

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Pengertian Pondasi

Dalam sistem rekayasa struktur, pondasi berperan sebagai media transfer beban yang mentransmisikan gaya dari bangunan atas beserta beratnya sendiri ke tanah dan formasi batuan penyangga. (Bowles, 1997:1). Struktur pondasi pada konstruksi umumnya dibagi menjadi dua klasifikasi utama berdasarkan kedalaman penanaman, yakni pondasi dangkal untuk beban ringan dan pondasi dalam untuk beban berat. Pada umumnya pondasi dangkal memiliki kedalaman  $D/B \leq 1$ . Sedangkan, pondasi dalam memiliki kedalaman  $D/B \geq 4$  (Bowles, 1997:3).

#### 2.2 Tanah

Dalam dunia konstruksi, tanah memiliki multi-fungsi yaitu: (1) sebagai dasar penopang struktur bangunan, (2) sebagai material pembentuk konstruksi itu sendiri (misalnya pada pembangunan tanggul), serta (3) sebagai penyebab gaya eksternal pada bangunan seperti tekanan tanah pada struktur penahan. (Nakazawa, 2000:1). Dapat disimpulkan bahwa tanah selalu menjadi elemen fundamental dalam setiap pekerjaan konstruksi bidang teknik sipil.

Hardjowigeno (1992:36) menjelaskan karakteristik tekstur tanah menggambarkan tingkat kekasaran partikel tanah yang ditentukan oleh komposisi relatif antara partikel liat, pasir, dan debu. Dalam klasifikasi tanah, terdapat 12 kategori tekstural yang dibedakan berdasarkan proporsi ketiga komponen tersebut

Tabel 2.1 Klasifikasi tanah

No	Klasifikasi Tanah	(% fraksi tanah)		
		Pasir	Debu	Liat
1	Pasir ( <i>Sandy</i> )	85	15	10
2	Pasir Berlempung	70-90	30	15
3	Lempung Berpasir ( <i>Sandy Loam</i> )	40-87,5	50	20
4	Lempung ( <i>Loam</i> )	22,5-52,5	30-50	10-30
5	Lempung Liat Berpasir ( <i>Sandy Clay Loam</i> )	45-80	30	20-37,5
6	Lempung Liat Berdebu ( <i>Sandy Silt Loam</i> )	20	40-70	27,5-40

7	Lempung Berliat ( <i>Clay Loam</i> )	20-45	15-52,5	27,5-40
8	Lempung Berdebu ( <i>Silty Loam</i> )	47,5	50-87,5	27,5
9	Debu ( <i>Silt</i> )	20	80	12,5
10	Liat Berpasir ( <i>Sandy Clay</i> )	45-62,5	20	37,5-57,5
11	Liat Berdebu ( <i>Silty Clay</i> )	20	40-60	40-60
12	Liat ( <i>Clay</i> )	45	40	40

Sumber : Hardjowigeno. 1992. Hal: 38

### 2.3 Uji SPT (*Standard Penetration Test*) untuk Analisis Karakteristik Tanah di Lapangan

Hardiyatmo (1996:47) menerangkan bahwa pengujian penetrasi standar (SPT/*Standard Penetration Test*) diterapkan terutama pada tanah granuler karena kesulitan dalam memperoleh sampel tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*). Metode ini memungkinkan penentuan karakteristik tanah melalui pengukuran langsung kerapatan relatif di lapangan, yang menjadi parameter penting untuk mengevaluasi kepadatan tanah.

Dalam studi klasiknya, Terzaghi dan Peck (1948) menetapkan hubungan kuantitatif antara hasil pengujian penetrasi standar (*N-value*) dengan indeks kerapatan relatif ( $D_r$ ) yang berlaku untuk tanah pasir.

Tabel 2.2 Korelasi antara nilai penetrasi standar (*N*) dengan indeks kerapatan relatif ( $D_r$ ) pada material tanah berbutir kasar

Nilai <i>N</i>	Kerapatan relatif ( $D_r$ )
< 4	Sangat tidak padat
4-10	Tidak padat
10-30	Kepadatan sedang
30-50	Padat
> 50	Sangat padat

Sumber : Hardiyatmo. 1996. Hal 48

## 2.4 Pengujian Laboratorium

Menurut Hardiyatmo (1996:54) pengujian yang dilakukan di laboratorium untuk perencanaan desain pondasi, adalah:

1. Metode Observasi Langsung  
Pengujian ini melibatkan analisis sampel tanah baik yang terganggu (*disturbed*) maupun tak terganggu (*undisturbed*) untuk mengidentifikasi karakteristik visual (warna) dan olfaktori (bau).
2. Kandungan air  
Sampel tanah yang tetap mempertahankan struktur aslinya (*undisturbed*) dibawa dari lapangan kemudian diperiksa kadar airnya di laboratorium.
3. Analisis butiran  
Uji laboratorium untuk mengetahui sebaran ukuran butir penyusun tanah dilaksanakan sebagai tahap awal dalam proses klasifikasi material tanah.
4. Batas plastis dan batas cair.  
Pemeriksaan terhadap sampel tanah kohesif dilakukan untuk dua tujuan utama: sebagai dasar klasifikasi tanah dan untuk memprediksi sifat-sifat teknik tanah yang relevan.
5. Triaksial  
Pengujian triaksial untuk keperluan desain pondasi secara khusus dilakukan pada jenis tanah lanau, lempung, serta material batuan dengan kekuatan rendah.
6. Uji Tekan Bebas (*Unconfined Compression Test*)  
Pengujian laboratorium ini bertujuan mengevaluasi parameter kuat geser undrained ( $c_u$ ) pada material lempung jenuh homogen berbutir halus, sebagai input krusial dalam analisis kapasitas dukung pondasi.
7. Uji Konsolidasi  
Eksperimen laboratorium ini secara khusus diaplikasikan pada material tanah kohesif berbutir halus (lempung dan lanau) untuk mengukur besarnya penurunan konsolidasi dan laju deformasi terhadap waktu.

## 8. Permeabilitas

Metode pengujian ini memiliki keterbatasan aplikasi khusus untuk material tanah kohesif bertekstur halus (lanau dan lempung), dengan parameter hasil percobaan yang dipakai untuk menganalisis besaran deformasi konsolidasi dan kecepatan proses penurunan yang terjadi.

## 2.5 Pembebanan

### 2.5.1 Beban Mati (Beban Tetap)

Yang dimaksud dengan beban mati adalah total berat semua elemen konstruksi yang bersifat tetap dalam suatu bangunan mempertimbangkan dimensi struktural yang tertera pada gambar kerja serta kerapatan massa rata-rata bahan konstruksi yang digunakan.

Tabel 2.3 Pembebanan Jembatan

No.	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	1755
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	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras ( <i>hard wood</i> )	11,0	1125

Sumber : SNI-1725-2016 Hal 13

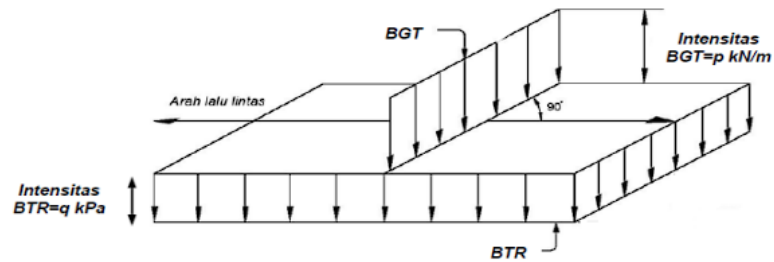
### 2.5.2 Beban Lalu Lintas (Beban Hidup)

Menurut ketentuan Standar Nasional Indonesia 1725-2016 mengenai Beban Standar untuk Jembatan, besaran beban lalu lintas ditentukan berdasarkan panjang total bentang yang menerima beban ( $L$ ) dengan ketentuan sebagai berikut:

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ Kpa/m}^2 \text{ (BTR)} \dots \dots \dots (2.1)$$

$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ Kpa/m}^2 \times (0,5+15/L) \text{ (BTR)} \dots \dots \dots (2.2)$

Beban merata dapat diaplikasikan secara segmental untuk memperoleh efek maksimal. Dalam konteks ini, nilai L merupakan akumulasi panjang dari seluruh segmen pembebanan. Sementara itu, beban lajur 'D' harus diposisikan secara vertikal terhadap alur lalu lintas sebagaimana diilustrasikan berikut:



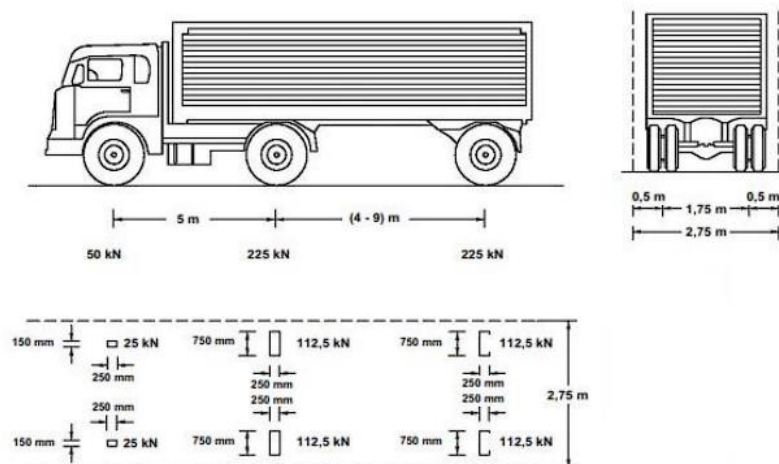
Gambar 2.1 Kedudukan Beban Gaya Lajur “D”

(Sumber : SNI-1725-2016)

Beban garis KEL (*Knife Edge Load*) dengan P (kN/m) dapat diaplikasikan secara fleksibel sepanjang bentang jembatan dengan orientasi tegak lurus terhadap sumbu lalu lintas. Untuk struktur jembatan menerus, penempatan beban ini harus seragam pada kedua bentang (dalam posisi lateral yang sama) guna memaksimalkan nilai momen lentur negatif yang terjadi.

1) Beban Truk “T”

Beban Truk ”T” ditunjukkan dalam gambar berikut ini:



Gambar 2.2 Beban Truk “T”

(Sumber : SNI-1725-2016)

Dalam desain pembebanan, tiap lajur lalu lintas hanya boleh menampung satu truk secara kontinu sepanjang struktur jembatan. Truk desain 'T' perlu diposisikan secara sentral dalam lajur. Jumlah maksimal lajur yang diperkenankan disajikan dalam tabel di bawah.

Tabel 2.4 Rancangan Jumlah Lajur Kendaraan Pada Ruas Jalan

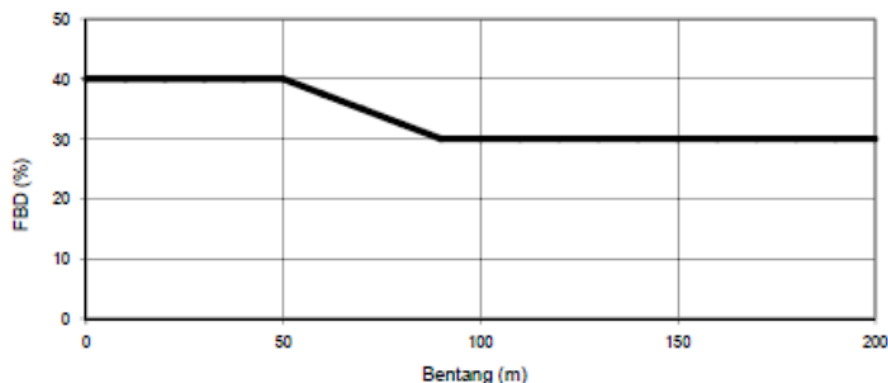
Tipe Jembatan (1)	Lebar Bersih Jembatan (2) (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10,000$	3
	$10,000 \leq w < 12,500$	4
	$12,500 \leq w < 15,250$	5
	$w \geq 15,250$	6
Dua Arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10,750$	3
	$11,000 \leq w \leq 13,500$	4
	$13,750 \leq w \leq 16,250$	5
	$w \geq 16,500$	6

Catatan (1) : Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.  
 Catatan (2) : Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.

Sumber : SNI-1725-2016 Hal 38

## 2) Faktor Beban Dinamik

Faktor Beban Dinamik (FBD) diaplikasikan pada beban Truk T, KEL, dan Lajur D untuk merepresentasikan efek dinamis akibat hentakan dan pergerakan kendaraan di atas struktur. Nilai FBD sebesar 0,3 digunakan untuk Truk T, sedangkan untuk KEL, besaran FBD mengikuti kurva yang disajikan pada Gambar 2.3 berdasarkan panjang bentang yang menerima beban.



Gambar 2.3 Faktor Beban Dinamik untuk “KEL” Lajur ”D”

(Sumber : SNI-1725-2016)

### 3) Beban Rem

Efek pengereman dan percepatan kendaraan perlu diperhitungkan sebagai gaya longitudinal. Gaya ini harus diaplikasikan secara seragam pada seluruh lajur yang dibebani, sesuai dengan konfigurasi lajur rencana dan dalam arah yang sama. Besar gaya rem yang digunakan merupakan nilai maksimum antara:

- 25% dari berat maksimum gandar pada truk terdesain,
- Beban sebesar 5% dari total berat truk terdesain dikombinasikan dengan beban terdistribusi merata tiap jalur (BTR).

### 4) Beban Pejalan Kaki

Distribusi beban hidup pejalan kaki di jembatan bergantung pada area pembebanan masing-masing komponen struktur. Khusus untuk komponen yang menanggung beban langsung seperti slab lantai dan gelagar utama, diperlukan perencanaan dengan intensitas beban pedestrian sebesar 5 kilopascal.

## 2.5.3 Beban Lingkungan

### 1) Beban Angin

Gaya akibat angin yang timbul berarah mendatar di dasar alas jembatan karena muatan bobot angin yang menghembus moda transportasi di atasnya dikalkulasikan menggunakan Persamaan (2.3):

$$EW = 0.0012 \times C_w \times A_v \times V_w^2 \dots \dots \dots (2.3)$$

Dimana :  $C_w = 1,20$  (Koefisien drag)

$A_v =$  Luas bidang kendaraan yang terkena angin ( $m^2$ )

$V_w = 30$  m/s (Kecepatan angin rencana (m/s))

### 2) Beban Temperatur

Untuk mengkuantifikasi efek termal terhadap tegangan dan lendutan struktur, diasumsikan perbedaan temperatur sebesar setengah dari rentang antara suhu tertinggi dan terendah rata-rata pada pelat lantai jembatan, dengan formulasi matematis seperti tertera pada persamaan (2.4):

$$TET = \alpha \times \Delta T \times k \times L/2 \times n \dots \dots \dots (2.4)$$

### 3) Beban Gesekan Perletakan (BF)

Koefisien gesekan untuk penopang yang merupakan *elastromer bearing*  
 $\mu = 0,15$ .

#### 4) Berat Pelat Injak

Berat pelat injak di dapat dari perhitungan dimensi pelat injak dikalikan dengan berat jenis.

#### 5) Beban Air Hujan

Elemen non-struktural penyusun beban mati tambahan pada jembatan memiliki karakteristik intensitas beban yang dapat berfluktuasi selama periode pemakaian. Beban mati tambahan ini ialah berat air hujan (beban hidup) yang merupakan hasil dari volume beban mati dikalikan dengan berat jenis komponen tersebut.

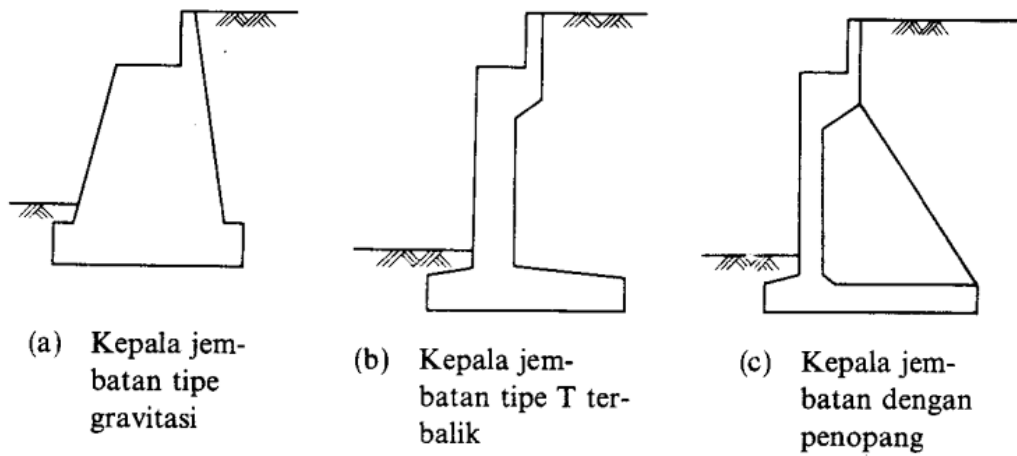
#### 3) Gaya Gempa

Efek seismik pada struktur sederhana dapat dimodelkan menggunakan pendekatan beban statis ekuivalen. Sementara untuk jembatan dengan skala besar, kompleksitas tinggi, atau tingkat kepentingan tertentu, diperlukan analisis dinamik komprehensif, lihat SNI 2833- 2016. Untuk menentukan nilai percepatan gempa maka penghitungan struktur bangunan jembatan maka dipergunakan peta gempa yang dikeluarkan oleh Kementerian PUPR.

## 2.6 *Abutment*

Sebagai komponen struktur jembatan, abutment meneruskan kombinasi beban atas (*static* dan *dynamic load*) dan gaya dorong tanah ke dasar pondasi, sedangkan pier memiliki peran utama mengalirkan beban dari struktur atas ke tanah pendukung (Nakazawa, 2000 : 303).

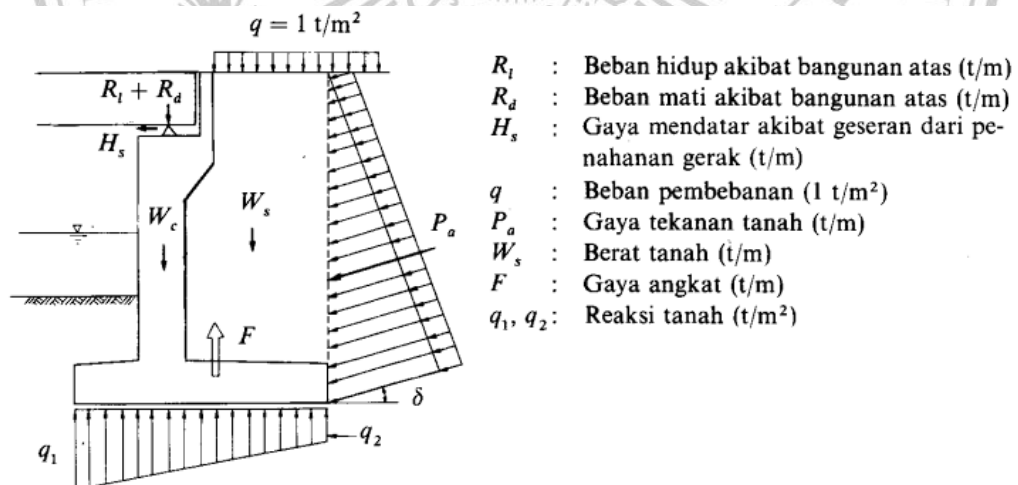
Meskipun terdapat beragam desain untuk *abutment* dan *pier*, pemilihan bentuk yang tepat perlu memperhitungkan secara cermat berbagai aspek termasuk tipe struktur atas, sifat tanah pondasi, dan keadaan bangunan (Nakazawa, 2000 : 303). Uraian mengenai konfigurasi standar berikut implementasinya akan dipaparkan berikut ini.

Gambar 2.4 Model dasar struktur *abutment*

Sumber : Nakazawa (2000:303)

### 2.6.1 Gaya-Gaya Eksternal yang Beraksi pada Konstruksi *Abutment*

Gaya-gaya eksternal yang beraksi pada struktur *abutment* biasanya tidak menimbulkan masalah jika terbatas pada pembebanan visual. Namun di daerah rawan gempa, diperlukan analisis gaya inersia seismik. Berdasarkan praktik desain *abutment* konvensional yang menggunakan unit lebar 1 meter, direkomendasikan untuk mengkuantifikasi beban eksternal dalam ton/meter. (Nakazawa, 2000 : 307).

Gambar 2.5 Gaya-gaya luar yang bekerja pada *abutment*

Sumber : Nakazawa (2000:308)

## 1. Tekanan Tanah Aktif

Koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ ) pada keadaan tanah horizontal dapat dihitung menggunakan persamaan (2.5).

$$K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = \tan^2 \cdot (45^\circ - (\phi/2)) \dots \dots \dots (2.5)$$

Notasi :

$\phi$  = Sudut geser dalam tanah (derajat)

$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

### a. Tekanan aktif pada tanah dengan karakteristik non-koheusif

Persamaan ini berlaku untuk material tanah berbutir kasar (non-koheusif). Besarnya tekanan tanah aktif ( $P_a$ ) pada tanah dengan karakteristik non-koheusif dirumuskan dalam persamaan (2.6).

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \dots \dots \dots (2.6)$$

### b. Tekanan aktif pada tanah dengan karakteristik kohesif

Nilai  $P_a$  untuk tanah dengan karakteristik kohesif dinyatakan dalam Persamaan (2.7).

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2c\sqrt{k_a} \dots \dots \dots (2.7)$$

Keterangan :

$P_a$  = Tekanan tanah aktif (KN/m)

$\gamma$  = Massa jenis tanah per satuan volume (kilonewton per meter kubik)

$H$  = Elevasi total dinding penahan tanah (meter)

$c$  = Sifat kohesi material tanah (kilonewton per meter persegi)

$K_a$  = Indeks tekanan aktif tanah

## 2. Tekanan Tanah Pasif

Koefisien tekanan pasif ( $K_p$ ) pada kondisi tanah datar dirumuskan dalam persamaan (2.8).

$$K_p = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) = \tan^2 \cdot (45^\circ + (\phi/2)) \dots \dots \dots (2.8)$$

Keterangan:

$\phi$  = Sudut geser dalam tanah (derajat)

$K_p$  = Indeks tekanan pasif tanah

- a. Resistensi lateral pasif untuk tanah berbutir kasar

Untuk material tanah berbutir kasar (non-koheusif), besaran tekanan tanah pasif ( $P_p$ ) dapat dihitung menggunakan formulasi matematis yang tertuang dalam Persamaan (2.9).

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \dots \dots \dots (2.9)$$

- b. Untuk tanah yang memiliki sifat kohesi, besaran tekanan pasif ( $P_a$ ) dihitung berdasarkan formulasi yang tercantum dalam persamaan (2.10).

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p - 2c\sqrt{K_p} \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan simbol:

$P_p$  = Gaya tekanan pasif per satuan panjang (kilonewton per meter)

$\gamma$  = Massa jenis tanah per satuan volume (kilonewton per meter kubik)

$H$  = Tinggi total dinding penahan tanah (meter)

$c$  = Nilai kohesi material tanah (kilonewton per meter persegi)

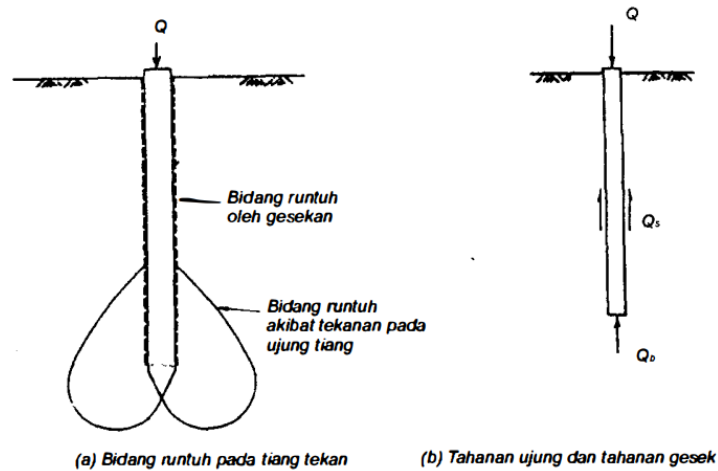
$K_p$  = Indeks tekanan pasif tanah

## 2.7 Kapabilitas Menahan Beban pada Pondasi Tiang

### 2.7.1 Kapasitas Beban *Ultimate* Cara Statis

Hardiyatmo (2008:75) menjelaskan bahwa kapasitas dukung tiang pondasi mengacu pada kemampuan suatu tiang dalam memikul beban yang bekerja. Perhitungan kapasitas dukung secara statis didasarkan pada prinsip-prinsip mekanika tanah melalui analisis karakteristik teknis tanah.

Gambar berikut mengilustrasikan mekanisme keruntuhan pada pondasi yang menerima beban tekan, dimana tiang mengembangkan resistensi melalui kombinasi kemampuan menahan beban di ujung pondasi dan gesekan kulit (*skin friction*).



Gambar 2.6 Mekanisme tahanan dasar (*base resistance*) dan tahanan gesekan lateral (*side friction*) disertai dengan konfigurasi zona keruntuhan (*failure zone configuration*)

Sumber : Hardiyatmo (2008:77)

Kapasitas ultimit bersih tiang tunggal ( $Q_u$ ) merupakan penjumlahan antara kapasitas dukung ujung ultimit ( $Q_h$ ) dan resistensi gesek selimut maksimum ( $Q_s$ ) dikurangi berat sendiri tiang. Secara matematis, hubungan ini dapat dinyatakan dalam Persamaan (2.11) sebagai berikut:

$$Q_u = Q_h + Q_s - W_p \dots \dots \dots (2.11)$$

Dengan :  $W_p$  = massa sendiri dari elemen tiang

$Q_u$  = kapasitas beban maksimum netto yang dapat ditahan oleh tiang

Resistansi ujung ultimit dapat diperkirakan melalui penerapan Persamaan (2.12) yang mengadaptasi formulasi kapasitas dukung ultimit untuk fondasi dangkal:

$$q_u = \frac{Q_h}{A_h} = ch \cdot N_c + ph \cdot N_q + 0,5\gamma d \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (2.12)$$

Notasi :

$q_u$  = Kapasitas dukung ujung tiang per satuan luas permukaan ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$Q_h$  = Kapasitas dukung ujung maksimum (*ultimate end-bearing capacity*) ( $\text{kN}$ )

$A_h$  = luas area potongan melintang bagian dasar tiang ( $\text{m}^2$ )

$c_b$  = nilai kohesi material tanah yang berada di sekeliling bagian bawah tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$P_h = \gamma z$  = besarnya tekanan vertikal tanah penutup di dasar elemen tiang (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = Densitas tanah (kN/m<sup>3</sup>)

$d$  = Dimensi melintang tiang (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Koefisien kapasitas dukung (bergantung pada sudut geser dalam  $\phi$ ).

Berdasarkan formulasi tersebut, kapasitas dukung ujung maksimum ( $Q_h$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$Q_h = A_h [c_b \cdot N_c + p_h \cdot N_q + 0,5 \gamma d \cdot N_\gamma] \dots \dots \dots (2.13)$$

Menurut teori *Coulomb* dalam mekanika tanah, besaran gesekan antara dinding tiang dengan tanah sekelilingnya ( $Q_s$ ) dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$\tau d = \frac{Q_s}{A_s} = C_d + \sigma_n \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (2.14)$$

Dengan :

$\tau d$  = Resistansi geser antarmuka tanah-tiang

$C_d$  = Gaya adhesi pada bidang kontak tanah dan tiang

$\sigma_n = \sigma_h$  = Tekanan efektif normal pada permukaan tiang

$\phi$  = Sudut gesek antarmuka material tiang-tanah

Berdasarkan pengertian koefisien tekanan lateral tanah, dapat didefinisikan bahwa,

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \text{ atau } \sigma_h = K \sigma_v \dots \dots \dots (2.15)$$

Dimana  $\sigma_v$  merepresentasikan tegangan vertikal yang diakibatkan oleh berat tanah (*overburden pressure*), sedangkan  $\sigma_h$  menunjukkan tegangan lateral (*horizontal earth pressure*) pada permukaan tiang. Dalam formulasi  $\sigma_h = K \sigma_v$ , besaran  $\sigma_h$  setara dengan tegangan normal ( $\sigma_n$ ) yang bekerja secara perpendicular terhadap bidang tiang. Dengan mendefinisikan notasi baru  $K_d$  sebagai koefisien tekanan lateral spesifik untuk dinding tiang yang dapat ditulis ulang sebagai:

$$\sigma_h = \sigma_n = K_d \cdot \sigma_v = K_d \cdot p_o \dots \dots \dots (2.16)$$

dengan  $\sigma_v = p_o = z\gamma$ . Dimana  $z$  menyatakan kedalaman yang diukur dari permukaan tanah. Dengan melakukan substitusi persamaan sebelumnya ke dalam ( $\tau d = \frac{Q_s}{A_s} = Cd + \sigma_n \cdot tg \cdot \phi d$ ), diperoleh:

$$\tau d = Cd + Kd \cdot p_o \cdot tg \cdot \phi d \dots \dots \dots (2.17)$$

Dengan  $p_o$  menunjukkan besaran tekanan vertikal rata-rata akibat berat tanah di atasnya.

Kuat gesek dinding ultimit ( $Q_s$ ) yang bekerja pada antarmuka tanah-tiang:

$$Q_s = \sum A_s \cdot \tau d = \sum A_s (Cd + Kd \cdot p_o \cdot tg \cdot \phi d) \dots \dots \dots (2.18)$$

Variabel  $A_s$  menyatakan area permukaan samping tiang yang diperoleh dengan mengalikan keliling penampang melintang dengan tinggi elemen tiang. Dari persamaan-persamaan ( $Q_u = Q_h + Q_s - W_p$ ), ( $q_u = \frac{Q_h}{A_h} = ch \cdot N_c + ph \cdot N_q + 0,5\gamma d \cdot N_\gamma$ ) dan ( $Q_s = \sum A_s \cdot \tau d = \sum A_s (Cd + Kd \cdot p_o \cdot tg \cdot \phi d)$ ), melalui pendekatan  $\delta = \phi d$ , diperoleh rumus umum yang menyatakan kapasitas beban maksimum tiang tunggal sebagai berikut:

$$Q_u = A_b(ch \cdot N_c + ph \cdot N_q + 0,5\gamma d \cdot N_\gamma) + \sum A_s (Cd + Kd \cdot p_o \cdot tg \cdot \delta) - W_p \dots \dots \dots (2.19)$$

Dengan:

$P_o = \sigma_v = \sum \gamma_i \cdot z_i$  = tegangan vertikal rata-rata akibat berat tanah sepanjang tiang

$\delta = \phi d$  = sudut gesek antarmuka antara material tiang dan tanah sekeliling

$A_h$  = luas area penampang dasar tiang

$A_s$  = luas permukaan lateral elemen tiang

$Kd$  = faktor tekanan lateral tanah yang bekerja pada permukaan tiang

$Ph$  = intensitas tekanan vertikal pada elevasi dasar tiang

Pada analisis kapasitas ultimit tiang dalam kondisi undrained (keruntuhan jangka pendek), parameter tanah yang perlu diterapkan adalah nilai  $\phi$ ,  $c$ ,  $cd$ , dan  $\gamma$  dalam keadaan tak terdrainase. Dengan demikian, perhitungan  $Ph$  dan  $P_o$  harus menggunakan pendekatan tegangan total.

Dalam penentuan kapasitas dukung ultimit tiang pada kondisi *drained* (jangka panjang), karakteristik tanah yang harus diperhitungkan adalah parameter

tanah dalam keadaan terdrainase. Pada analisis ini, tegangan vertikal identik dengan tekanan *overburden* efektif  $Ph'$  dan  $Po'$ .

Karakteristik distribusi gaya vertikal per satuan luas di wilayah sekitar pondasi tiang menunjukkan bahwa pada tanah kohesif (lempung), besarnya setara dengan tekanan *overburden*, sementara pada tanah non-kohesif (pasir), nilainya lebih kecil dari tekanan *overburden* (Vesic, 1967).

### 2.7.2 Faktor Aman

Menurut Hardiyatmo (2008:119), terdapat variasi nilai faktor keamanan yang biasa diterapkan dalam perancangan struktur tiang pondasi berdasarkan Persamaan (2.20), yaitu:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \dots\dots\dots(2.20)$$

Notasi:

$Q_a$  = daya dukung izin pondasi tiang (kN)

$Q_u$  = kapasitas ultimit bersih fondasi tiang (kN)

Beberapa peneliti merekomendasikan penerapan nilai faktor keamanan berbeda antara komponen tahanan ujung dan resistansi gesek selimut tiang sesuai dengan Persamaan (2.21)

$$Q_a = \frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \dots\dots\dots(2.21)$$

Keterangan:

$Q_a$  = beban kerja maksimum yang diijinkan untuk tiang (kN)

$Q_b$  = daya dukung ultimit di ujung tiang (kN)

$Q_s$  = resistensi gesek kulit ultimit sepanjang tiang (kN)

### 2.7.3 Jumlah Tiang

Perhitungan kuantitas tiang dalam suatu kelompok pondasi mempertimbangkan besarnya beban struktur yang bekerja dan nilai kapasitas dukung yang diizinkan untuk setiap tiang, maka menggunakan Persamaan (2.22).

$$N = \frac{P}{Q_a} \dots\dots\dots(2.22)$$

Definisi variabel:

- P = Total beban vertikal yang bekerja pada kelompok tiang (KN)  
 Qa = Daya dukung yang diijinkan untuk setiap tiang individu (KN)

#### 2.7.4 Jarak Minimum Pondasi Tiang

Menurut Ir. Sardjono (1988:13), Dalam desain pondasi tiang, jarak antar sumbu tiang minimum yang direkomendasikan berkisar antara 2,5 sampai 3 kali diameter penampang tiang.

Keterangan :

S : Jarak antara titik pusat dua tiang yang berdekatan (*interaxial distance*)

d : Diameter tiang

Jarak antar tiang berdasarkan AASHTO menggunakan Persamaan (2.23).

$$S = \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m+n-2} \dots\dots\dots(2.23)$$

Keterangan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang

d = diameter penampang tiang

m = kuantitas tiang dalam arah vertikal (sumbu y)

n = kuantitas tiang dalam arah horizontal (sumbu x)

#### 2.7.5 Efisiensi Tiang

*Converse-Labarre Formula* menyajikan beberapa alternatif perhitungan efisiensi tiang, dengan salah satu persamaan yang direkomendasikan adalah:

$$Eg = \frac{1 - \theta \times (n' - 1)m + (m - 1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots(2.24)$$

Parameter perhitungan:

Eg = Faktor efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = Sudut yang dihitung melalui fungsi  $\text{arc tan}(d/s)$  ( $^{\circ}$ )

m = Kuantitas baris tiang dalam kelompok

n' = Jumlah elemen tiang per baris

s = Spasi antar sumbu tiang (m)

d = Dimensi penampang tiang (m)

### 2.7.6 Kapasitas Dukung Ultimit Kelompok Tiang

Hardiyatmo (2008:144) menyatakan bahwa kapasitas kelompok tiang ultimit dengan mempertimbangkan efisiensi kelompok dapat dihitung menggunakan persamaan berikut (untuk jarak antar tiang  $\geq 2,25d$ ):

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \dots \dots \dots (2.25)$$

Parameter perhitungan:

- $Q_g$  = Daya dukung maksimum kelompok tiang  
 $E_g$  = Efektivitas kelompok tiang  
 $n$  = Kuantitas tiang dalam kelompok  
 $Q_a$  = Kapasitas dukung ijin

### 2.7.7 Kontrol $P_{max}$ 1 Tiang

Dalam menentukan kuantitas tiang dalam suatu kelompok, beban maksimum ( $P_{max}$ ) yang bekerja pada satu elemen tiang harus memenuhi syarat  $P_{max} < Q_a$ , dimana  $Q_a$  merupakan kapasitas ijin satu tiang dalam kelompok yang dihitung menggunakan persamaan (2.26) dan (2.27).

$$P_{max} = \frac{\Sigma F_z}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \Sigma y^2} \dots \dots \dots (2.26)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma F_z}{n} - \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \Sigma y^2} \dots \dots \dots (2.27)$$

### 2.8 Perencanaan *Pile Cap*

Persyaratan fundamental dalam perencanaan pile cap mengharuskan kapasitas geser nominal struktur melampaui beban geser terfaktor yang bekerja. Terdapat dua alternatif metodologi yang dapat diterapkan dalam analisis parameter geser ini: aksi satu arah dan aksi dua arah. Perhitungan untuk kasus aksi satu arah mengacu pada Persamaan (2.28) (Dipohusodo, 1993:364).

$$V_u = P_{max} \times W_G \dots \dots \dots (2.28)$$

Parameter perhitungan:

- $V_u$  = Beban geser ultimit terfaktor pada penampang kritis  
 $P_{max}$  = Gaya aksial maksimum terfaktor dengan memperhitungkan eksentrisitas  
 $W$  = Dimensi lateral *pile cap* dalam arah sumbu Y (meter)

$G$  = Area efektif pembebanan untuk analisis geser satu arah (meter)

$$V_n = V_c = \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'}\right) b_w \cdot d \dots \dots \dots (2.29)$$

Notasi:

$V_n = V_c$  = Kapasitas geser nominal beton

$F_c'$  = Kuat karakteristik tekan beton (MPa)

$B_w$  = Lebar efektif penampang balok atau diameter elemen bulat (mm)

$d$  = Tinggi efektif penampang diukur dari serat tekan ekstrim ke *centroid* tulangan tarik (mm)

Untuk arah gaya dua arah dapat dihitung menggunakan Persamaan (2.30). (Dipohusodo, 1993:363).

$$V_u = P_{max} \cdot (A - B) \dots \dots \dots (2.30)$$

Notasi:

$V_u$  = resultan geser terfaktor yang bekerja pada potongan melintang komponen struktur

$P_{max}$  = Gaya aksial ultimit terfaktor dengan memperhitungkan eksentrisitas

$A$  = Luas daerah tarik efektif beton di sekitar tulangan longitudinal tarik (mm<sup>2</sup>)

$B$  = Dimensi lebar yang dihitung sebagai lebar kolom +  $(1/2d)^2$  (mm)

$$V_n = V_c = (4 \cdot \sqrt{f_c'}) b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.31)$$

Keterangan:

$V_n = V_c$  = Kapasitas geser nominal beton

$\beta_c$  = Rasio aspek (perbandingan dimensi panjang terhadap pendek) pada area pembebanan atau bidang tumpu

$F_c'$  = Kuat tekan karakteristik beton (MPa)

$b_o$  = Perimeter penampang kritis untuk analisis plat dan pondasi (mm)

$d$  = Tinggi efektif penampang dari serat tekan ekstrim ke *centroid* tulangan tarik (mm)

Setelah menyelesaikan analisis geser satu arah, tahap berikutnya dalam proses desain adalah menentukan kebutuhan tulangan baja dengan menerapkan Persamaan (2.32).

$$K_{perlu} = \frac{M_u}{\phi b d^2} \dots \dots \dots (2.32)$$

Parameter desain struktural:

- $M_u$  = Momen lentur ultimit terfaktor pada penampang kritis  
 $\phi$  = Faktor reduksi kapasitas penampang  
 $b$  = Lebar efektif daerah tekan elemen struktur (mm)  
 $d$  = Tinggi efektif penampang dari serat tekan ekstrim ke centroid tulangan tarik (mm)

$$A_s \text{ need} = p \times b \times d \dots \dots \dots (2.33)$$

Parameter desain penulangan:

- $p$  = Rasio luas tulangan terhadap luas penampang beton efektif  
 $b$  = Lebar efektif zona tekan elemen struktur (mm)  
 $d$  = Dimensi efektif penampang yang dihitung dari tepi terluar zona tekan sampai ke centroid tulangan tarik (mm)

## 2.9 Penurunan Muka Tanah di Sekitar Pondasi Tiang

Menurut Hadihardaja (1997:124), penurunan yang terjadi pada pondasi dangkal juga sama dengan penurunan pada pondasi dalam, yaitu dinyatakan dalam Persamaan (2.34):

$$S_r = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.34)$$

Parameter penurunan struktur:

- $S$  = Total *settlement* (penurunan keseluruhan)  
 $S_i$  = *Immediate settlement* (penurunan elastis segera)  
 $S_c$  = *Consolidation settlement* (penurunan akibat konsolidasi tanah)

### 2.9.1 Penurunan Segera

Rumus perhitungan penurunan segera (*immediate settlement*) atau deformasi instan diberikan Janbu et al dalam bentuk penurunan rata-rata (*average settlement*) sebagai berikut:

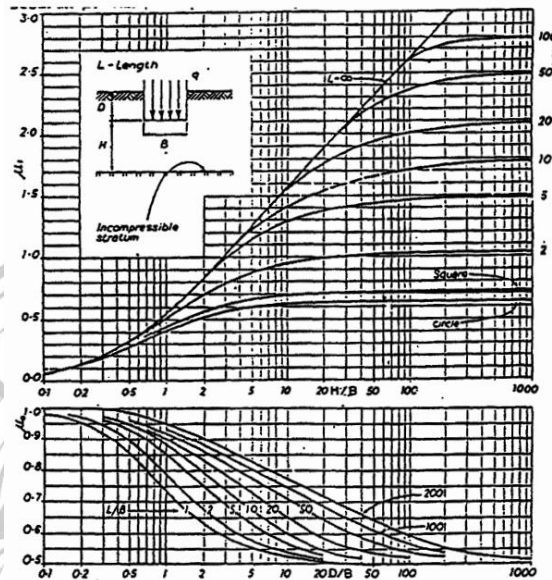
$$S_i = \frac{\mu_0 \times \mu_1 \times q \times B}{E} \dots \dots \dots (2.35)$$

Notasi :

- $S_i$  = Nilai rata-rata penurunan elastis segera (m)  
 $\mu_1$  = Koefisien koreksi ketebalan lapisan tanah H  
 $\mu_0$  = Faktor koreksi kedalaman pondasi Df

- B = Dimensi lebar pondasi persegi/Ø pondasi lingkaran (m)  
 q = Intensitas beban netto pondasi (KN/m<sup>2</sup>)  
 E = Parameter kekakuan tanah (modulus elastisitas) (KN/m<sup>2</sup>)

Besaran  $\mu 1$  dan  $\mu 0$  visualisasi lebih jelas tersaji dalam ilustrasi berikut:



Gambar 2.7 Grafik yang digunakan dalam persamaan penurunan segera

Sumber : Hardiyatmo (2018:130)

### 2.9.2 Penurunan Konsolidasi

Besarnya setelan tanah yang terjadi selama proses konsolidasi mampu ditentukan dengan menerapkan Persamaan (2.36).

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \times \log \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \dots \dots \dots (2.36)$$

Keterangan:

- $S_c$  = Besarnya penurunan akibat konsolidasi tanah (cm)  
 $C_c$  = Nilai indeks kompresibilitas tanah  
 $e_0$  = Rasio pori awal material tanah sebelum pembebanan  
 $H$  = Ketebalan efektif lapisan tanah yang mengalami konsolidasi (m)

### 2.9.3 Waktu Proses Konsolidasi

Menurut Hardiyatmo (2018:75), Prosedur penentuan sebaran kelebihan tekanan pori dan persentase konsolidasi dalam lapisan tanah yang terkonsolidasi,

pada setiap waktu setelah pembebanan, pertama kali dijelaskan oleh Terzaghi (1925). Dalam menentukan besarnya penurunan tanah akibat proses konsolidasi pada suatu periode waktu tertentu (t) dapat menggunakan Persamaan (2.37).

$$t = \frac{T_v \cdot Ht^2}{c_v} \dots\dots\dots(2.37)$$

Notasi:

- Tv = Variabel waktu dalam proses konsolidasi tanah
- Ht = Ukuran memanjang drainase (*double drainage*: H/2; *single drainage*: H) (m)
- H = Ketebalan tanah lempung (m)
- Cv = Koefisien konsolidasi (tergantung tekanan) (m<sup>2</sup>/det)

Nilai-nilai Tv yang berhubungan dengan U (tingkat konsolidasi rata-rata) dalam kerangka teori konsolidasi Terzaghi untuk kasus satu dimensi, ditunjukkan dalam tabel berikut.

Tabel 2.5 Relasi interdependensi antara variabel waktu dalam proses konsolidasi tanah (Tv) dan tingkat pencapaian konsolidasi (U)

U	Tv
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

Sumber : Hardiyatmo (2018:81)