

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Uraian Umum**

Perencanaan adalah kegiatan yang sangat penting sebelum dilaksanakannya sebuah proyek. Kesalahan dalam pelaksanaan suatu proyek dapat menimbulkan kerugian. Perencanaan yang matang sebelum dilakukan pekerjaan tidak hanya menghemat biaya tetapi juga dapat menghemat waktu dan tenaga. Salah satunya adalah konstruksi jembatan. Menurut (Struyk dan Veen, 1984: 13) jembatan adalah suatu konstruksi yang gunanya meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan-rintangan tersebut dapat berupa jurang, lembah, jalan rel, sungai, badan air, atau rintangan fisik lainnya. Tujuan jembatan adalah untuk membuat jalan bagi orang atau kendaraan melewati sebuah rintangan. Selain itu jembatan juga menjadi alternatif untuk menyambung ruas jalan sehingga dapat memperpendek jarak. Menurut (Supriyadi dan Muntohar, 2007: 1) dikatakan juga jembatan dapat didefinisikan sebagai pengatur kapasitas dan berat lalu lintas yang telah disajikan dalam system transportasi

##### **2.1.1 Jembatan Gelagar (Girder Bridges)**

Jembatan gelagar merupakan jenis jembatan yang sederhana dan banyak digunakan di Indonesia. Adapun dasar jembatan tersebut terdiri dari balok horizontal yang di dukung oleh *abutment*. Sementara untuk membuat jembatan yang lebih panjang perlu ditambahkan pilar yang disesuaikan dengan perencanaan jembatan. Beberapa jenis gelagar yang sering digunakan adalah I-girder, Box-girder, U-girder, dan *voided slab*.

##### **2.1.2 Bagian-bagian Jembatan**

. Pada umumnya prinsip dalam merencanakan struktur jembatan terdiri dari perencanaan struktur atas (*upper structure*) dan perencanaan struktur bawah (*sub structure*). Perencanaan struktur atas terdiri dari bagian-bagian jembatan yang berada di atas permukaan tanah. Perencanaan struktur bawah adalah bagian struktur yang terletak di bawah permukaan tanah yang memiliki fungsi sebagai pemikul dari beban bangunan di atasnya dan selanjutnya diteruskan kepada pondasi seperti

*abutmen* dan pilar. Sisi atas atau *Upper Structure* merupakan komponen konstruksi yang meliputi berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), beban lalu lintas kendaraan, beban truk, gaya rem dan lainnya didapatkan secara langsung. Sedangkan sisi bawah *Sub Structure* pada jembatan berfungsi menerima dan menahan keseluruhan beban struktur di atasnya serta beban lain yang disebabkan oleh tekanan tanah, aliran air, hanyutan dan gesekan pada tumpuan tersebut yang kemudian disalurkan ke tanah oleh pondasi.

## 2.2 Pembebanan

Pada perencanaan struktur jembatan standart peraturan yang digunakan untuk menganalisa pembebanan yang di pikul ada dalam standart peraturan (SNI 1725:2016) tentang pembebanan jembatan. Fungsi, bentuk, dan tipe pada jembatan ialah hal yang berpengaruh dalam merencanakan beban-beban yang bekerja. Pada dasarnya pembebanan pada struktur jembatan terbagi atas 3 jenis yang dapat dilihat pada skema **Gambar 2.1**.



**Gambar 2.1** Skema Pembebanan Jembatan

### 2.2.1 Simbol dan Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1725:2016 (BSN, 2016:7) menyatakan dalam setiap kombinasi pembebanan, digunakan factor beban yang didapat dari Tabel 2.1. Pemilihan faktor beban berlandaskan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Beban-beban yang direncanakan akan terjadi dikalikan terlebih dahulu dengan nilai factor beban yang sesuai seperti yang disajikan pada table berikut.

**Tabel 2.1** Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>L</sub>	BF	EUn	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	$\gamma_P$	1,80	1,00	-	-	1,00	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat II	$\gamma_P$	1,40	1,00	-	-	1,00	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat III	$\gamma_P$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Kuat IV	$\gamma_P$	-	1,00	-	-	1,00	0,5/1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	$\gamma_P$	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Ekstrem I	$\gamma_P$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	$\gamma_P$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1/1,2	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1/1,2	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{ES}$	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1/1,2	-	1	-	-	-
Fatik (TD) dan (TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan:  $\gamma_P$  dapat berupa  $\gamma_{MS}$ ,  $\gamma_{MA}$ ,  $\gamma_{TA}$ ,  $\gamma_{PR}$ ,  $\gamma_{PL}$ ,  $\gamma_{SH}$  tergantung beban yang di tinjau  $\gamma_{EQ}$  adalah faktor beban hidup kondisi gempa

(Sumber: SNI 1725:2016: 11)

Keterangan:

MS = Beban mati komponen structural serta non structural jembatan

MA = Beban mati dari perkerasan lantai kendaraan serta utilitas

TA = Gaya horizontal yang diakibatkan oleh tekanan tanah

TB = Gaya akibat rem kendaraan

EQ = Gaya gempa

TD = Beban lajur "D"

TT = Beban lajur "T"

TP = Beban pedestrian/pejalan kaki

ET = Gaya akibat temperature gradien

EWS = Beban angin pada struktur

EWL = Beban angin pada kendaraan

EU = Beban arus dan hanyutan

### 2.2.2 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban utama bersifat tetap pada penganalisisnya tegangan di tiap perancangan konstruksi jembatan atau sepanjang bagian struktur. Pada perencanaannya massa tiap segmen konstruksi wajib dianalisis dengan dasar ukuran yang tercantum pada sketsa rencana serta penggunaan berat jenis bahan yang berbeda-beda sesuai macam bahan yang digunakan. Dalam perhitungan ini, yang termasuk beban permanen antara lain disajikan pada table 2.2 di bawah ini:

**Tabel 2.2** Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan Massa (kg/m <sup>3</sup> )
1.	Lapisan permukaan aspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2.	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7245
3.	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	175
4.	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel, macadam or ballast</i> )	18,8-22,7	1920-2315
5.	Beton aspal ( <i>asphalt concrete</i> )	22,0	2245
6.	Beton ringan ( <i>low density</i> )	12,25-19,6	1250-2000
7.	Beton $f_c < 35$ Mpa	22-25	2320
	$35 < f_c < 105$ Mpa	$22 + 0,02 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8.	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9.	Kayu ringan ( <i>light wood</i> )	7,8	800
10.	Kayu berat ( <i>hard wood</i> )	11,0	1125

(Sumber: SNI 1825:2016: 13)



## 1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri tersaji pada **Tabel 2.3**.

**Tabel 2.3** Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor beban ( $\gamma_{ms}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{ms}^s$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{ms}^u$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber : SNI 1725:2016: 14)

## 2. Beban Mati Tambahan (MA)

Berat seluruh komponen yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan, dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada **Tabel 2.4** boleh digunakan dengan persetujuan instansi terkait

**Tabel 2.4** Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor beban ( $\gamma^s MA$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s MA$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u MA$ )	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 <sup>(1)</sup>	2,00	0,70
	Khusus	1,00	1,40	0,80

Catatan <sup>(1)</sup> : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

(Sumber : SNI 1725:2016: 14)

### 3. Beban Akibat Tekanan Tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah yang meliputi kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya harus diperoleh berdasarkan hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di lapangan maupun laboratorium. Tekanan tanah lateral pada keadaan batas daya layan dihitung berdasarkan nilai nominal dari  $\gamma$ ,  $c$ , dan  $\phi$  SNI 1725:2016 (BSN, 2016:15). Untuk factor beban tekanan tanah tercantum pada **Tabel 2.5** berikut.

**Tabel 2.5** Faktor Beban yang Diakibatkan Tekanan Tanah (TA)

Tipe Bahan	Faktor Beban ( $\gamma$ TA)			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma$ STA)	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma$ uta)		
	Tekanan Tanah	Biasa	Terkurangi	
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	Aktif	1,00	1,25	0,80
	Pasif	1,00	1,40	0,70
	Diam	1,00		

Catatan (1) : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.

(Sumber: SNI 1725:2016: 15)

#### 2.2.3 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk rencana jalan terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Pada umumnya beban lajur “D” akan memberikan efek yang lebih maksimum pada jembatan bentang menengah dan panjang. Sedangkan untuk jembatan-jembatan bentang pendek dan sistem lantai *deck*, efek beban truk “T” akan lebih maksimum dibandingkan dengan efek beban lajur “D”.

##### 1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis terpusat (BGT) seperti terlihat pada **Gambar 2.1**, ada faktor beban yang digunakan untuk lajur “D” seperti pada **Tabel 2.6**.

**Tabel 2.6** Faktor beban untuk beban lajur “D”

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma TD$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s TD$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u TD$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

(Sumber : SNI 1725:2016: 39)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa, dengan  $q$  tergantung pada panjang bentang yang dibebani total ( $L$ ), sebagai berikut :

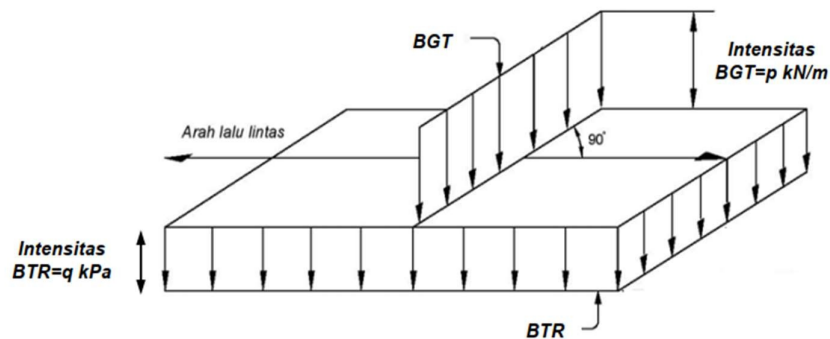
$$L < 30 \text{ m} ; q = 9.0 \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.1)$$

$$L > 30 \text{ m} ; q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.2)$$

Keterangan :

$q$  : Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

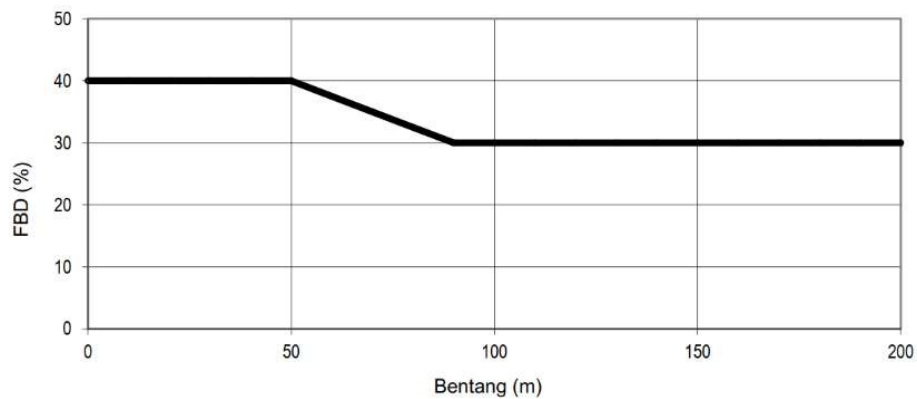
$L$  : Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

**Gambar 2.2** Beban lajur “D”

(Sumber : SNI 1725:2016: 39)

Beban Lajur “D” ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas yang ditunjukkan pada Gambar 2.2, Selain beban terbagi rata (BTR), beban lajur “D” juga termasuk beban garis terpusat (BGT) sebesar  $p$  kN/m. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49 kN/m. Pada bentang menerus, beban garis terpusat (BGT) ditempatkan pada letak yang sama yaitu tegak lurus arah lalu lintas pada dua bentang agar momen lentur negatif menjadi maksimum.

Hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak ialah merupakan Faktor Beban Dinamis (FBD) dan jembatan. Bergantung pada besarnya frekuensi dasar suspensi kendaraan agar mendapat nilai FBD, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Nilai FBD di dapat dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.3



**Gambar 2.3** Faktor Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725:2016: 45)

## 2. Beban Truk “T” (TT)

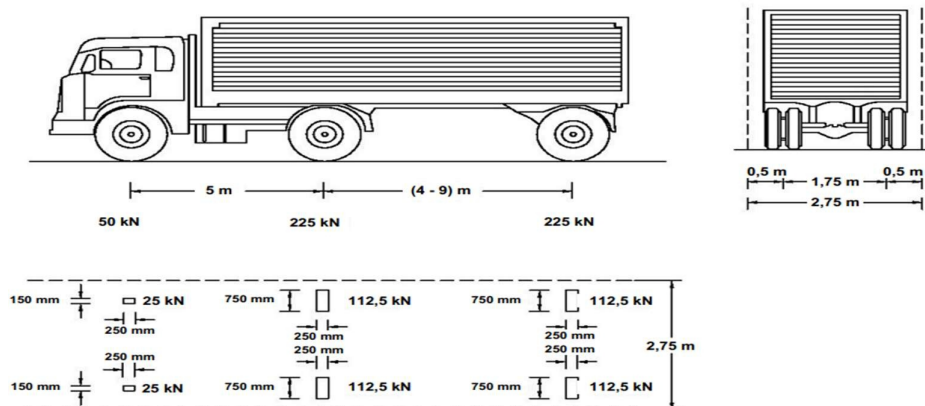
Beban truk merupakan beban dari suatu kendaraan dengan berat 3 gandar yang memiliki tempat di berbagai posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Jenis gardar mempunyai dua bidang kotak pembebanan yang disimulasikan sebagai pengaruh dari pola kendaraan berat. Beban lajur truk “T” dan beban “D” tidak dapat digunakan secara bersamaan. Berikut gambar pembebanan truck pada **Tabel 2.7**.

**Tabel 2.7** Faktor beban untuk beban truk “T”

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sTT}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uTT}$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder	1,00	2,00
	Baja		

(Sumber : SNI 1725:2016: 41)

Terdapat juga selain beban “D” yaitu beban truk “T” sebagai berikut.



**Gambar 2.4** Pembebanan truk “T”(500 kN)

(Sumber : SNI 1725:201: 41)

Pembebanan truk “T” terdiri atas truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar pada **Gambar 2.4**. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana.

### 3. Gaya Rem

Nilai untuk gaya rem harus diambil yang terbesar dari

- 25% dari berat gandar truck desain atau,
- 5% dari berat truck rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan disemua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Percepatan pada lalu lintas ditetapkan sebagai gaya yang bekerja arah memanjang yang bekerja di permukaan jalan dan harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,80 m diatas permukaan lantai jembatan. Faktor kepadatan lajur sudah ditentukan dan berlaku dalam menghitung gaya rem.

#### 2.2.4 Aksi Lingkungan

Beban lingkungan meliputi beberapa pengaruh seperti beban angin, beban gempa, banjir, temperature dan penyebab-penyebab alamiah lainnya. SNI 1725-2016 (BSN, 2016: 48)

##### 1. Beban Angin

Tekanan angin horizontal diasumsikan disebabkan oleh angin rencana

dengan kecepatan rencana dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan *ralling* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Untuk Jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 1000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana,  $V_{DZ}$ , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right) \dots \dots \dots (2.3)$$

Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin dalam rencana dalam Mpa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right) \dots \dots \dots (2.4)$$

Keterangan :

- $V_{DZ}$  : Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)  
 $V_{10}$  : Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana (km/jam)  
 $V_B$  : Kecepatan angin rencana (km/jam)  
 $Z$  : Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$  mm)  
 $V_o$  : Kecepatan gesekan angin (km/jam)  
 $P_D$  : Tekanan angin rencana (**Tabel 2.8**) (Mpa)  
 $P_B$  : Tekanan angin dasar (Mpa)

**Tabel 2.8** Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (Mpa)	Angin hisap (Mpa)
Rangka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber : SNI 1725:201: 56)

Pengambilan besar gaya akibat beban angin tidak diijinkan apabila nilainya lebih kecil dari 4,4 kN/mm pada daerah bidang tekan sedangkan 2,2 kN/mm pada daerah bidang hisap atau Tarik pada struktur rangka dan pelengkung. Sedangkan untuk balok dan gelagar nilainya tidak kurang dari 4,4 kN/mm.

## 2. Pengaruh Gempa

Menurut SNI 1725:2016 (BSN, 2016: 58) jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan pelayanan akibat gempa. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon ( $R_d$ ) dengan formulasi sebagai berikut :

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt \dots \dots \dots (2.5)$$

Keterangan :

$E_q$  : Gaya gempa horizontal

$C_{sm}$  : Koefisien gempa horisontal

$R_d$  : Faktor modifikasi respon

$W_t$  : Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (Ton)

Koefisien respon gempa elastis:

Pada periode ( $T$ ) lebih besar dari  $T_s$ , maka angka respon untuk elastic diperoleh hasil dari persamaan berikut.

$$C_{sm} = \frac{SD}{T}$$

Dari peta percepatan batuan dasar serta spectra percepatan berdasarkan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana kita dapat menentukan koefisien respons elastik  $C_{sm}$ . Koefisien percepatan didapat berdasar pada peta gempa yang dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai kondisi tanah sampai pada kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan. Seluruh Analisa perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan mengacu pada SNI 2833:2016 mengenai Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

### 2.2.5 Aksi-Aksi Lainnya

#### 1. Gesekan Pada Perletakan (BF)

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastomer. Gaya akibat gesekan pada perletakan merupakan beban tetap dan rata-rata dari koefisien gesekan. Faktor beban akibat gesekan terdapat pada Tabel 2.6



berikut ini.

**Tabel 2.9** Faktor beban akibat gesekan pada perletakan

Jangka Waktu	Faktor beban		
	S $\gamma$ BF	U $\gamma$ BF	
		Biasa	Terkurangi
Trasien	1	1,3	0,8

Catatan (1) Gaya akibat gesekan pada perletakan terjadi selama adanya pergerakan pada bangunan atas, tetapi gaya sisa mungkin terjadi setelah pergerakan berhenti. Dalam hal ini gesekan pada perletakan harus memperhitungkan adanya pengaruh tetap yang cukup besar.

(Sumber SNI 1725:2016: 45)

### 2.3 Pondasi Tiang Pancang

Tanah merupakan campuran butiran-butiran mineral dengan atau tanpa kandungan bahan organik, butiran-butiran dengan mudah dipisah-pisahkan atau sama yang lain yang dengan kocokan air, tanah merupakan pelapukan dari batuan dengan prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat teknis tanah kecuali dipengaruhi oleh sifat batuan induk yang merupakan material asalnya, istilah seperti kerikil, pasir, lanau dan lempung digunakan untuk dapat membedakan jenis tanah menurut (Hardiyatmo H.C, 2014: 1)

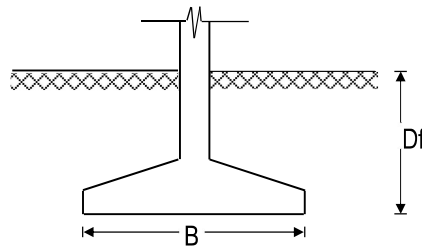
#### 2.3.1 Klasifikasi Pondasi

Secara umum terdapat 2 macam fondasi, yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*) yang dibedakan berdasarkan dari letak tanah kerasnya serta perbandingan antara kedalaman fondasi dan lebar fondasi

1. Secara umum, yang dinamakan fondasi dangkal adalah fondasi yang mempunyai perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi sekitar kurang dari 4 ( $Df/B < 4$ ) seperti pada **Gambar 2.5**, dan bentuk pondasi biasanya dipilih sesuai dengan jenis bangunan dan jenis tanahnya dan secara umum pondasi dangkal dapat berbentuk:

- Pondasi telapak (*square foudations*)
- Pondasi menerus (*continous foudations*)
- Pondasi lingkaran (*circle foudations*)
- Pondasi rakit (*raft foudations*)





**Gambar 2.5** Syarat perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi

(Sumber : Olivari, 1986:39)

$Df/B < 4$  → pondasi telapak

$4 \leq Df/B < 10$  → fondasi sumuran

$Df/B \geq 10$  → fondasi tiang

dimana :  $Df$  = kedalaman fondasi

$B$  = lebar fondasi

2. Fondasi dalam adalah fondasi yang didirikan pada kedalaman tertentu dengan meneruskan beban bangunan ke dasar tanah. Fondasi dalam pada umumnya memiliki kedalaman lebih dari 3 m di bawah permukaan tanah dimana daya dukung dasar fondasi oleh beban struktural dan kondisi permukaan tanah. Fondasi dalam ini biasanya sering kita jumpai pada bangunan gedung bertingkat, dinding penahan, pondasi dermaga, *abutment* jembatan, dan lainnya. Beberapa pondasi yang termasuk dalam pondasi dalam, antara lain :

- Pondasi sumuran
- Pondasi tiang pancang
- Pondasi tiang bor (*bored pile*)

Beberapa jenis dan fungsi pondasi yang dibedakan berdasarkan :

a. Cara tiang meneruskan beban

1. Tiang tahanan ujung (*End / Point Bearing Pile*)

Tiang yang meneruskan beban melalui ujungnya ke lapisan keras/baik dengan kuat dukung tinggi

2. Tiang gesekan (*Friction Pile*)

Tiang yang meneruskan beban melalui gesekan antara permukaan tiang dengan tanah sekelilingnya.

b. Perpindahan volume tanah yang terjadi akibat pengeboran

1. Tiang perpindahan besar (*Large Displacement Pile*)

Tiang pejal/berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang cukup besar, misal : tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang, tiang baja bulat yang tertutup pada ujungnya

2. Tiang perpindahan kecil (*Small Displacement Pile*)

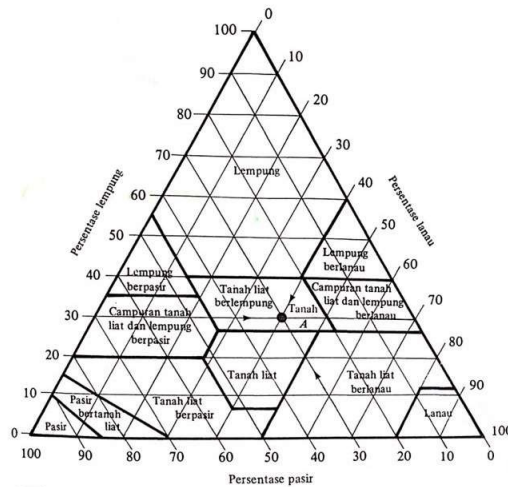
Tiang dengan ujung terbuka yang dipancang ke dalam tanah sehingga perpindahan volume tanah relatif kecil, misal : tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja H, tiang baja ujung terbuka, tiang ulir

3. Tiang tanpa perpindahan (*Non Displacement Pile*)

Tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah, misal : tiang bor (tiang beton yang dicor langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah), pipa baja diletakkan dalam lubang kemudian dicor dengan beton

### 2.3.2 Klasifikasi Berdasarkan Tekstur

Tanah merupakan keadaan asli permukaan, tekstur tanah yang dipengaruhi oleh ukuran tiap butiran yang ada pada dalam tanah, tanah terbagi menjadi beberapa kelompok yaitu kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*) dan lempung (*clay*) dengan ukuran butiran yang berbeda, umumnya kondisi tanah asli merupakan campuran dari butiran yang memiliki ukuran berbeda. Beberapa sistem klasifikasi berdasarkan tekstur tanah telah dikembangkan sejak dulu oleh berbagai organisasi untuk memenuhi kebutuhan mereka sendiri.



**Gambar 2.6** Klasifikasi tanah berdasarkan tekstur

(Sumber : Braja M Das, 1998: 65)

### 2.3.3 Klasifikasi Berdasarkan Pemakaian

Sistem klasifikasi tanah berdasarkan tekstur merupakan hal sederhana karena hanya di dasarkan pada distribusi ukuran butiran tanah. Keadaan asli jumlah dari jenis mineral lempung yang dikandung oleh tanah yang sangat mempengaruhi sifat tanah pada kondisi asli tanah, oleh karena itu perlu mempertimbangkan sifat plastisitas tanah yang disebabkan oleh kandungan mineral lempung, agar dapat mengetahui ciri-ciri suatu tanah karena sistem klasifikasi berdasarkan tekstur tidak memperhitungkan sifat plastisitas tanah dan secara keseluruhan tidak menunjukkan sifat tanah yang penting, maka sistem tersebut dianggap tidak memadai untuk sebagian besar keperluan teknik.

Sistem klasifikasi AASHTO merupakan sistem klasifikasi yang dikembangkan pada tahun 1929 sebagai *public road administration classification system*, sistem ini sudah mengalami perbaikan, pada saat sistem klasifikasi AASHTO yang dipakai untuk mengklasifikasikan tanah, maka data dari hasil tersebut akan dicocokkan pada tabel klasifikasi AASHTO.

Sistem klasifikasi *unified* pada awal diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942, untuk digunakan pada pekerjaan pembuatan lapangan terbang dilaksanakan oleh *The Army Corps of Engineering* selama perang dunia II, pada sistem klasifikasi *unified* dibagi menjadi dua kelompok besar yaitu tanah berbutir

kasar (*Coarse-grained-soil*), ada tanah kerikil, dan pasir, tanah berbutir halus (*fined-grained-soil*), yaitu tanah berbutir halus berupa lanau (*silt*), lempung (*clay*).

#### 2.3.4 Kekuatan Tanah sebagai Dasar Pondasi

Frick (2001: 57), menjelaskan bahwa tanah sebagai dasar pondasi memiliki kekuatan yang dipengaruhi oleh kelompok dan struktur lapisan tanah yang mengalami perubahan akibat air hujan dan cuaca. Perencanaan pondasi bergantung pada struktur tanah, apabila struktur tanah semakin heterogeny maka semakin sulit dalam merencanakan pondasi.

Dalam melakukan penyelidikan kekuatan tanah dilakukan berdasarkan beberapa hal, yaitu:

- a) Ketebalan dan kedalaman lapisan bumi, seperti lapisan yang akan digunakan sebagai tempat peletakan pondasi.
- b) Tegangan tanah ( $\sigma$ ) yang diijinkan
- c) Kondisi hidrologis tanah.

Selain kekuatan dan kelemahan tanah, kekokohan lapisan tanah dapat dipengaruhi oleh beberapa hal, yaitu:

- a) Pemadatan dan penurunan tanah yang diakibatkan oleh getaran kendaraan, alat berat dan lain halnya
- b) Penurunan tanah yang diakibatkan oleh perubahan hidrologis, seperti kadar air tanah atau penurunan muka air tanah, serta erosi pada tepi sungai dan lain halnya.
- c) Pergeseran tanah atau longsor yang diakibatkan oleh tekanan berat, terendahnya tanah akibat peristiwa banjir atau air pasang.

Beberapa hal di atas mengakibatkan penurunan tanah yang tidak dapat dihindari, akan tetapi dengan merencanakan pondasi yang baik akan menghambat atau memperkecil terjadinya penurunan tanah.

#### 2.3.5 Daya Dukung Tanah

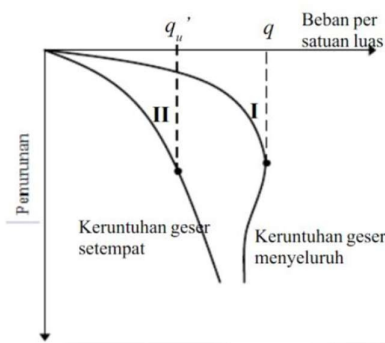
Menurut (Hardiyatmo, 1994:262) daya dukung tanah merupakan kemampuan yang dimiliki tanah untuk mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi sendiri merupakan bagian dari struktur yang memiliki fungsi meneruskan beban yang diakibatkan oleh berat struktur secara langsung ke tanah

yang terletak di bawahnya. Tergantung pada jenis struktur dan tanahnya, beberapa jenis pondasi bisa digunakan. Dalam perencanaan pondasi, terdapat 2 persyaratan yang harus dipenuhi, yaitu:

- 1) Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya daya dukung tanah. Dalam perhitungan daya dukung pondasi, sering digunakan faktor aman 3.
- 2) Penurunan yang terjadi akibat pondasi tidak diijinkan melebihi batas-batas nilai yang ditoleransi. Terutama untuk penurunan yang tak sama (*differential settlement*) tidak boleh mengakibatkan kerusakan pada strukturnya.

Penurunannya dapat terjadi akibat pembebanan dari struktur atasnya. Apabila beban ini terus-menerus bertambah, penurunan pun juga bertambah. Sampai akan menyebabkan terjadinya kondisi dimana nilai beban sudah tidak dapat berubah lagi, dan pondasi mengalami penurunan yang cukup besar. Kondisi ini menyatakan bahwa keruntuhan daya dukung tanah telah terjadi.

Gambar kurva penurunan yang terjadi terhadap besarnya beban yang disajikan pada **Gambar 2.7**. Awalnya Ketika beban mulai diterapkan, penurunan yang terjadi diperkirakan berbanding lurus dengan beban yang bekerja. Hal ini digambarkan sebagai kurva yang mendekati garis lurus, yang menggambarkan hasil distorsi elastis dan penempatan tanah tersebut.



**Gambar 2.7** Kurva penurunan terhadap beban yang diterapkan

(Sumber: Hardiyatmo, 1994: 164)

Daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) ( $q_u$ ) merupakan beban maksimum persatuan luas yang mana tanah masih mampu untuk mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Seperti yang dinyatakan rumus berikut.

$$Q_U = \frac{P_u}{A} \dots\dots\dots(2.5)$$

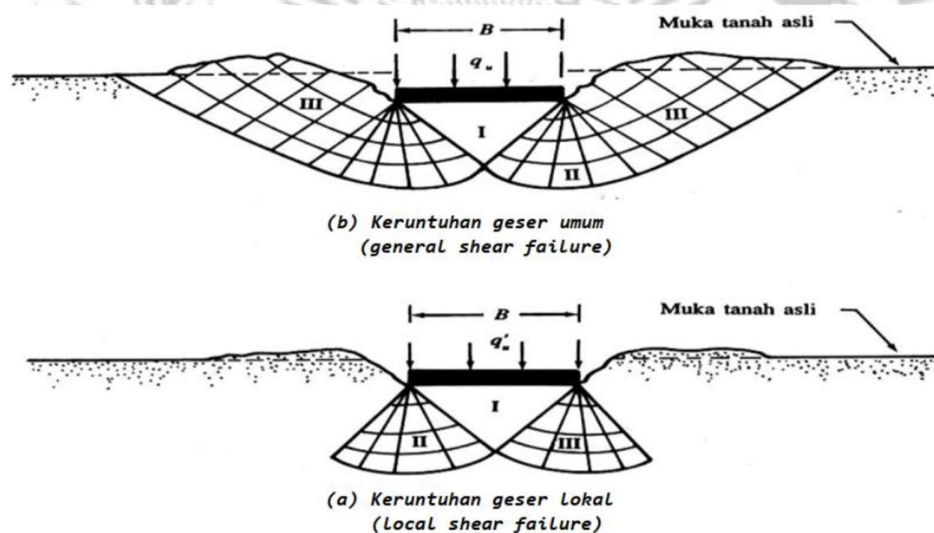
Keterangan:

$q_u$  = Daya dukung ultimit dan daya dukung batas

$P_u$  = Beban ultimit atau beban batas

$A$  = Luas area beban

Pada tanah dengan kondisi yang padat, sebelum terjadi keruntuhan di dalamnya, besar penurunan relative serta bentuk kurva penurunan beban akan seperti yang digambarkan pada kurva a dalam **Gambar 2.8**. Kurva a menunjukkan kondisi keruntuhan geser umum. Ketika beban ultimit telah tercapai, maka tanah telah melewati fase kedudukan keseimbangan plastis. Apabila tanah sangat tidak padat atau lunak, penurunan yang terjadi sebelum keruntuhan akan sangat besar. Keruntuhan tersebut terjadi sebelum keseimbangan plastis sepenuhnya dapat dikerahkan, digambarkan pada kurva b. Kurva b yang menunjukkan kondisi keruntuhan geser lokal (*local shear failure*)



**Gambar 2.8** Macam keruntuhan geser pada pondasi

(Sumber: Hardiyatmo, 1994: 265)

Dari pengujian model yang mengamati kelakuan tanah saat mengalami pembebanan sampai terjadinya keruntuhan, terdapat beberapa dampak yang dijabarkan sebagai berikut:

- 1) Terjadinya perubahan bentuk tanah berupa pengembangan kolom tanah



tepat di bawah dasar pondasinya ke arah lateral serta penurunan permukaan sekitar pondasi.

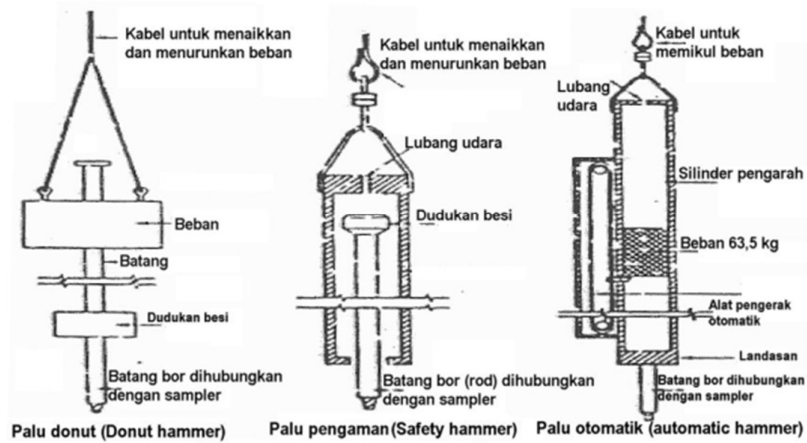
- 2) Terjadinya retakan local atau geseran tanah pada sekeliling pondasi
- 3) Suatu bentuk tanah yang membentuk berada tepat di bawah pondasinya mendesak tanah untuk bergerak ke bawah maupun ke atas seperti Gambar 2.6
- 4) Pada umumnya, ketika keruntuhan terjadi zona geser melebar dalam suatu batas tertentu dan suatu permukaan geser yang berbentuk lengkungan berkembang kemudian disusul dengan Gerakan pondasi turun ke bawah. Permukaan tanah di sekitar pondasi dilanjutkan dengan terjadinya pengembangan ke atas yang diikuti oleh retakan dan Gerakan muka tanah disekitar pondasi. Keadaan ini menunjukkan bahwa geser sudah terjadi.

#### **2.3.6 Penyelidikan Tanah**

Penyelidikan tanah di lapangan perlu dilakukan. Hal ini memiliki tujuan agar sebelum dilakukannya perencanaan bangunan perlu diketahui keadaan dan jenis lapisan tanah sehingga tidak menimbulkan penurunan (*settlement*) yang terlalu besar. Oleh karena itu, pondasi harus dibuat hingga kedalam lapisan tanah keras.

#### **2.3.7 Uji Standard Penetration Test (SPT)**

Metode yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk dapat mengetahui perlawanan dinamik tanah atau pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan, uji spt terdiri dari uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah dengan pengukuran jumlah pukulan dengan tujuan memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal. Sistem beban jatuh digunakan dengan palu berat 63,5 kg secara berulang dengan tinggi 0,76 m. Pelaksanaan dibagi menjadi tiga tahapan, pertama dicatat sebagai dudukan, jumlah pukulan untuk memasukkan masuk ke dalam tahap ke dua dan tiga akan di jumlahkan untuk mendapatkan nilai N atau perlawanan *SPT* (Menurut SNI 4153- 2008:1).



**Gambar 2.9** Palu yang biasa digunakan uji SPT

(Sumber : SNI 4153:2008: 6)

### 2.3.8 Daya Dukung Izin Vertikal

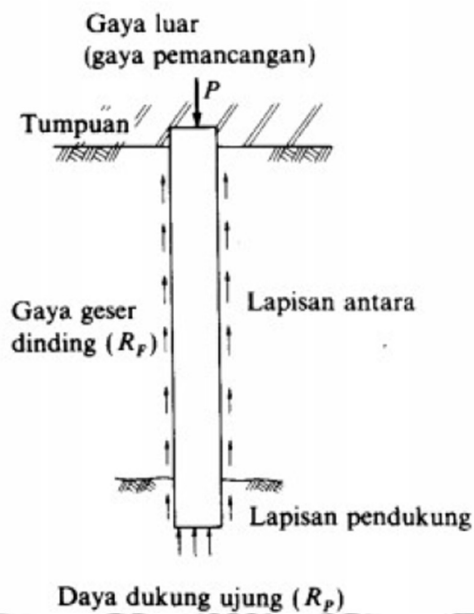
Menurut (Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 99) daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang, dan besar dari daya dukung yang diizinkan  $R_a$ , dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$R_a = \frac{1}{\eta} R_u = \frac{1}{\eta} (R_p + R_f)$$

Keterangan:

- $\eta$  : Faktor keamanan
- $R_u$  : Daya dukung batas tanah pondasi (ton)
- $R_p$  : Daya dukung terpusat tiang (ton)
- $R_f$  : Gaya gese dinding tiang (ton)





**Gambar 2. 10** Mekanisme daya dukung tiang

(Sumber : Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 99)

Secara praktis perkiraan ini berdasarkan rumus yang diajukan oleh Terzaghi ataupun Maeyerhof, atau dari rumus empiris yang diperoleh sebagai hasil pengikhtisaran dari data-data test pembebanan. Sebagai contoh, diambil rumus untuk jalan raya di Jepang sebagai berikut ini:

- Jika berat sendiri (dead weight) tiang, cukup besar, misalnya tiang yang dicor di tempat (cast in place):

$$R_a = \frac{1}{\eta} (R_u - W_s) + W_s - W$$

- Jika berat sendiri tiang, misalnya tiang pracetak yang berdiameter kecil, dapat diabaikan:

$$R_a = \frac{1}{\eta} R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$$

Keterangan :

$W_s$  = Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

$W$  = Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

$Q_d$  = Daya dukung terpusat tiang (ton)

$A$  = Luas ujung tiang (m<sup>2</sup>)

$U$  = Panjang keliling tiang (m)

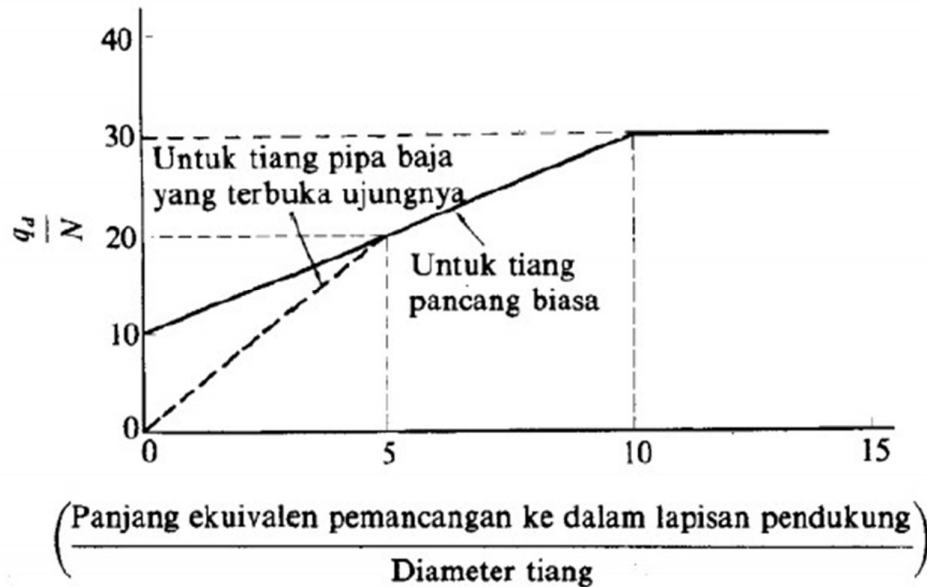
$L_i$  = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

$f_i$  = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang ( $\text{ton/m}^2$ )

**Tabel 2. 10** Faktor Keamanan Tiang Daya Dukung Vertikal yang diizinkan

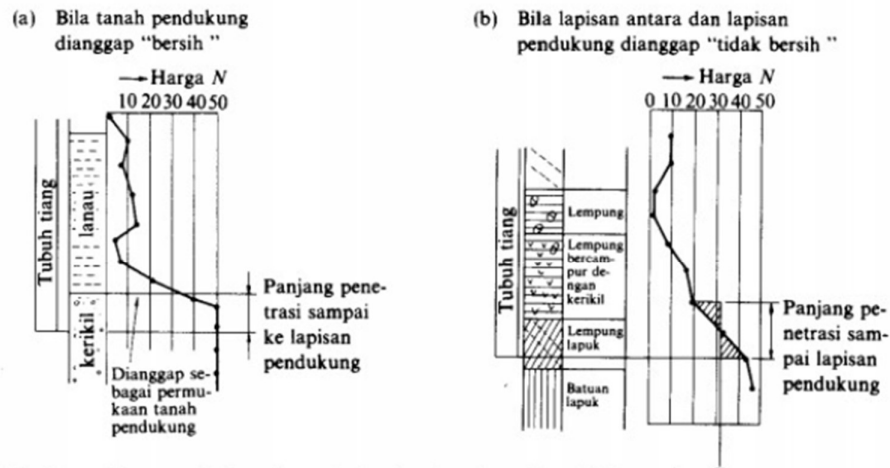
	Jembatan Jalan Raya		Jembatan Kereta Api	Konstruksi Pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang Geser	-	Tiang Pendukung	Tiang Geser
Beban Tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban Tetap + Beban Sementara	-	-	2		
Waktu Gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:100)



**Gambar 2. 11** Gambar Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 101)



- (1) Harga  $N$  rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan:

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40)$$

$N_1$ : Harga  $N$  pada ujung tiang

$\bar{N}_2$ : Harga rata-rata pada jarak  $4D$  dari ujung tiang

- (2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga  $N$  dari tanah pondasi dan garis  $N$  (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

(Catatan) Harga  $N$  rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti (b)

(Keterangan) Dalam menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung, tidak hanya distribusi harga  $N$ , tetapi tekstur tanah pada log bor juga harus benar-benar dipelajari untuk memilih antara diagram (a) dan (b) di atas

**Gambar 2. 12** Cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 101)

Nilai dari daya dukung terpusat ( $q_d$ ) diperoleh dari hubungan antara  $L/D$  dan  $q_d/N$  pada **Gambar 2. 11**  $L$  adalah panjang ekivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari **Gambar 2. 12**.  $D$  adalah diameter tiang,  $N$  adalah harga rata-rata  $N$  pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut:

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

Keterangan:

$N$  = Harga  $N$  rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

$N_1$  = Harga  $N$  pada ujung tiang

$N_2$  = Harga rata-rata  $N$  pada jarak  $4D$  dari ujung tiang

**Tabel 2. 11** Intensitas Gaya Geser pada Dinding Tiang (t/m<sup>2</sup>)

Jenis Tiang Jenis Tanah Pondasi	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{5} (\leq 12)$
Tanah kohesif	C atau N ( $\leq 12$ )	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000: 102)

Besarnya gaya geser maksimum dinding  $f_i$  diperkirakan pada Tabel 2.11 sesuai dengan jenis tiang dan sifat tanah pondasi,  $c$  dalam Tabel 2.11 adalah kohesi tanah pondasi di sekitar tiang dan dianggap sebesar 0,5 kali  $q_u$  (kekuatan geser unconfined/unconfined compression strength)

- Daya dukung uktimatr tiang tunggal

Daya dukung ultimate pada tiang tunggal dihitung menggunakan rumus:

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum l_i \cdot f_i$$

- Daya dukung yang diizinkan untuk tiang tunggal

$$R_a = \frac{q_d \cdot A}{FKq} + \frac{U \sum l_i \cdot f_i}{FK2}$$

### 2.3.9 Daya Dukung Izin Horizontal

Daya dukung horizontal dihitung dengan menggunakan berbagai macam cara atau metode, hal ini dikarenakan jenis tanah yang berada di lapangan umumnya terdiri dari berbagai karakteristik yang kemudian membentuk lapisan tanah. Tiang dapat digolongkan sesuai dengan jenis ikatan dengan penutup pile cap yang berfungsi untuk mendapatkan hasil analisa gaya horizontal. Maka dibagi menjadi dua kelompok, yaitu :

1. Tiang ujung jepit (fixed end pile)
2. Tiang ujung bebas (free end pile)

Tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya tertanam dalam pile cap minim sedalam 60 cm, dan dengan begitu untuk tiang yang bagian atasnya tidak tertanam dan minimum dari 60 cm tergabung dalam tiang ujung bebas (free end pile). Daya dukung horizontal dihitung dengan rumus berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013:60) :

$$H_u = 9 \times C_u \times D \times \left( L_p - \frac{3D}{2} \right)$$

$$M_{\max} = H_u \left( \frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right)$$

Keterangan :

$H_u$  : Daya dukung horizontal

$C_u$  : *Undrained strength* (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : Diameter pondasi (m)

$L$  : Kedalaman / panjang pondasi (m)

$K_p$  : Koefisien tekanan tanah pasif (t/m<sup>2</sup>)

Hasil perhitungan  $M_{\max}$  dibandingkan dengan momen vertikal dari pembebanan jika hasilnya lebih besar  $M_{\max}$  maka disebut tiang panjang. Umumnya tiang yang diperoleh adalah tiang panjang. Perhitungan  $M_{\max}$  dapat digolongkan sebagai tiang panjang, perhitungan tiang panjang sebagai berikut

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D}$$

Keterangan :

$H_u$  : Daya dukung horizontal

$C_u$  : *Undrained strength* (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : Diameter pondasi (m)

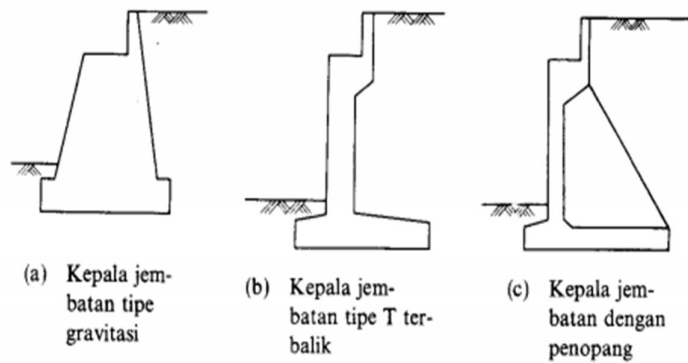
## 2.4 Kepala dan Pilar Jembatan

Menurut (Nakazawa, 1994: 307) kepala jembatan (*abutment*) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban (beban mati dan beban hidup) dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi, sedangkan pilar (*pier*) jembatan berfungsi menyalurkan gaya-gaya vertikal dan horizontal dari bangunan atas ke pondasi.

### 2.4.1 Kepala Jembatan (*Abutment*)

Kepala Jembatan *Abutment* adalah suatu bangunan yang meneruskan beban hidup atau mati dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi, Ada berbagai macam dan jenis kepala jembatan *abutment*, tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan tinggi, macam bangunan atas, kondisi tanah pondasi, demikian juga kondisi bangunan tersebut. Bentuk struktur dari kepala jembatan yang umum, diperlihatkan pada **Gambar 2.13** dan hubungan antara macam serta tinggi kepala jembatan sebaiknya disesuaikan dengan **Gambar 2.14** (Suyono &

Nakazawa, 2000:303).



**Gambar 2.13** Bentuk Umum Kepala Jembatan

(Sumber : Suyono & Nakazawa, 2000:303)

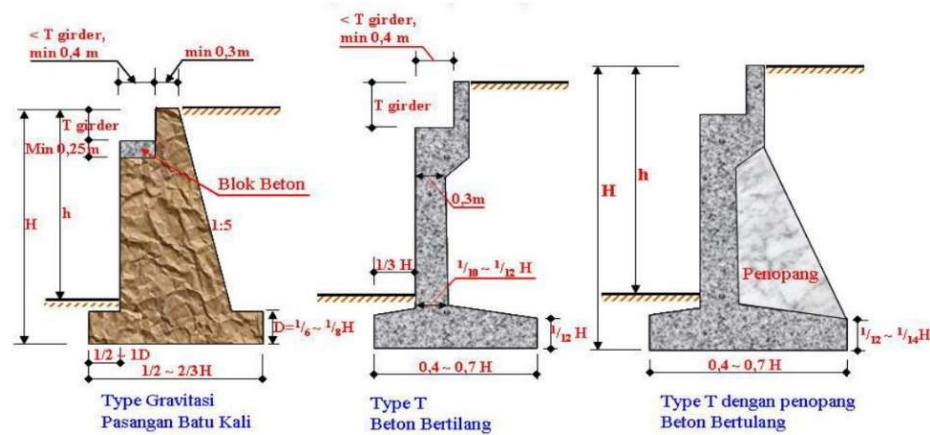
Macam kepala jembatan	Tinggi pemakaian (m)				
	0	5	10	15	20
Tipe dengan penopang	----- 8 m -----				
Bentuk T terbalik	----- 12 m -----				
Tipe semi gravitasi	----- 7 m -----				
Tipe gravitasi	-----				

**Gambar 2.14** Tinggi Pemakaian Kepala Jembatan Untuk Berbagai Bentuk

(Sumber : Suyono & Nakazawa, 2000: 303)

#### 2.4.2 Kriteria Struktural dan Perencanaan Bentuk *Abutment*

Pada perencanaan *abutment*, hal pertama yang harus dilakukan adalah menentukan dimensi *abutment*. Penentuan dimensi *abutment* yang didasarkan pada Perencanaan Jembatan oleh Direktorat Jembatan dan Direktorat Jendral Bina Marga, maka dimensi *abutment* yang dapat digunakan yaitu seperti pada gambar **Gambar 2.11** di bawah ini.



**Gambar 2.15** Perencanaan Dimensi pada *Abutment*

(Sumber: Supriadi & Muntohar. 2007: 122)

### 2.4.3 Pilar Jembatan (*Pier*)

Menurut (SNI 2451:2008) pilar jembatan atau pier merupakan suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas pondasi tiang-tiang yang letaknya berada di tengah sungai atau yang lain dan memiliki fungsi sebagai pemikul beban antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan atas jembatan.

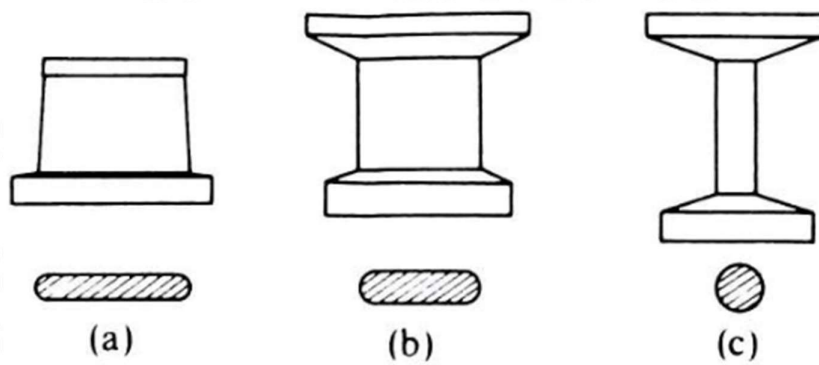
Pilar-pilar dapat berupa susunan rangka pendukung (*trestle*), yaitu topi beton bertulang yang bertindak sebagai balok melintang (*cross beam*) dengan kepala tiang tertanam pada topi, atau susunan kolom, yang menggunakan sistem beton kopel (*pile cap*) yang terpisah, sistem balok dan kolom melintang terpisah.

Bentuk struktur pilar jembatan bervariasi sesuai dengan letak penempatan pilar tersebut, dengan kata lain struktur tersebut tidak boleh menghambat aliran air pada waktu banjir, misalnya untuk pilar yang di bangun di sungai. Untuk pilar sebaiknya dipilih penampang berbentuk bulat telur yang selangsiung mungkin.

Bentuk bulat telur ini harus lebih tipis dari penampang lingkaran sehingga pengurangan luas penampang sungai cukup kecil dan juga masalah terhambatnya aliran air dapat diabaikan. Hal yang perlu diperhatikan bila tebal pilar telah ditentukan adalah pengurangan luas penampang sungai. Pengurangan luas sungai diberikan dalam persamaan berikut ini, tetapi kriteria umum menurut peraturan teknis jepang, harga tertinggi adalah 5%

$$\text{Pengurangan } L_{\text{Penampang Sungai}} = \frac{\text{Jumlah tebal pilar}}{\text{Lebar sungai total}} \times 100\% \dots \dots \dots (2.6)$$

Bila dipakai bentuk penampang bulat telur pada jembatan yang akan dibangun pada tikungan sungai, pertemuan dua sungai atau bila arah aliran pada saat air banjir berbeda dengan saat air rendah maka penentuan sumbu bulat telur tersebut menjadi sulit. Dalam hal ini sebaiknya dipilih bentuk penampang lingkaran. Dengan demikian pilar yang dibangun di sungai akan berbentuk seperti **Gambar 2.12**.



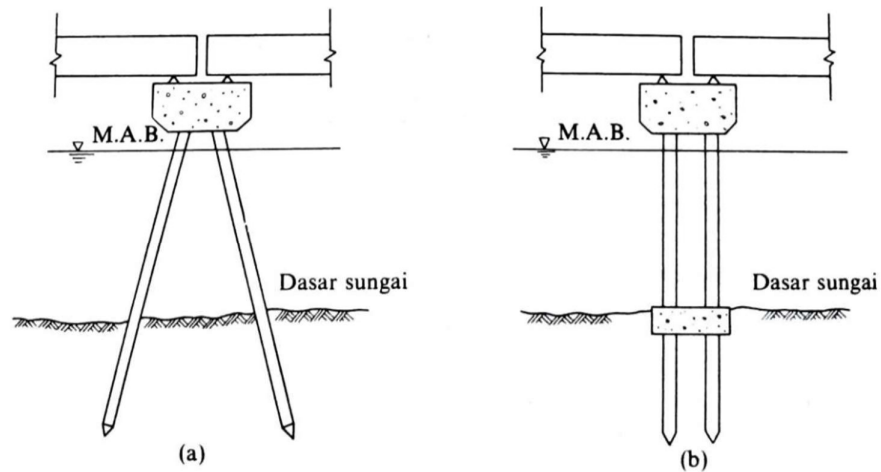
**Gambar 2.16** Bentuk umum pilar jembatan yang dibangun di sungai

(Sumber: Nakazawa, 1994: 304)

Yang perlu diperhatikan, ada suatu keadaan tiang seperti yang terlihat pada **Gambar 2.13** yang tidak diperkenankan di Jepang, Karena berbagai alasan sebagai berikut:

- 1) Karena pergerakan air menimbulkan aliran turbulen dan arah aliran tidak menentu, penggerusan yang tidak normal cenderung akan terjadi di sekitar pilar pada saat banjir.
- 2) Benda-benda hanyut seperti kayu terapung atau sampah akan tersangkut di sekitar pilar sehingga mengurangi luas penampang sungai dan pada saat yang sama akan menimbulkan pengaruh yang tidak diinginkan bagi kestabilan pilar.





**Gambar 2.17** Tiang yang Dilarang di Jepang

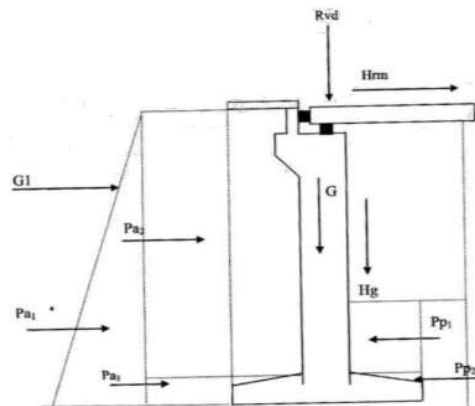
(Sumber: Nakazawa, 1994:304)

Untuk pilar yang dipasang diatas tanah, dalam banyak hal dipilih bentuk rangka yang kaku atau pilar tipe kolom karena demikian akan diperoleh pandangan yang lebih jelas melalui pilar atau ruangan bawah jembatan dapat dimanfaatkan sehingga cukup ekonomis. Untuk pilar tipe rangka kaku maka struktur beton bertulang, struktur baja, atau struktur beton dapat dipertimbangkan pemakaiannya, tetapi mengingat pemeliharaannya maka struktur beton lebih menguntungkan.

#### 2.4.4 Gaya Luar yang Bekerja pada Abutment dan Pilar Jembatan

##### a) Kepala Jembatan (*abutment*)

Pada perencanaan *abutment* jembatan, perlu dilakukan perhitungan gaya-gaya dan beban yang bekerja pada *abutment* tersebut. Pada **Gambar 2.14** merupakan penjelasan mengenai perletakan gaya-gaya yang bekerja pada *abutment*.



**Gambar 2.18** Gaya yang bekerja pada *Abutment*

(Sumber: Supriadi & Muntohar, 2007:58)

Keterangan

$Pa_1, Pa_2, Pa_3$  = gaya tekan aktif tanah pada bagian belakang *abutment*

$Pp_1, Pp_2$  = gaya tekan pasif tanah pada bagian depan *abutment*

$G$  = berat sendiri *abutment*

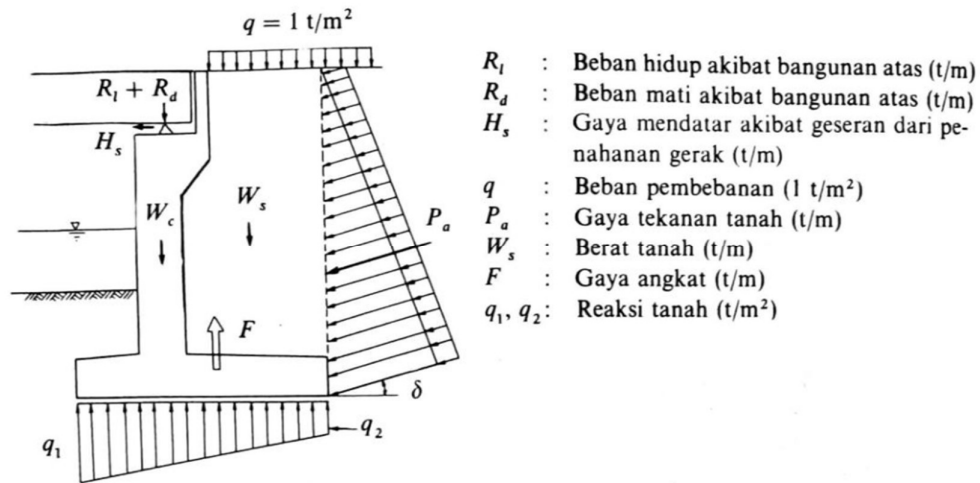
$G_1$  = gaya gempa akibat struktur atas

$H_g$  = gaya gesek akibat tumpuan bergerak

$H_{rm}$  = gaya akibat rem

$R_{vd}$  = gaya tekan akibat beban dari atas

Gaya keluar yang bekerja pada kepala jembatan umumnya tidak akan menimbulkan persoalan bila hanya gaya-gaya seperti pada Gambar 2.19 saja yang dipertimbangkan. Disamping itu, di daerah dimana gempa harus diperhitungkan yaitu pada gaya inersia akibat gempa, dan gaya sentrifugal atau beban kejut. Melihat dari kenyataan dalam merencanakan kepala jembatan (*abutment*) dengan bentuk umum seperti yang disebutkan diatas, perhitungannya dibuay untuk pias selebar 1 meter sehingga gaya luar yang bekerja dinyatakan dalam satuan ton/meter.



**Gambar 2.19** Gaya luar yang bekerja pada *abutment*

(Sumber : Suyono & Nakazawa, 2000:308)

Adapun gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* seperti pada gambar diatas dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya adalah sebagai berikut:

- **Gaya horizontal akibat gesekan tumpuan bergerak (Hg)**

$$\text{Koefisien gesek} = 0,25 \text{ (PPPJJR 1987 pasal 2.6.2)} \dots\dots\dots(2.7)$$

$$H_{\text{gesekan}} = \text{koefisien gesekan} \times R_{vd} \dots\dots\dots(2.8)$$

$$R_{vd} = \frac{p \text{ total}}{2} \text{ (ton)} \dots\dots\dots(2.9)$$

- **Gaya gempa akibat struktur atas**

$$G1 = K \times R_{vd}$$

$$K = \text{Ketetapan (0,07)}$$

- **Gaya horizontal tanah**

- a. **Beban Tekanan Tanah**

Untuk menghitung koefisien tanah nominal perlu mengetahui sifat-sifat tanah. Dari hasil pengukuran dan pengujian tanah didapat sifat-sifat tanah yaitu kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam, dan lain-lainya. Dalam kondisi normal, tekanan tanah belakang dan depan *abutment* dapat dihitung dengan persamaan berikut:

1. **Tekanan Tanah Aktif**

Beban bekerja pada ketinggian  $2/3H$

$$K_a = [\tan(45 - \frac{\phi}{2})]^2 \text{ atau } K_a = \text{tg}^2 \times (45 - \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots (2.6)$$

$$P_{a1} = K_a \times q \times h_1 \times L \dots \dots \dots (2.7)$$

$$P_{a2} = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_a \times L \dots \dots \dots (2.8)$$

Keterangan;

$K_a$  = Koefisien dari tekanan tanah aktif

$\Phi$  = nilai sudut geser dalam

$P_a$  = tekanan tanah aktif (ton)

$\gamma$  = berat jenis tanah urug (ton/m<sup>3</sup>)

$L$  = panjang melintang pada *abutment* (m)

$H$  = tinggi pada *abutment* (m)

(Sumber: Hardiyatmo. 2014;451)

## 2. Tekanan Tanah Pasif

Beban bekerja pada ketinggian 2/3H

$$K_p = [\tan(45 + \frac{\phi}{2})]^2 \text{ atau } K_p = \text{tg}^2 \times (45 + \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots (2.9)$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_p \times L \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan;

$K_p$  = koefisien dari tekanan tanah pasif

$P_p$  = tekanan tanah pasif (ton)

(Sumber: Hardiyatmo. 2014;456)

## 3. Tekanan Tanah Akibat Beban Lalu Lintas

Beban bekerja pada ketinggian 2/3 H

$$P_q = Q \times K_a \times H \times L \dots \dots \dots (2.11)$$

Keterangan:

$P_q$  = tekanan tanah akibat beban lalu lintas (ton/m)

$Q$  = beban lalu lintas (ton/m)

(Sumber: Hardiyatmo. 2014;456)

### • Stabilitas *abutment*

- Syarat aman terhadap geser

$$SF =$$

$$\frac{\sum v \cdot \tan \frac{2}{3} \phi + c \cdot A}{\sum H} \dots \dots \dots (2.12)$$

Faktor Keamanan (SF/FK) : Kondisi normal  $FK \geq 1,5$

- Syarat aman terhadap guling

$$SF = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma My} \dots \dots \dots (2.13)$$

Faktor Keamanan (SF/FK) : Kondisi normal  $FK \geq 1,5$

- Syarat terhadap eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Mx - \Sigma My}{\Sigma Mv} < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (2.13)$$

- Syarat stabilitas daya dukung tanah dasar

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{B.L} - \left(1 \pm \frac{6.e}{B}\right) \dots \dots \dots (2.14)$$

Keterangan :

c : Kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

Df : Kedalaman pondasi (m)

$\gamma$  : Berat volume tanah (kN/m<sup>3</sup>)

B : Lebar pondasi (m)

Qult : Daya dukung ultimit tanah pondasi

FK/FS : Faktor keamanan dan harga FS = 3

**Tabel 2.12** Nilai- nilai Faktor daya dukung terzaghi

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

(Sumber : Hardiyatmo H.C, 2014: 121)

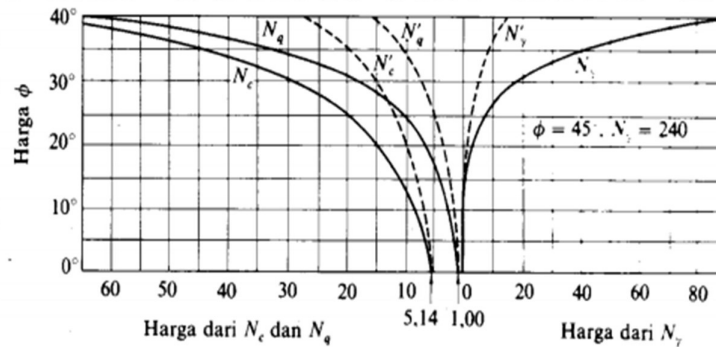
Nilai-nilai porositas, angka pori dan berat volume pada keadaan tanah aslidari berbagai jenis tanah yang disarankan oleh Terzaghi (1947) pada **Tabel 2.11**.

**Tabel 2. 13** Nilai  $n$ ,  $e$ ,  $w$ ,  $\gamma_d$  dan  $\gamma_b$  untuk tanah asli

Macam Tanah	N (%)	$e$	W (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organik	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat organik	75	3,00	110	-	14,3

(Sumber : Hardiyatmo H.C, 2002:7)

Nilai-nilai dari  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , dalam bentuk grafik yang diberikan Terzaghi dapat dilihat pada **Gambar 2.16**.



**Gambar 2. 20** Koefisien Kapasitas Daya Dukung

(Sumber : Suyono & Nakazawa, 2000: 32)

Nilai-nilai berat jenis tanah sesuai dengan macam-macam tanah yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.14** sebagai berikut.

**Tabel 2.14** Berat Jenis Tanah (*specific gravity*)

Macam Tanah	Berat jenis (Gs)
Kerikil	2,65 – 2,68
Pasir	2,65 – 2,68
Lanau anorganik	2,62 – 2,68
Lempung organik	2,58 – 2,65

Lempung anorganik	2,68 - 2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25 - 1,80

(Sumber : Hardiyatmo H.C, 2002:5)

- **Penulangan *abutment***

Batas-batas penulangan pada *abutment* menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur seperti berikut ini:

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (2.15)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots (2.16)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.17)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \dots \dots \dots (2.18)$$

$$Mn = \frac{Mn}{\phi} \dots \dots \dots (2.19)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.20)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y} \right)} \right\} \dots \dots \dots (2.21)$$

Luas tulangan:  $A_s = \rho_{min} \times b \times d$

Tulangan bagi:  $A_s = 20\% \times A_{Spokok}$

- Kontrol tulangan geser

$$V_c = \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \times b \times d \dots \dots \dots (2.22)$$

$$\phi \times V_c < V_u < 3 \times \phi \times V_c \dots \dots \dots (2.23)$$

$$V_{Sperlu} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \dots \dots \dots (2.24)$$

$$AV = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \dots \dots \dots (2.25)$$

$$S = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{s} \dots \dots \dots (2.26)$$

- Jarak Senggang maksimum tulang geser

$$S_{max} = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (2.27)$$







$$V_{Sada} = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{s} \dots \dots \dots (2.28)$$

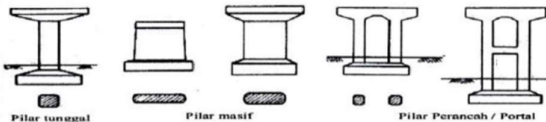
$V_{Sada} > V_{Sperlu}$  (Aman)

(Sumber: Fajar santoso, 2009;15-16)

### b. Pilar Jembatan

Bagian bawah sebuah struktur jembatan merupakan pilar yang terletak di antara kedua *abutment* yang dimana pilar sendiri menentukan kuat tidaknya suatu struktur jembatan menahan beban yang berada di atasnya. Penggunaan pilar biasanya pada jembatan yang bentangnya panjang. Pilar bisa terbuat dari beton, batu atau material lainnya. Material tersebut disesuaikan kebutuhan jembatan, ketersediaan bahan serta lingkungan. Bagian-bagian dari struktur ini berupa kepala, pilar dan lainnya. Bentuk dari dinding pilar bisa berupa masif atau solid, kotak atau cellular, bisa terdiri dari kolom-kolom atau satu kolom saja. Pada **Gambar 2.117** dibawah ini merupakan pembagian pilar.

JENIS PILAR	TINGGI TIPIKAL (m)			
	0	10	20	30
<b>PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA</b> Dua basis tiang adalah umumnya minimal 				
<b>PILAR KOLOM TUNGGAL</b> Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. 	5	15		
<b>PILAR TEMBOK</b> Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan geseran lokal. 	5		25	
<b>PILAR PORTAL BATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUKI)</b> Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus. 	5	15		
<b>PILAR PORTAL DUA TINGKAT</b> 			15	25
<b>PILAR TEMBOK - PENAMPANG I</b> Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat. 				25

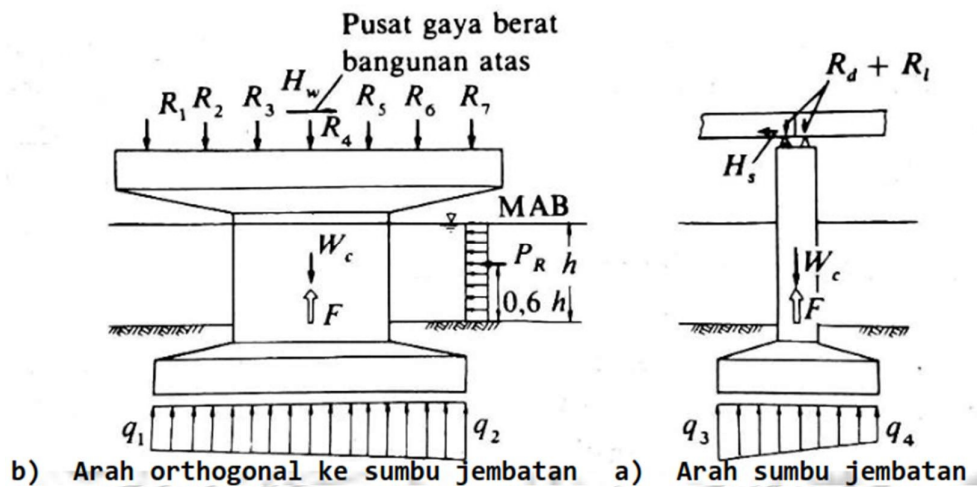
  


**Gambar 2.21** Jenis-Jenis Pilar

(Sumber: Nakazawa, 1994: 305)

Untuk gaya luar yang bekerja pada pilar, berbeda dengan gaya yang bekerja pada *abutment*, maka gaya searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan perlu diperhitungkan. Gaya luar umumnya seperti terlihat pada **Gambar 2.18**.



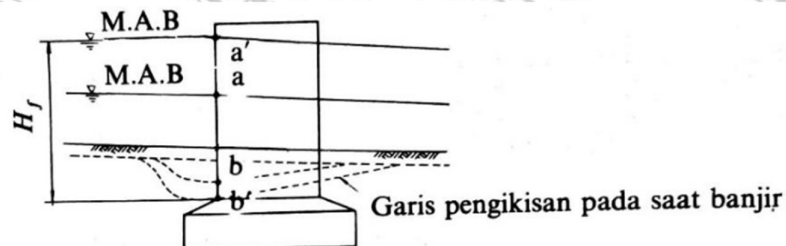


**Gambar 2.22** Gaya Luar yang Bekerja pada pilar jembatan

(Sumber: Nakazawa, 1994: 308)

Keterangan:

- a)  $R_1-R_7$  = Reaksi balok utama (beban hidup dan beban mati) (ton)  
 $H_w$  = Beban angin yang bekerja pada bangunan atas (titik kerja pada pusat gaya berat bangunan atas) (ton)  
 $W_c$  = Berat mati pilar (t)  
 $P_R$  = Tekanan air yang mengalir (ton)  
 $F$  = Gaya angkat keatas (ton)  
 $q_1, q_2$  = Reaksi tanah ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )
- b)  $R_d$  = Beban mati akibat kerja bangunan atas (ton)  
 $R_l$  = Beban hidup akibat kerja bangunan atas (ton)  
 $H_s$  = Gaya mendatar akibat penahan gesar (ton)  
 $q_3, q_4$  = Reaksi tanah ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )



**Gambar 2.23** Pengamatan Saat Banjir

(Sumber: Nakazawa, 1994: 308)

Lebih lanjut, tekanan arus air pada saat banjir didapat dengan persamaan berikut ini. (perhatikan **Gambar 2.24**)

$$P_R = K \times V^2 f \left( \frac{B'a + B'b}{2} \times H_f \right)$$

Keterangan:

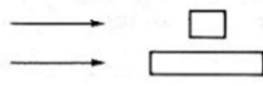
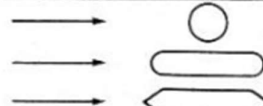
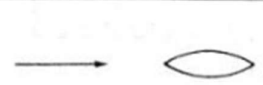
K = Faktor yang tergantung kepada bentuk pilar seperti Gambar 2.

Vf = Kecepatan aliran terbesar waktu banjir (m/detik)

B'a = Lebar bangunan pada titik a' (m)

B'b = Lebar bangunan pada titik b' (m)

Hf = Kedalaman air banjir rencana dengan mempertimbangkan penggerusan (m)

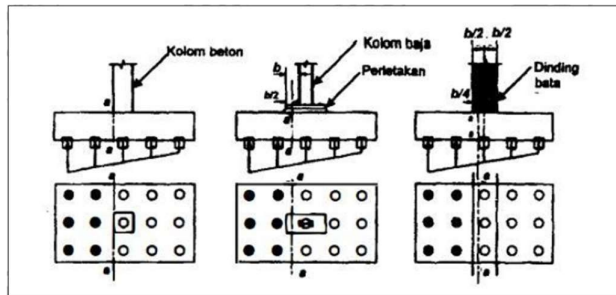
Bentuk bagian ujung pilar searah dengan aliran air	Konstanta
	0,07
	0,04
	0,02

**Gambar 2.24** Konstanta Untuk Berbagai Bentuk Pilar

(Sumber: Nakazawa, 1994: 309)

## 2.5 Pile Cap

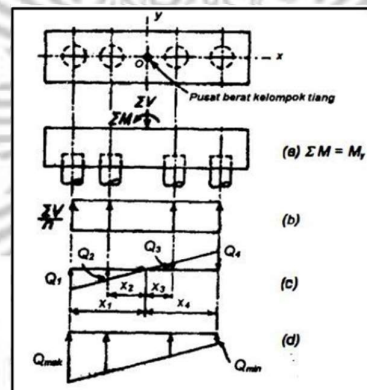
Menurut Bowles (1991), pile cap diperlukan untuk menyalurkan beban vertical, horizontal dan momen ke setiap tiang dalam satu kelompok tiang pancang. Dalam mendesain pile cap perlu diperhatikan pengaturan tiang dalam satu kelompok. Berikut ini merupakan kriteria perancangan pile cap seperti pada **Gambar 2.21**.



**Gambar 2.25** Kriteria Perancangan Pile Cap (Teng, 1962)

(Sumber: Hardiyatmo, 2008: 195)

Analisa tahanan momen kelompok tiang ditunjukkan pada **Gambar 2.21** seluruh beban vertical  $V$  akan melewati titik berat keempat tiang jika tidak ada momen, dan beban pada setiap tiang akan sama. **Gambar 2.22** jika beban kerja hanya momen  $M$ , beban yang harus dipikul oleh setiap tiang adalah seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.22**. Jika beban vertical eksentrik  $V$  adalah  $e$  disebelah kiri pusat gravitasi tiang, beban pada tiang yang sama juga akan tercapai.



**Gambar 2.26** Hitungan Reaksi Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2008:195)

### 2.5.1 Dimensi Pile Cap

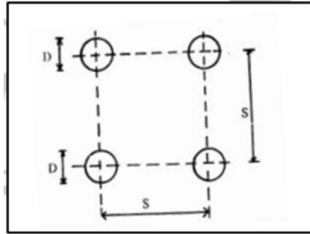
Jumlah tiang dan jarak antar tiang mempengaruhi dimensi pile cap. Jarak antar tiang dalam kelompok tiang menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. seperti pada **Gambar 2.23** disyaratkan sebagai berikut:

$$S \geq 2,5 - 3,0 D$$

Keterangan :

$S$  = Jarak masing-masing tiang kelompok (m)

D = Diameter tiang (m)



**Gambar 2.27** Jarak antar Tiang dalam Kelompok

(Sumber: Sardjono, 1996: 56)

### 2.5.2 Tinjauan Pile Cap Terhadap Geser

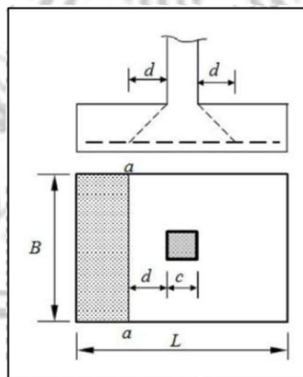
Perilaku geser pile cap mirip dengan balok dan pelat. Geser satu arah (*one-way shear*) dan geser dua arah (*punching shear*) adalah dua keadaan geser yang harus di pertimbangkan saat merencanakan pile cap.

#### 1) Geser Satu Arah (*One Way Shear*)

Penampang kritis terhadap geser pada pelat pondasi terletak sejarak  $d$  dari muka reaksi terpusat dan terletak pada bidang melintang pada seluruh lebar pelat seperti **Gambar 2.28**. Jika geser lentur yang bekerja maka kekuatan yang disumbangkan beton adalah sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

Gaya geser nominal penampang sejarak  $d$  dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton.



**Gambar 2.28** Geser Satu Arah (*One Way Shear*)

(Sumber: Pamungkas, 2013:26)

## 2) Geser Dua Arah (*Puching Shear*)

Tegangan Tarik diagonal yang disebabkan oleh beban kolom yang dipindahkan ke pondasi mengakibatkan keruntuhan geser dua arah seperti **Gambar 2.25**. Tiga persamaan berikut digunakan untuk menghitung nilai geser beton ( $V_c$ ), yang beroperasi di kedua arah:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

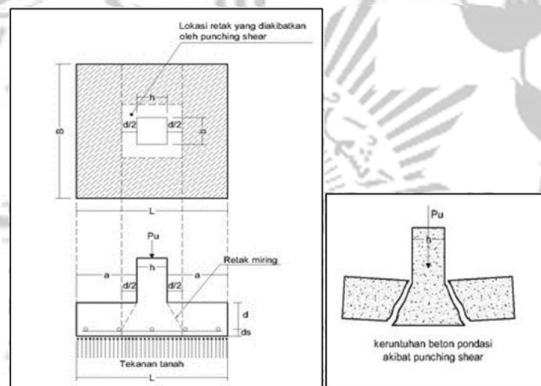
$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha S \times d}{b_0}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

$$V_c = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d$$

Dengan:

$\lambda = 0,75$  (untuk beton ringan)

$= 1,0$  (untuk beton normal)



**Gambar 2.29** Geser Dua Arah (*Puching Shear*)

(Sumber: Pamungkas, 2013:28)

### 2.5.3 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tipe ini dipilih apabila lapisan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam, sehingga akan sukar mengaplikasikan pondasi dengan tipe yang lain. Pondasi tiang dapat direncanakan dengan menggunakan bahan beton bertulang, yakni beton *precast* (tiang pancang). Pondasi tiang ditinjau dari perhitungan daya dukung dibagi menjadi (dua) tipe, yaitu:

- 1) *Friction pile*, bila beban pondasi tiang ditahan oleh daya lekat (*friction*) antara tiang dengan tanah.
- 2) *End bearing pile* atau *point bearing pile*, bila beban pondasi tiang ditahan

oleh perlawanan tanah diujung tiang.

Pondasi tiang termasuk jenis pondasi dalam. Terdapat bermacam jenis pondasi tiang, antara lain tiang pancang dan tiang bor. Bagian ini membahas tinjauan yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi tiang. Berikut ini adalah langkah-langkah yang harus dilakukan:

- 1) Menentukan daya dukung vertikal tiang.
- 2) Menentukan jumlah kebutuhan tiang.
- 3) Mengontrol efisiensi dalam kelompok tiang.
- 4) Menentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang.
- 5) Menentukan daya dukung horizontal tiang.
- 6) Mengontrol defleksi yang terjadi akibat gaya horizontal dengan syarat maksimum defleksi yang diijinkan.
- 7) Menentukan *settlement* atau penurunan

#### **2.5.4 Daya Dukung Ijin Kelompok Tiang**

Dalam perencanaan maupun saat penerapan pelaksanaan penggunaan pondasi tiang di lapangan tidak menggunakan satu buah tiang saja, pondasi tiang akan terdiri dari beberapa tainga atau bisa di sebut juga kelompok tiang. Pondasi yang dipancang dengan posisi berdekatan satu sama lain, maka kondisi seperti ini yang dinamakan kelompok tiang, maka dari itu perlu didapati pada daya dukung kelompok tiang ialah sama dengan daya dukung per tiangnya dikalikan dengan jumlah tiang.

Apabila banyak tiang yang dipancang berdekatan satu sama lain, sehingga merupakan kelompok tiang, maka perlu diketahui apakah daya dukung kelompok sama dengan daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang.

Jika kelompok tiang terdiri dari *point bearing pile* maka daya dukung kelompok sama dengan daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang. Jika kelompok tiang terdiri dari *friction pile* maka daya dukung kelompok lebih kecil daripada daya dukung per tiang dikalikan jumlah tiang.

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan



material itu sendiri.

1) Daya dukung izin tekan

Penguraian atau analisa daya dukung izin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan rumusan sebagai berikut:

a) Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.29)$$

Keterangan

$P_a$  = Daya dukung izin tekan tiang (ton)

$q_c$  = Tahanan ujung konus sondir (20 N untuk silt/clay, 40 N sand )

$A_p$  = Luas penampang tiang

$T_f$  = Total friksi/jumlah hambatan pelekot

$A_{st}$  = Keliling penampang tiang

FK1, FK2 = Faktor keamanan 3 dan 5

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 42)

b) Berdasarkan data N SPT (Mayerhof)

$$P_a = \frac{q_c + A_p}{FK1} + \frac{\sum L_i f_i \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.30)$$

Keterangan:

$P_a$  = Daya dukung ijin tekan tiang

$q_c$  = 20 N untuk *silt/clay*

= 40 N untuk *sand*

$A_p$  = Luas penampang tiang

$L_i$  = Panjang segmen tiang yang ditinjau

= Gaya geser pada selimut segmen tiang

$f_i$  = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk silt/clay

= N/5 maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk sand

FK1, FK2 = Faktor keamanan, 3 dan 5

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 43)

**2) Daya dukung ijin tarik**

Analisa daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan rumus sebagai berikut:

- a) Data sondir (Guy Sangrelat, Meyerhof)

$$P_{ta} = \frac{(Tf \times Ast) \times 0,70}{FK2} + Wp \dots \dots \dots (2.31)$$

- b) Data N SPT (Meyerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\Sigma Lfi \times Ast) \times 0,70}{FK2} + Wp \dots \dots \dots (2.32)$$

Keterangan:

$P_{ta}$  = Daya dukung ijin tekan tiang

$Wp$  = Berat Pondasi

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 50-51)

### 2.5.5 Kebutuhan Jumlah Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada satu 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.

$$np = \frac{p}{p_{all}} \dots \dots \dots (33)$$

Keterangan:

$Np$  = Jumlah Tiang

$P$  = Gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = Daya dukung ijin tiang

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 54)

### 2.5.6 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang baru dijelaskan pada point “Stabilitas Kepala Jembatan (*Abutment*)” masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi. Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah:



$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots\dots\dots(2.34)$$

Daya dukung vertikal kelompok =  $E_g$  x jumlah pile x daya dukung ijin tiang

Keterangan:

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = Arc tg (D/s) (°)

D = Ukuran penampang tiang

s = Jarak antar tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tiang dalam 1 baris

Syarat: Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari pada gaya aksial yang terjadi

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 55)

### 2.5.7 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

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.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n \times \Sigma Y^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n \times \Sigma X^2} \dots\dots\dots(2.35)$$

Keterangan:

$P_{maks}$  = Beban maksimum tiang

$P_u$  = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

$M_x$  = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

$X_{\max}$  = Jarak tiang arah sumbu x terjauh

$Y_{\max}$  = Jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\Sigma X^2$  = Jumlah kuadrat X

$\Sigma Y^2$  = Jumlah kuadrat Y

$N_x$  = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

$N_y$  = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

$n_p$  = Jumlah tiang

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013;57)

Catatan:

- Apabila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapatkan gaya tekan.
- Apabila P maksimum yang terjadi bernilai negative, maka *pile* mendapatkan gaya tarik

Berdasarkan hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada.

## 2.6 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang pancang kelompok adalah jumlah dari penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*elastic settlement*) atau (*immediate settlement*)  $S_i$  dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*)  $S_c$ . Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S_t = S_i + S_c$$

### 2.6.1 Penurunan Segera (*elastic settlement* atau *immediate settlement*)

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan 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*)  $S_c$ . Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut

$$S = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.36)$$

Keterangan:

- S = Penurunan total (m)  
 $S_i$  = Immediate settlement (m)  
 $S_c$  = Consolidation settlement (m)

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 79

1) Penurunan segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Hal itu dirumuskan sebagai berikut:

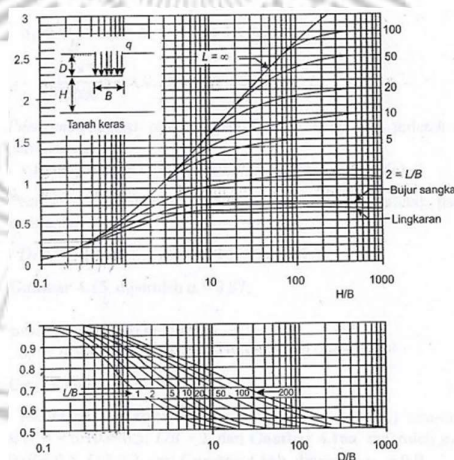
$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \dots \dots \dots (2.37)$$

Keterangan:

- $S_i$  = Penurunan segera (m)  
 $q$  = Tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )  
 $B$  = Lebar kelompok tiang (m)  
 $E$  = Modulus elastis tanah ( $\text{kN/m}^2$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.13  
 $\mu_1$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas  $H$   
 $\mu_0$  = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 79

(Untuk menentukan nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$  didapat dari Gambar 2.26)



**Gambar 2. 30** Grafik Untuk Menentukan Nilai  $\mu_1$  dan  $\mu_0$ ,

(Sumber: Hary Cristady Hardiyatmo, 2011: 130)

**Tabel 2. 15** Modulus Elastis Tanah (Es)

Jenis Tanah	Ex (kN/m)
<b>Lempung</b>	
Sangat Lunak	300-3000
Lunak	2000-4000
Sedang	4500-9000
Keras	7000-20000
Berpasir	30000-42500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5000-20000
Tidak Padat	10000-25000
Padat	50000-100000
<b>Pasir dan Kerikil</b>	
Padat	80000-200000
Tidak Padat	50000-140000
<b>Lanau</b>	2000-20000
<b>Loose</b>	15000-60000
<b>Serpih</b>	1400000-1400000

(Sumber: Hary Cristady Hardiyatmo, 2011: 148)

## 2) Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak di bawah muka air tanah. Penurunan yang terjadi memerlukan waktu, yang harusnya tergantung pada kondisi lapisan tanah.

Penurunan akibat konsolidasi dinyatakan dalam persamaan:

$$S_c = \frac{H}{1+e} \times C_c \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots\dots\dots(2.38)$$

Keterangan:

$S_c$  = Penurunan Konsolidasi (m)

$H$  = Tebal lapisan tanah (m)

$C_c$  = Indeks pemampatan

$e$  = Angka pori tanah

$P_o$  = Tekanan efektif awal atau sebelum beban bekerja (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta p$  = Tambahan tegangan akibat beban pondasi (kN/m<sup>2</sup>)

(Sumber: Anugerah Pamungkas, 2013: 81)

### 2.6.2 Penurunan Ijin

Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya.

Penurunan izin  $< 15 \text{ cm} + b/600$  (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman.

Beda penurunan (differential settlement) yang diperkirakan akan terjadi harus ditentukan secara saksama dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap bangunan gedung tinggi di atasnya harus dicek untuk menjamin bahwa beda penurunan tersebut masih memenuhi kriteria kekuatan dan kemampulayanan sebesar 1/300. (SNI 8460-2017: 178)

