$$

dimana:

$S_i$  = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi

B = lebar kelompok tiang

$E_u$  = modulus deformasi pada kondisi undrained

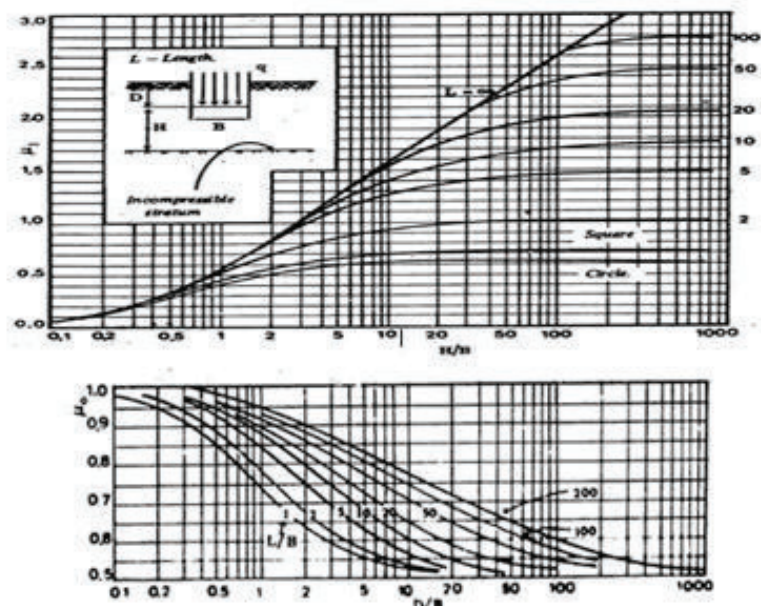
$\mu_i$  = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas

$\mu_o$  = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

Harga dari modulus deformasi  $E_u$  yang bisa menghasilkan kurva regangan ataupun tegangan (*stress strain curve*) melalui sebuah percobaan akan menghasilkan pembebanan dengan hasil dari tekan terhadap tanah yang kondisinya *undrained*. Ada beberapa cara dalam mendapatkan sebuah nilai dari  $E_u$ , salah satunya dengan mengandalkan hubungan antara kuat geser atau bisa dengan  $C_u$  yang terdapat di tanah liat.

$$E_u = 400 \times C_u$$

(2.19)



Gambar 2.17 Grafik Hubungan  $\mu_i$ ,  $\mu_o$ , Kedalam Pondasi (DF) dan Lebar Pondasi (B). (Janbu, Bjerrum dan Kjeamsli)

### 2.11 Perencanaan *Pile Cap*

*Pile cap* berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *pile cap* dilakukan anggapan sebagai berikut :

1. *Pile cap* sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.

3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata. (Pamungkas, 2013 : 87)

### 2.11.1 Penulangan pada *Pile Cap*

Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan *pile cap* mempunyai beberapa langkah sebagai berikut (Y. Rusdianto, 2005).

- A. Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K_{perlu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

dimana :

Mu = Momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m) = h – 60 mm

- B. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{F_c'}}$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{F_c'}{F_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot F_c'}{F_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + F_y} \right)$$

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

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik :  $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$  dimana:

Fc' = mutu beton (MPa)

Fy = mutu baja (Mpa)

$\beta_1 = 0,85$

- C. Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana}$$

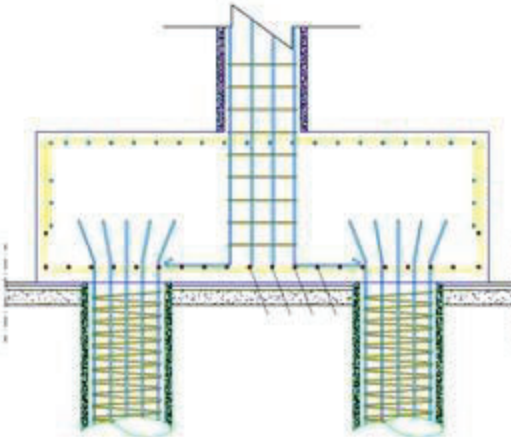
dimana:

A<sub>s</sub> = luas tulangan (mm<sup>2</sup>)

D. Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka dapat dilanjutkan dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

E. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ( $d_{pakai} > d_{rencana}$ )

$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan}$



**Gambar 2.18** Penulangan *Pile Cap*

(Sumber : Y. Rusdianto, 2005)

### 2.11.2 Tinjauan Terhadap Geser

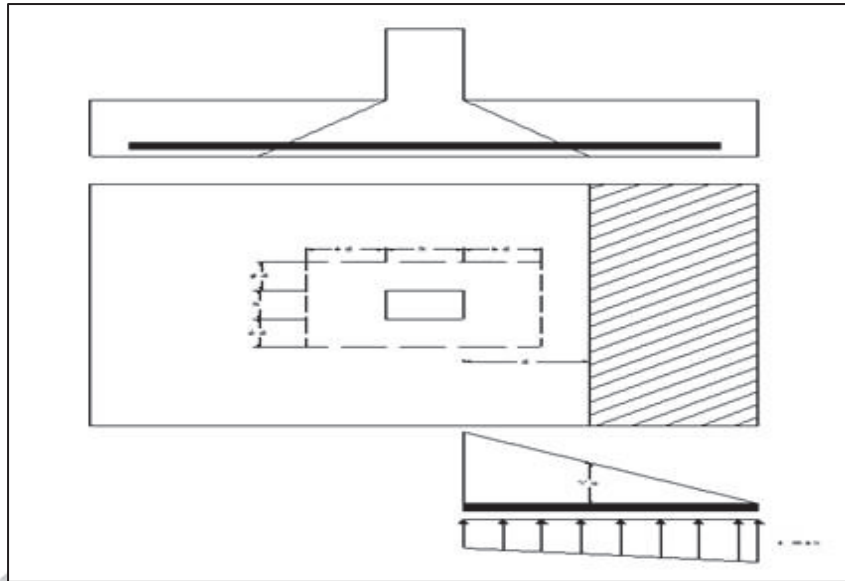
Perilaku *pile cap* sama dengan perilaku pondasi yang mana terhadap geser tidak berbeda dengan balok dan pelat (Y. Rusdianto, 2005).

### 2.11.3 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Dalam penampang kritis dimana posisi geser terdapat dalam plat pondasi yang letaknya sejarak atau berdekatan dengan muka reaksi yang terpusat. Tetapi dalam perencanaan bisa saja letaknya berada dalam bidang melintang di keseluruhan bidang plat yang penjelasannya bisa digambarkan dalam gambar 2.17. Kekuatan yang akan ditransmisi oleh beton bisa menggunakan formula :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$$

Gaya geser nominal penampang sejarak  $d$  dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga  $V_n \leq V_c$ .



**Gambar 2.19** Penampang Kritis pada Pelat Pondasi pada Geser Satu Arah

(Sumber :Y. Rusdianto, 2005)

Maka:

$$\frac{Vu}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

dimana:

$V_u$  = gaya geser sejarak  $d$  dari muka kolom

$V_c$  = geser beton

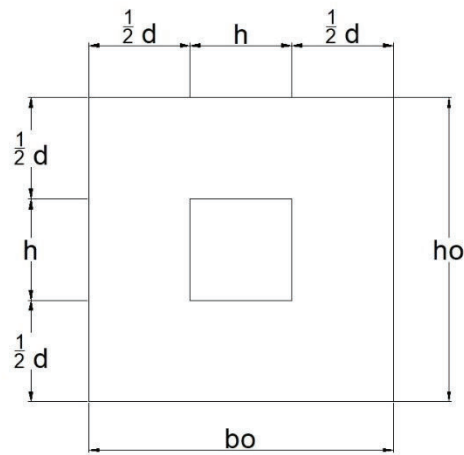
$bw$  = lebar pondasi (m)

$d$  =  $h - d'$  ( $h$  adalah tinggi pelat dan  $d'$  adalah selimut beton)

$\Phi$  = 0,6 (reduksi kekuatan untuk geser)

#### 2.11.4 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Dalam penampang kritis bidang tegak lurus searah bidang plat yang memiliki keliling ataupun sisi yang besar jaraknya  $0,5d$  dari depan tumpuan, yang bisa diamati dari gambar 2.18. Serta dalam tahap pengerjaannya bisa disesuaikan dengan formula yang ada di bawah ini :



**Gambar 2.20** Daerah Geser Aksi Dua Arah pada Pelat Pondasi

(Sumber : Pamungkas, 2013)

Dimana:

$bo$  = keliling daerah kritis

$$= 2 (bo + ho)$$

$$B = \frac{h}{b}$$

Dimana :  $h$  (sisi panjang kolom)

$b$  (sisi pendek kolom)

$d$  = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{Vu}{\phi} = Vn \leq Vc + Vs \leq 4 \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d$$

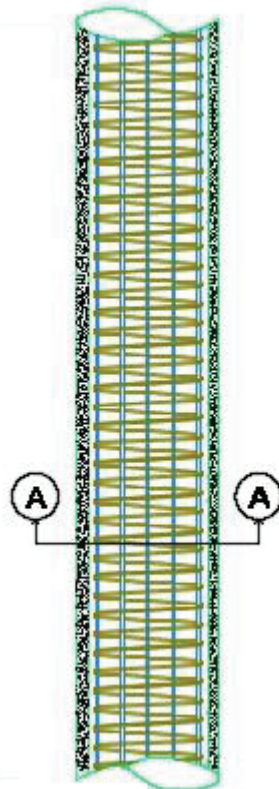
$Vs$  = kuat geser tulangan geser.

$$Vu = \frac{Pu}{A} (ho^2 - bo^2)$$

$Pu$  = beban berfaktor pada kolom

$A$  = luas pondasi (B x L)

## 2.12 Penulangan Terhadap Pondasi *Bored Pile*



**Gambar 2.21** Penulangan Pondasi Tiang Bor (Sumber :Pamungkas, 2013)

**Gambar 2.22** Potongan A-A Pondasi Tiang Bor (Sumber :Pamungkas, 2013)

Penulangan pada pondasi tiang bor (*bored pile*) sama halnya penulangan pada kolom, hanya saja penampang yang digunakan ialah bentuk penampang bulat / lingkaran, mempunyai beberapa langkah sebagai berikut:

1. Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan. Menurut SNI 2847:2013, luas tulangan strukturkomponen tekan tidak boleh kurang dari **0,01  $A_g$**  atau lebih dari **0,08  $A_g$** .

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n$$



dimana:

$A_g$  = luas penampang beton ( $\text{mm}^2$ )

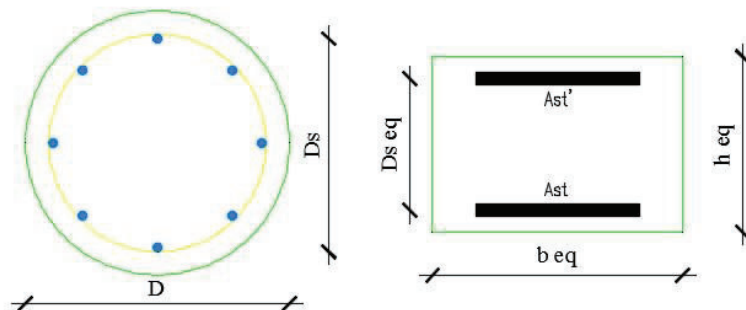
$A_{st}$  = luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$D$  = diameter penampang beton (mm)

$D_{st}$  = diameter tulangan (mm)

$n$  = jumlah tulangan

2. Penampang pondasi tiang bor (*bored pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (*balance*).



**Gambar 2.23** (c) Penampang Lingkaran dan (d) Penampang Ekuivalen Persegi

(Sumber :Pamungkas, 2013)

1. Tebal ekuivalen penampang segi empat

$$h_{eq} = 0,8 \times D$$

2. Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{h_{eq}}$$

3. Luas tulangan total  $A_{st}$  didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st}$$

4. Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s$$

dimana:

$D_s$  = tinggi efektif penampang (mm)

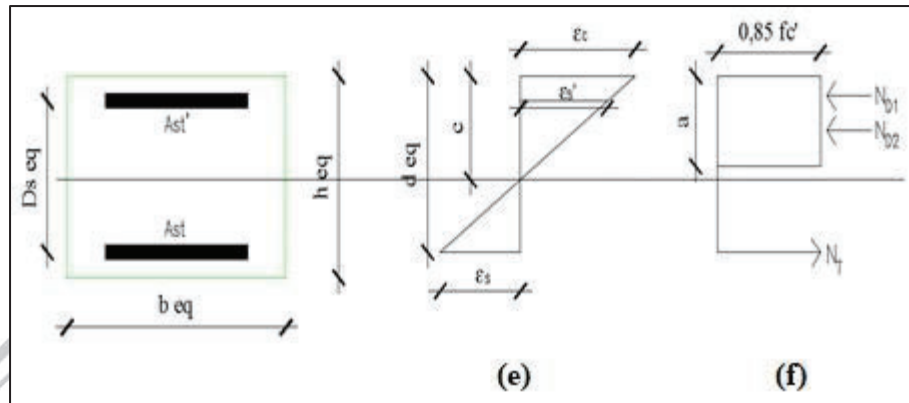
3. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan ( $e$ ) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* ( $e_b$ ).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq}$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b$$



**Gambar 2.24** Diagram Regangan dan Tegangan Penampang Ekuivalen Persegi pada Baja Tulangan (Sumber :Pamungkas, 2013)

Regangan pada baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \cdot \left( C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{C_b}$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s'$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot B_{eq} \cdot \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left( d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq} \right)$$

- Jika keadaan  $P_u < P_b$  atau  $e > e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan  $P_u > P_b$  atau  $e < e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

Whitney juga dalam jurnalnya menyebutkan persamaan dalam pendekatan data empiris tidak mempengaruhi dimensi penampang kolom . Baik penampang dalam keadaan hancur maupun keadaan tekan hingga tarik (Istimawan , 1993) .

Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tarik menentukan:

$$P_n = 0,85 f_c' h^2 \left( \sqrt{\left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38\right) \right)$$

Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur tekan menentukan:

dimana:

$h$  = diameter penampang

$D_s$  = diameter lingkaran tulangan terjauh dari sumbu

$e$  = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$$

Syarat :  $\phi P_n \geq P_u$

D. Perencanaan sengkang

(Badan Standardisasi Nasional, 2013) Dalam perencanaan sengkang terdapat beberapa langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

Tinggi efektif penampang ( $d$ )

$$d = D - 2 \cdot d_c$$

Luas penampang lintang kotor dari kolom

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2$$

Rasio volume tulangan spiral

$$\rho_s = 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

Perencanaan jarak sengkang

$$a_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2$$

$$s = \frac{4 \cdot a_s \cdot (D_c - d_s)}{\rho_s \cdot D_c^2}$$

Dimana:

$S$  = jarak sengkang (m)