

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Uraian Umum**

Pada prinsipnya, perencanaan pembangunan Jembatan Kanor di Bojonegoro melibatkan dua komponen utama, yaitu perencanaan struktur atas (*upper structure*) dan perencanaan struktur bawah (*substructure*). Struktur atas mencakup elemen-elemen jembatan yang berada di atas permukaan tanah, sedangkan struktur bawah mencakup elemen-elemen yang tertanam di bawah permukaan tanah, seperti pondasi dan abutment. Keduanya sangat penting untuk memastikan kekuatan dan stabilitas jembatan dalam menahan beban. (*Terzaghi129883967-Soil-Mechanics-in-Engineering-Practice-3<sup>rd</sup>-Edition-Karl-Terzaghi-Ralph-b-Peck-Gholamreza-Mesri-1996, n.d.*)

#### **2.2. Bangunan Bawah Jembatan Kanor**

Bangunan bawah Jembatan Kanor berfungsi untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah melalui pondasi. Konstruksi bagian bawah ini dirancang sesuai dengan standar yang berlaku, seperti SNI 1725:2016, yang mengatur detail teknis pembangunan jembatan.

##### **2.2.1 Pilar**

Pilar berfungsi sebagai bagian dari struktur bawah jembatan, terletak di antara abutmen kiri dan kanan, yang bertugas menyalurkan beban dari bangunan atas ke pondasi secara efektif. (Tonias, 1995)

##### **2.2.2. Abutment**

Abutment pada Jembatan Kanor terletak di kedua ujung jembatan dan berfungsi sebagai penopang utama struktur atas. Selain mendukung struktur atas, abutment juga memiliki peran penting dalam mencegah pergeseran tanah di sekitarnya. Dalam perencanaan abutment, kondisi geoteknis lokasi sangat diperhatikan untuk menghindari penurunan tanah (*settlement*). Material yang sering digunakan dalam pembangunan abutment adalah beton bertulang untuk memastikan kekuatan dan ketahanan jembatan.

##### **2.2.3 Plat Injak**

Plat injak merupakan komponen dari struktur bawah Jembatan Kanor yang membantu mendistribusikan beban dari bagian atas jembatan ke tanah. Plat ini

didesain sedemikian rupa agar dapat menahan defleksi dan menjaga permukaan tanah tetap stabil.(Supriyadi,Muntohar,2007:56)

Dengan mengacu pada pendekatan teknis termasuk pemilihan jenis pondasi dan standar pembangunan yang diterapkan, Jembatan Kanor dirancang untuk memberikan layanan transportasi yang aman dan efisien bagi masyarakat Bojonegoro.

### **2.3. Pembebanan Jembatan Kanor**

Dalam perencanaan struktur Jembatan Kanor, standar yang digunakan untuk menganalisis pembebanan adalah peraturan SNI 1725:2016, yang mengatur beban yang harus ditanggung oleh jembatan. Fungsi, bentuk, serta jenis jembatan merupakan faktor penting dalam menentukan beban yang bekerja pada struktur jembatan. Pada dasarnya, pembebanan Jembatan Kanor terbagi menjadi tiga jenis utama, yaitu:

- **Beban permanen:** Berat sendiri jembatan yang terdiri dari elemen-elemen seperti material dan struktur tetap.
- **Beban lalu lintas:** Beban yang diakibatkan oleh kendaraan yang melintas, termasuk beban dari kendaraan ringan maupun berat.
- **Aksi lapangan:** Beban tambahan yang dipengaruhi oleh kondisi lapangan seperti angin, gempa, dan faktor lingkungan lainnya.

Secara keseluruhan, pembebanan ini mempengaruhi desain dan struktur Jembatan Kanor, yang dirancang agar dapat menahan berbagai jenis beban secara aman dan efektif, sesuai dengan standar yang berlaku.

#### **2.3.1 Beban Permanen**

##### **2.3.1.1 Berat Sendiri (MS)**

Menurut (Supriyadi,Muntohar,2007:37) Berat sendiri adalah berat yang dihasilkan oleh elemen-elemen struktural jembatan, termasuk material dan bagian jembatan yang dianggap sebagai elemen permanen. Elemen ini meliputi bagian-bagian struktural dan non-struktural yang tergabung sebagai satu kesatuan dengan material permanen lainnya. Faktor beban untuk berat sendiri dijabarkan dalam tabel 2.1 berikut:

**Tabel 2. 1** faktor beban berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma Ms$ )			
	Keadaan batas layan ( $\gamma^s Ms$ )		Keadaan batas ultimit ( $\gamma^u Ms$ )	
	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

### 2.3.1.2 Beban Mati Tambahan (MA)

(Menurut SNI 2016:1726;14) Beban mati tambahan merupakan beban dari material non-struktural yang turut membentuk jembatan dan berfungsi selama umur jembatan. Material non-struktural ini mencakup berbagai elemen yang tidak termasuk dalam komponen utama, namun tetap berpengaruh pada distribusi beban keseluruhan. Tabel 2.2 menjelaskan faktor beban yang digunakan untuk beban mati tambahan:

**Tabel 2. 2** faktor untuk beban mati tambah

Tipe beban	Factor beban ( $\gamma MA$ )			
	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 (terawasi)	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

### 2.3.2 Lalu Lintas

Dalam perencanaan jembatan, beban yang berasal dari lalu lintas dikelompokkan ke dalam beberapa kategori. Beban ini mencakup lajur “D” dan truk “T”, dengan beban yang lebih besar terjadi pada struktur yang memiliki bentang cukup panjang. Beban dari lajur “D” diberikan secara signifikan untuk memastikan kestabilan jembatan di bawah beban lalu lintas yang berkelanjutan. Pada jembatan dengan bentang yang lebih pendek dan menggunakan sistem lantai deck, pengaruh dari beban truk “T” akan lebih terasa signifikan.

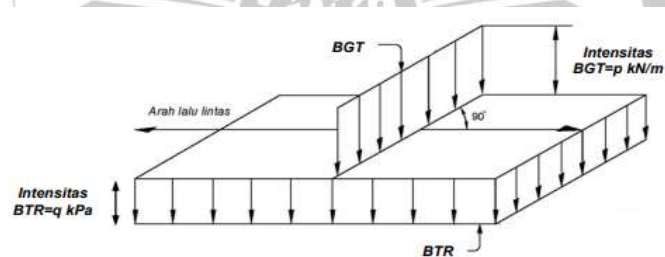
### 2.3.2.1 Beban Lajur “D” (TD)

Menurut(Supriyadi,Muntohar,2007:39) Beban terbagi rata (BTR) yang dikombinasikan dengan beban garis terpusat (BGT) merupakan bagian dari beban lajur “D” yang diperlihatkan pada Gambar 2.1. Pada Tabel 2.3 disajikan faktor beban yang dipakai untuk beban lajur “D”. Beban lajur ini mewakili total lebar kendaraan yang beroperasi pada jalur “D” dan menciptakan kondisi pengganti untuk situasi lalu lintas di jembatan tersebut. Berdasarkan lebar kendaraan yang melintas, total beban pada lajur “D” tersebut akan beroperasi.

**Tabel 2. 3** Faktor untuk beban lajur D

Tipe beban	jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan batas layan( $\gamma_{TD}^S$ )	Keadaan batas ultimit( $\gamma_{TD}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks girder baja	1,00	2,00

Sumber :SNI 1725:2016;39



Gambar 2. 1 Lajur “D”

Sumber SNI 1725:2016;39

Beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas sebesar  $q$  kPa, dengan total panjang ( $L$ ) yang bergantung pada nilai  $q$  sebagai berikut:

Untuk  $L \leq 30$  m:

$$q = 9,0 \text{ kPa}$$

Untuk  $L > 30$  m:

$$q = 9,0 + \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$$

Keterangan :

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

L: Panjang total jembatan yang membebani (m)

Untuk perhitungan beban lajur (D) adalah:

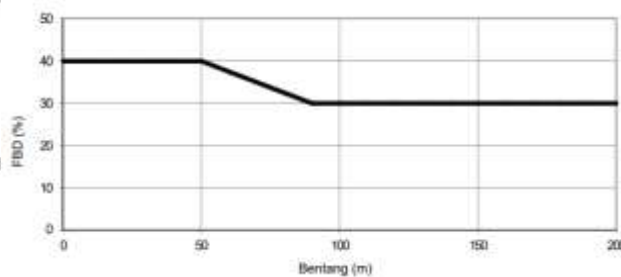
$$D_{td} = q_{td} \times L + P_{td}$$

Reaksi perletakan akibat beban tersebut adalah :

$$0.5D = \frac{1}{2} \times D_{td}$$

Posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas di atas jembatan memusatkan beban garis terdistribusi (BGT) yang memiliki intensitas kerja  $p_{pp}$  kN/m dengan nilai 49,0 kN/m. Untuk menghasilkan momen lentur negatif terbesar pada jembatan, BGT kedua yang identik perlu ditempatkan di posisi lain sepanjang bentang jembatan.

Interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan menghasilkan Faktor Beban Dinamis (FBD). Nilai FBD ini dipengaruhi oleh frekuensi dasar suspensi kendaraan serta frekuensi getaran lentur jembatan. FBD dapat diperoleh dengan menggunakan grafik seperti pada Gambar 2.2.



Sumber SNI 1725:2016;45

Gambar 2. 2 faktor dinamis untuk beban T untuk pembebanan Lajur “D”

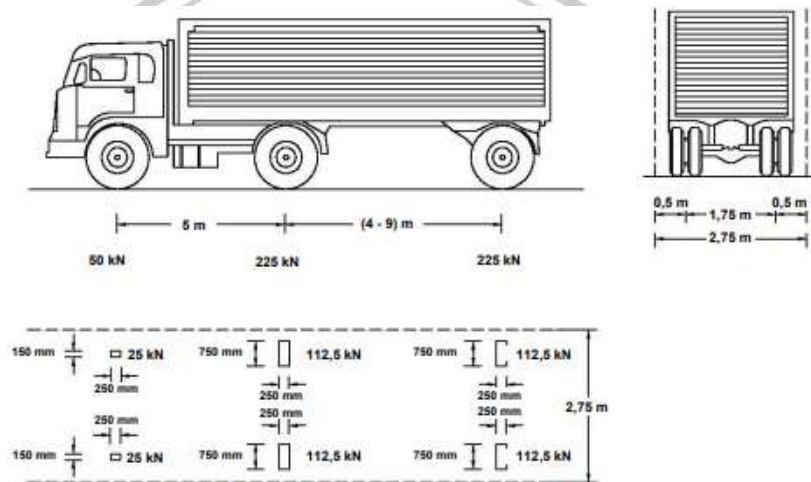
#### 2.3.2.2 Beban Truk T (T)

Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lain, yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” ini tidak boleh digunakan secara bersamaan dengan beban “D”. Besaran beban truk “T” tercantum pada Gambar 2.2, sedangkan faktor beban untuk beban “T” dapat dilihat pada Tabel 2.4.

**Tabel 2. 4** faktor beban T

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan ( $\gamma_{TT}^S$ )	Keadaan Batas Ultimit( $\gamma_{TT}^U$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber :SNI 1725:2016;41



Gambar 2. 3 Pembebanan Truck “T” (500 kN)

Sumber SNI 1725:2016;41

Pada Gambar 2.4 terlihat bahwa beban truk “T” berasal dari kendaraan berat dengan tiga gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi di lajur lalu lintas yang direncanakan. Beban pada setiap gandar dibagi menjadi dua, dengan distribusi merata antara roda dan permukaan lantai. Jarak antara dua gandar bervariasi antara 4,0 hingga 9,0 meter, untuk memastikan pengaruh maksimal terhadap jembatan sepanjang arah memanjang.

### 2.3.2.3 Gaya Rem

Besaran gaya rem harus diambil dari nilai yang terbesar di antara:

- 25% dari berat gandar truk desain, atau
- 5% dari berat total truk rencana ditambah dengan beban lajur terbagi rata (BTR).

Menurut (Supriyadi,Muntohar,2007:46) Gaya rem harus diperhitungkan pada setiap jalur rencana yang dilalui kendaraan dengan arus lalu lintas yang besar.

Percepatan dalam lalu lintas ini ditetapkan sebagai gaya yang bekerja sepanjang arah jalur, serta harus diperhitungkan pada kedua arah lalu lintas. Gaya rem ini dianggap sebagai gaya horizontal yang bekerja pada permukaan jembatan, dengan titik tangkap sekitar 1,80 meter di atas lantai jembatan. Kepadatan lalu lintas juga perlu dihitung dan berlaku dalam perhitungan gaya rem.

### 2.3.3 Aksi Lingkungan

#### 2.3.3.1 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1725,2016:57, tekanan angin rencana harus diperhitungkan pada struktur serta kendaraan yang melintas. Beban angin ini diasumsikan sebagai beban kontinu sebesar 1,46 kN/m<sup>2</sup>, yang bekerja secara tegak lurus dan berada sekitar 1.800 mm di atas permukaan jalan.

#### 2.3.3.2 Pengaruh Gempa

Dalam perancangan jembatan, disarankan untuk mempertimbangkan kemungkinan sekecil mungkin terjadinya keruntuhan atau kegagalan struktur akibat pengaruh gempa. Beban gempa diperlakukan sebagai gaya horizontal yang didapat melalui perhitungan koefisien respons elastis (Csm) terhadap berat struktur ekuivalen, yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (Rd). Perhitungan ini dirumuskan sebagai berikut:

$$EQ = \frac{csm}{Rd} \times W_t$$

Keterangan :

EQ : Gaya gempa horizontal statis (kN)

Csm: Koefisien respons gempa elastis

Rd : Faktor modifikasi respons

Wt : Berat total struktur, mencakup beban mati dan hidup. Sesuai (kN)

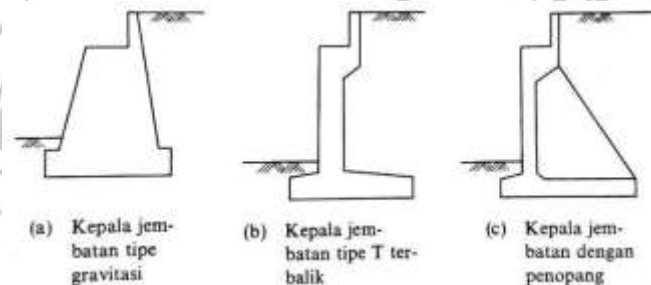
Sumber :SNI 1725:2016;58

Dari peta percepatan batuan dasar serta spektrum percepatan, yang didasarkan pada zona gempa dan periode ulang gempa rencana, dapat dihitung koefisien respons elastis Csm. Koefisien percepatan diperoleh dari peta gempa yang diperhitungkan dengan faktor amplifikasi sesuai dengan kondisi tanah, hingga kedalaman 30 meter di bawah jembatan. Seluruh perhitungan analisis dampak gempa terhadap jembatan, termasuk beban gempa dan peta gempa, harus mengacu pada SNI 2833:2016 yang mengatur perencanaan jembatan terhadap beban gempa.

## 2.4. Abutment Jembatan

(Menurut sasrodarsono, Nakazawa, 2000:303) Abutment, atau kepala jembatan, adalah bagian dari struktur bawah jembatan yang terletak di ujung-ujungnya. Abutment berfungsi untuk menahan dan menyalurkan beban dari jembatan ke pondasi. Jika daya dukung tanah di bawah abutment tidak mencukupi, maka dukungan tambahan diperlukan, yaitu melalui perencanaan fondasi yang lebih kuat.

Terdapat berbagai tipe dan bentuk abutment jembatan, yang harus mempertimbangkan ketinggian, jenis bangunan, kondisi tanah, serta faktor lainnya. Beberapa tipe umum dari abutment jembatan ditampilkan pada Gambar 2.4, dan tinggi abutment harus disesuaikan sesuai tabel 2.5.



Gambar 2. 4 Bentuk Umum Kepala Jembatan

Sumber. Sosrodarsono, dkk. 2000. Hal : 303

Tabel 2. 5 Tinggi pemakaian Abutment untuk Berbagai Bentuk

Macam kepala Abutment	Tinggi pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan Abutment	0 – 8 meter					
Bentuk T terbalik	0 -12 meter					
Tipe semi gravitasi	0 – 7 meter					
Tipe gravitasi	0 – 5 meter					

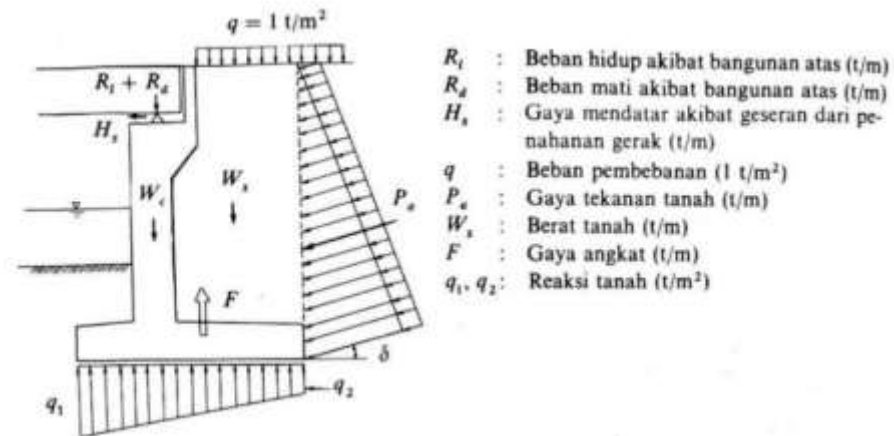
Sumber : sosrodarsono, dkk. 2000:303

### 2.4.1 Perencanaan Struktural dan Dimensi Abutment

Langkah awal dalam perencanaan abutment adalah menentukan ukuran atau dimensi abutment. Dimensi abutment yang dirancang mengacu pada panduan

perencanaan jembatan dari Direktorat Jembatan dan Direktorat Jenderal Bina Marga. Oleh karena itu, ukuran abutment yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 2.4.

Dalam merencanakan kepala jembatan (abutment), perlu diperhitungkan berbagai gaya dan beban yang bekerja pada struktur kepala jembatan. Gaya-gaya tersebut dijelaskan pada Gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Gaya Yang Bekerja Pada Kepala Jembatan

Sumber: Nakazawa, 2000; 308

Gaya-gaya yang mempengaruhi abutment seperti yang terlihat pada gambar di atas, dipengaruhi oleh beberapa faktor yang dapat dijelaskan sebagai berikut:

#### 2.4.1.1 Gaya Horizontal Tanah

##### 1. Tekanan Tanah Aktif

Gaya yang bekerja pada sepertiga tinggi ( $1/3 H$ ) dari dasar dinding penahan tanah dapat dihitung menggunakan rumus:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tekanan tanah aktif total ( $P_a$ ) untuk dinding penahan dengan ketinggian  $H$  diperoleh dengan persamaan:

$$P_a = 0,5 \times H^2 \times \gamma \times K_a$$

Keterangan:

$K_a$ : Koefisien tekanan tanah aktif

$\varphi$ : Sudut geser tanah

$P_a$ : Tekanan tanah aktif (ton)

$\gamma$ : Berat jenis tanah urugan (ton/m<sup>3</sup>)

H: Tinggi abutment (m)

Sumber: Hardiyatmo.2011;451.

## 2. Tekanan Tanah Pasif

Gaya yang bekerja pada sepertiga tinggi ( $1/3 H$ ) dari dasar dinding penahan untuk tekanan pasif dihitung sebagai:

$$K_p = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Tekanan tanah pasif total ( $P_p$ ) untuk dinding penahan setinggi  $H$  diperoleh melalui rumus:

$$P_p = 0,5 \times H^2 \times \gamma \times K_p$$

Keterangan:

$K_p$ : Koefisien tekanan tanah pasif.

$P_p$ : Tekanan tanah pasif (ton)

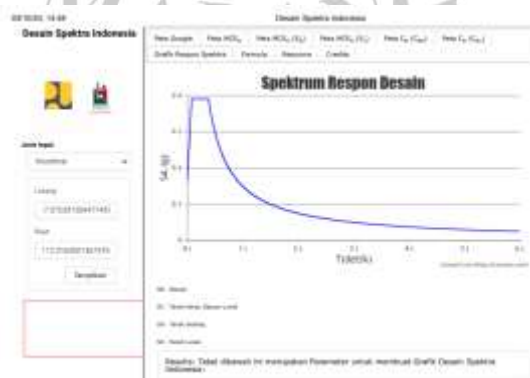
Sumber :Hardiyatmo 2011;456

### 2.4.1.2 Gaya Gempa pada Abutment

#### Spektrum Respon Desain

Dalam menentukan besaran beban gempa yang mempengaruhi abutment, diperlukan analisis terhadap percepatan gempa dan spektrum respon untuk mengetahui nilai periode getar alami ( $T$ ) dari struktur dan batuan dasar. Nilai ini harus sesuai dengan kategori tanah di lokasi konstruksi jembatan.

Hubungan antara percepatan respon spektra dan periode gempa untuk lokasi jembatan, berdasarkan klasifikasi jenis tanah, ditampilkan pada Gambar 2.7. Data yang terkait dapat diakses melalui situs resmi di alamat berikut : <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id>.



**Gambar 2.6** Grafik percepatan respon spektra gempa wilayah lokasi jembatan

Klasifikasi tanah di lokasi didasarkan pada hasil uji N-SPT dari kondisi tanah eksisting, sesuai dengan SNI 2833:2016 yang mengatur tentang perencanaan jembatan terhadap beban gempa, sebagaimana tertera pada Tabel 2.6.

**Tabel 2.6** Kelas situs tanah berdasarkan Nilai N-SPT

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ dan 3. Kuat geser tak terdrainase $S_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Sumber : SNI 2388:2016;15

## 2. Perhitungan Koefisien Respon Gempa Elastis

Dalam menghitung koefisien respon gempa elastis ( $C_{sm}$ ) berdasarkan SNI 2833:2016 Halaman 17, terdapat beberapa ketentuan yang harus diperhatikan, antara lain:

- Untuk periode getar yang lebih kecil dari  $T_0$  koefisien  $C_{sm}$  dihitung menggunakan rumus berikut:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

- Untuk periode yang lebih besar atau sama dengan  $T_0$  namun lebih kecil atau setara dengan  $T_s$ , nilai  $C_{sm}$  sama dengan  $S_{ds}$ .
  - Sedangkan, untuk periode yang lebih besar dari  $T_s$ , koefisien  $C_{sm}$  dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T}$$

Keterangan:

$C_{sm}$ : Koefisien respon elastis

$S_{DS}$ : Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ( $T = 0,2$  detik)

$S_{D1}$ : Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

$T_0$  : 0,2 kali  $T_s$

$$Csm : \frac{SD_1}{SD_s}$$

Sumber: SNI 2833:2016;17

### 3. Tekanan Tanah Akibat Gempa

Untuk menghitung keseimbangan gaya di belakang abutment akibat tekanan tanah yang disebabkan oleh gempa, digunakan persamaan berikut:

$$E_{AE} = 0,5 \times \gamma \times Ht^2 \times (1 - kv) \times k_{AE}$$

dengan koefisien tekanan aktif seismik ( $k_{AE}$ ) yang dirumuskan sebagai:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta\alpha)}{\cos \theta \cos^2 \beta\alpha \cos(\delta + \theta + \beta\alpha)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \Phi + \beta\alpha) \cos(i - \beta\alpha)}}\right)^{-2}$$

Untuk komponen tekanan tanah pasif yang mendorong timbunan, digunakan rumus berikut:

$$E_{AE} = 0,5 \times \gamma \times Ht^2 \times (1 - kv) \times k_{AE}$$

Keterangan:

- $\gamma$ : berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)
- $H_t$ : tinggi tanah (m)
- $\Phi$ : sudut geser internal tanah (°)
- $\theta$ : sudut yang dihitung sebagai  $\arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$  (°)
- $\delta$ : sudut geser di antara tanah dan abutment (°)
- $k_h$ : koefisien percepatan horizontal
- $k_v$ : koefisien percepatan vertikal (pada umumnya diambil 0)
- $i$ : sudut kemiringan timbunan (°)
- $\beta\alpha$ : kemiringan dinding jembatan terhadap bidang vertikal (°)

Sumber: SNI 2833:2016;54

#### 2.4.2 Stabilitas Abutment

Untuk mengontrol stabilitas abutment dalam hal kemungkinan terjadinya guling, geser, eksentrisitas, serta tegangan, perlu dipertimbangkan dua kondisi, yaitu pada keadaan normal dan saat terjadi gempa.

1. Stabilitas abutment terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$Qun = \left[ cN_c \left(1 + \frac{0,3B}{L}\right) + P_0(Nq - 1) + \left[0,5\gamma'BN_\gamma \left(1 - \frac{0,2B}{L}\right)\right] \right]$$

Keterangan:

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

L: Kedalaman pondasi (m)

B: Lebar pondasi (m)

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

Nilai  $N_c$ ,  $N_q$ , dan  $N_\gamma$ , berdasarkan Terzaghi disajikan pada Tabel 2.7.

**Tabel 2. 7** Faktor faktor kapasitas dukung menurut Terzaghi

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

Sumber: Das,B.M, 2014;164.

#### 2.4.2.1 Stabilitas Abutment terhadap Geser

Untuk mengevaluasi keamanan abutment terhadap gaya geser, dilakukan perhitungan dengan menggunakan rumus berikut:

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq Fk.$$

Dimana:

- $Fk \geq 1,5$  untuk kondisi normal.
- $Fk \geq 1,2$  untuk kondisi gempu.

Keterangan:

- $\sum R_h$ : Gaya tahan geser pada abutment.
- $\sum P_h$ : Total gaya horizontal.

Sumber: Hardiyatmo, 2017;396.(I, t.t.)

#### 2.4.2.2 Stabilitas Abutment terhadap Guling

Untuk menghitung stabilitas abutment terhadap guling, digunakan persamaan berikut:

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \geq Fk.$$

Dimana:

- $F_{gl} \geq 1,5$  untuk tanah berbutir kasar.
- $F_{gl} \geq 2$  untuk tanah lempung atau tanah dasar kohesif.

Keterangan:

- $\sum M_w$  : Momen yang menahan gaya guling.
- $\sum M_{gl}$  : Momen yang menyebabkan terjadinya guling.
- $W$  : Berat tanah di atas pondasi serta berat sendiri abutment.
- $B$  : Lebar kaki abutment.
- $\sum P_h$  : Gaya horizontal total.
- $\sum P_v$  : Gaya vertikal total.

Sumber: Hardiyatmo, 2017;399.

#### 2.4.2.3 Stabilitas Abutment terhadap Eksentrisitas I

Gaya-gaya yang bekerja pada suatu konstruksi sebaiknya ditempatkan pada area inti, yaitu di bagian tengah serta dasar dinding dengan jarak yang aman dari sisi kiri dan kanan, yakni  $1/6$  dari lebar dasar. Untuk memeriksa keamanan terhadap eksentrisitas, rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_x - \sum M_y}{\sum V} < \frac{B}{6}.$$

Keterangan:

$B$  = Lebar dasar abutment (meter)

$\sum M_x$  = Momen yang melawan gaya guling (kNm)

$\sum M_y$  = Momen yang menyebabkan guling (kNm)

$\sum V$  = Gaya vertikal (kN)

Sumber: Santoso, 2009;16 dan 63.

#### 2.4.2.4 Kontrol tegangan

Untuk mengontrol tegangan, keamanan abutment dapat dipastikan dengan menghitung tegangan menggunakan persamaan berikut:

$$\sigma = \frac{\sum v}{B \cdot L} - \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq Q_{ijin}.$$

Jika  $\sigma_{maks} \leq Q_{all}$  (aman)

Jika  $\sigma_{maks} \geq Q_{all}$  (tidak aman)

Keterangan:

$B$  = Lebar dasar abutment (meter)

$L$  = Panjang dasar abutment (meter)

$\Sigma V$  = Gaya vertikal (kN)

$e$  = Stabilitas abutment terhadap eksentrisitas

*Sumber: Santoso, 2009;16 dan 63.*

Dalam pelaksanaan perhitungan, jika nilai  $e > B/6$ , maka nilai  $\sigma_{maks}$  akan melebihi batas yang diizinkan, sehingga dasar abutment perlu diperlebar. Perencanaan abutment harus dilakukan secara teliti dan baik, sehingga tekanan yang timbul pada tanah tidak mengakibatkan tekanan berlebih yang membahayakan stabilitas struktur.

## 2.5 Pondasi

Menurut Tomlinsen (2001:38), pondasi merupakan elemen penting dari bangunan sipil termasuk pada bangunan bawah Jembatan Kanor yang tertanam di dalam tanah. Fungsi utamanya adalah untuk menyalurkan beban dari seluruh struktur jembatan ke lapisan tanah yang lebih dalam, baik secara vertikal maupun horizontal, sehingga memberikan stabilitas terhadap jembatan dalam kondisi apapun. Pada dasarnya pondasi di bagi menjadi dua antar lain pondasi dangkal & pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah jenis pondasi yang menyalurkan beban bangunan langsung ke lapisan tanah keras yang berada relatif dekat dari permukaan tanah, umumnya pada kedalaman kurang dari 3 meter dari permukaan tanah alami. Pondasi dalam adalah jenis pondasi yang menyalurkan beban bangunan ke tanah keras atau batuan keras yang berada jauh di bawah permukaan tanah, Pondasi ini digunakan saat tanah permukaan tidak cukup kuat untuk menahan beban bangunan secara langsung (Braja, 2014: 155)

### 2.5.1 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah elemen struktural yang dirancang untuk mendukung beban bangunan dengan mentransfer beban tersebut ke lapisan tanah yang lebih dalam, terutama ketika tanah di permukaan tidak memiliki kapasitas yang cukup untuk menahan beban struktur. Beban ini disalurkan melalui gesekan antara tiang dan tanah atau melalui daya dukung ujung tiang (*point bearing*). Besarnya resistensi gesekan dan daya dukung ini sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah di lokasi tersebut.

Penggunaan pondasi tiang pancang direkomendasikan ketika tanah di bawah bangunan tidak memiliki kapasitas dukung yang memadai untuk menopang berat

bangunan dan bebannya, atau ketika lapisan tanah keras yang mampu menahan beban tersebut berada pada kedalaman yang signifikan (Sardjono HS, 1998: 7).

Pondasi tiang pancang pra-cetak atau *pre-cast* adalah jenis pondasi yang diproduksi di pabrik dan kemudian diangkut ke lokasi konstruksi. Bentuk umum dari pondasi pra-cetak ini biasanya berupa prisma atau silinder. Berikut adalah beberapa klasifikasi tiang pancang berdasarkan cara pemindahan beban dan bahan yang digunakan.(Sardjono HS, 1998: 8):

Berdasarkan cara pemindahan beban, tiang pancang dibagi menjadi dua jenis:

1. Tiang pancang ujung (*End bearing pile*)
2. Tiang pancang gesek (*Friction pile*)

B. Berdasarkan bahan yang digunakan, tiang pancang dibagi menjadi empat jenis:

1. Tiang pancang kayu
2. Tiang pancang beton

**Tabel 2. 8** Kelebihan dan Kekurangan pondasi Tiang pancang

	Kelebihan		Kekurangan
1	Pondasi tiang pancang sangat efektif digunakan pada tanah yang memiliki daya dukung rendah, seperti tanah lempung lunak atau tanah berpasir	1	Pondasi tiang pancang memerlukan biaya yang lebih tinggi dibandingkan pondasi dangkal, terutama karena kebutuhan alat berat dan material yang mahal.
2	Tiang pancang mampu menahan beban vertikal (beban mati dan hidup) serta beban lateral (seperti gaya angin atau gempa) dengan baik.	2	Setelah tiang dipancang, sulit untuk memeriksa kondisi tiang secara visual. Jika terjadi kerusakan, perbaikan bisa rumit dan mahal.
3	Pondasi tiang pancang memberikan stabilitas yang tinggi terhadap penurunan (settlement) yang tidak merata, terutama pada tanah yang tidak homogen.	3	Efektivitas pondasi tiang pancang sangat bergantung pada kondisi tanah. Jika lapisan tanah keras berada sangat dalam, biaya dan waktu konstruksi akan meningkat.
4	Tiang pancang dapat disesuaikan dengan berbagai kondisi tanah	4	Tiang pancang dapat mengalami kerusakan selama proses

Kelebihan		Kekurangan	
	dan beban struktur dengan memilih material, panjang, dan diameter yang sesuai.		pemancangan, terutama jika menghadapi lapisan tanah yang keras atau terdapat batu-batu besar.
5	Proses pemancangan tiang relative tidak mengganggu kestabilan tanah di sekitarnya, terutama jika dibandingkan dengan pondasi dangkal.	5	Proses pemancangan tiang dapat menimbulkan getaran dan kebisingan yang mungkin mengganggu lingkungan sekitar, terutama di area perkotaan.

Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000;94.

## 2.6 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas dukung tiang mengacu pada kemampuan tiang untuk menahan beban tanpa mengalami keruntuhan. Tanah harus mampu menopang seluruh beban dari struktur atas, termasuk gaya geser dan penurunan (*settlement*). Untuk menentukan kapasitas dukung tiang pancang, dapat dilakukan analisis terhadap kekuatan izin tekan dan tarik.

Perhitungan kapasitas dukung izin pada tiang berdasarkan kekuatan tanah dapat dilakukan menggunakan rumus yang berasal dari data N-SPT (Mayerhof) sebagai berikut:

$$P_{ta} = \frac{(l_i \cdot f_t, A_{st}) \cdot 0.70}{FK2} + W_p$$

Keterangan:

$W_p$  : Berat beton bertulang x Luas alas x kedalaman pondasi (ton)

$A_{st}$  : Keliling tiang pancang (m)

$l_i$  : Panjang segmen tiang (m)

$f_t$  : Gaya geser pada tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$FK2$  : Faktor keamanan (5)

### 2.6.1 Kapasitas Dukung Izin Vertikal

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

$$Ra = \frac{1}{n} Ra = \frac{1}{n} (RP + RF)$$

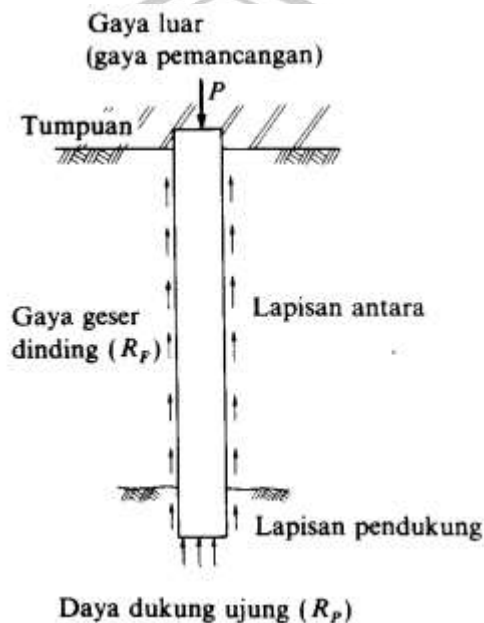
Keterangan:

$r_L$  : Faktor keamanan

$R_u$  : Kapasitas dukung batas tanah pondasi (ton)

$R_p$  : Kapasitas dukung terpusat tiang (ton)

$R_f$  : kapasitas geser dinding tiang (ton)



**Gambar 2.7** mekanisme daya dukung tiang

(Sumber: sosrodarsono & Nakazawa, 2000:99)

Estimasi praktis ini didasarkan pada rumus yang diajukan oleh Terzaghi atau Maeyerhof, atau dari rumus empiris yang diperoleh melalui pengikhtisaran data uji pembebanan. Sebagai contoh, dapat diambil rumus yang digunakan untuk jalan raya di Jepang berikut ini:

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

$$Ra = \frac{1}{n} (Ru - ws) + Ws - W$$

- Jika berat sendiri tiang, seperti pada tiang pracetak dengan diameter kecil, dapat diabaikan:

$$Ra = \frac{1}{n} . Ru$$

$$Ru = qd . A + U . \sum li . fi$$

Keterangan:

Ra, Ru, dan n memiliki makna yang sama seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.

Ws: Berat efektif tanah yang digantikan oleh tiang (dalam ton).

W: Berat efektif tiang beserta tanah di dalamnya (dalam ton).

Qd: Daya dukung terpusat yang dimiliki tiang (dalam ton).

A: Luas penampang ujung tiang (dalam meter persegi).

U: Keliling tiang (dalam meter).

Li: Ketebalan lapisan tanah yang memengaruhi gesekan dinding tiang.

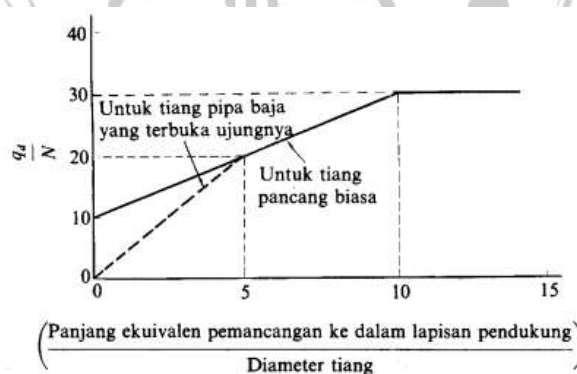
Fi: Gaya geser maksimum dari lapisan tanah yang memengaruhi gesekan dinding tiang (dalam ton per meter persegi).

**Tabel 2.9** menyajikan faktor keamanan untuk daya dukung vertikal tiang yang diizinkan dalam berbagai jenis konstruksi:

	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

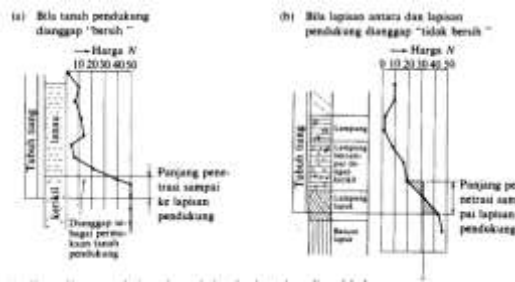
Angka dalam tanda kurung: Bila beban kereta api diperhitungkan

(Sumber: sosrodarsono & Nakazawa, 2000:100)



**Gambar 2.8** 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 2.9 Cara menentukan Panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

(Sumber: sosrodarsono & Nakazawa, 2000:101)

Nilai daya dukung terpusat ( $q_d$ ) ditentukan berdasarkan hubungan antara  $L/D$  dan  $q_d/N$  yang terdapat pada Gambar 2.12. Panjang ekivalen penetrasi ( $L$ ) pada lapisan pendukung dapat diperoleh dari Gambar 2.13, sedangkan  $D$  merupakan diameter tiang. Nilai  $N$  adalah rata-rata nilai  $N$  pada ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:

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

Keterangan:

$N$ : Nilai rata-rata  $N$  untuk perencanaan tanah pondasi di ujung tiang.

$N_1$ : Nilai  $N$  pada ujung tiang.

$N_2$ : Nilai rata-rata  $N$  pada jarak  $4D$  dari ujung tiang.

**Tabel 2.10** Intensitas gaya geser dinding tiang

Jenis Tanah pondasi	Jenis Tiang	
	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{5} (\leq 12)$
Tanah kohesif	$c$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{5}$ atau $\frac{N}{5} (\leq 12)$

(Sumber: sosrodarsono & Nakazawa, 2000:102)

Besarnya gaya geser maksimum dinding (f) dapat diperkirakan menggunakan Tabel 2.10, yang disesuaikan dengan jenis tiang dan sifat tanah pondasi. Dalam Tabel 2.10, kohesi tanah pondasi I di sekitar tiang dianggap sebesar 0,5 kali  $q_u$  (kekuatan geser unconfined atau unconfined compression strength).

- Daya dukung ultimate pada tiang tunggal

Daya dukung ultimate pada tiang tunggal dihitung dengan rumus:

$$R_u = qd.A + U.\Sigma l_i.f_i$$

- Daya dukung yang diizinkan untuk tiang tunggal

$$R_a = \frac{q d x A_P}{Fk_1} + \frac{\Sigma L_i f_i \times A_{st}}{Fk_2}$$

### 2.6.2 Daya Dukung Horizontal

Pondasi tiang dapat dikategorikan menjadi dua jenis berdasarkan model keterikatan tiang, yaitu:

- Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) adalah tiang yang bagian atasnya terjepit atau tertanam pada pile cap dengan kedalaman lebih dari 60 cm.
- Tiang ujung bebas (*free end pile*) adalah tiang yang bagian atasnya hanya tertanam atau terjepit pada pile cap dengan kedalaman kurang dari 60 cm.

Pada tiang dengan ujung terjepit, daya dukung horizontal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

- Tiang Pendek dan Tanah *Kohesif*

Daya dukung horizontal dapat dihitung menggunakan formula sebagai berikut:

$$H_u = 9 + C_u x D x \left( LP - \frac{3D}{2} \right)$$

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

- Tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang sedang dihitung dengan rumus:

$$M_y = \left( \frac{9}{4} \right) C_u x D g^2 - 9 x C_u x D f \left( \frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right)$$

Nilai  $H_u$  dihitung menggunakan persamaan:

$$L_p = \frac{3D}{2} + F + g$$

- Tiang Panjang

Tiang dikategorikan sebagai tiang panjang jika  $M_{max} > M_y$ . Dalam kondisi ini, nilai  $H_u$  dapat dihitung dengan rumus:

$$H_u = \frac{2 \times My}{\frac{3D}{2} \cdot \frac{F}{2}}$$

Dengan nilai  $F$  yang diperoleh dari:

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

Menurut pendekatan Stroud (1974), untuk menentukan korelasi dengan *undrained shear strength* ( $C_u$ ), digunakan rumus berikut:

$$C_u = k \times N$$

Keterangan:

$H_u$  = Daya dukung tiang horizontal

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

$D$  = Diameter pondasi tiang (m)

$L_p$  = Kedalaman pondasi (m)

$k$  = 3,5 – 6,5 (kN/m<sup>2</sup>) (Hardiyatmo, 2002:363)

$N$  = Nilai N-SPT

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013:60-61.

### 2.6.3 Kapasitas Daya Izin Tarik Tiang

Penghitungan daya dukung izin pondasi pada pondasi tiang untuk menahan gaya tanah menggunakan rumus sebagai berikut:

Data N SPT (*Meyerhof*)

$$P_u = \frac{(\sum L_i f_i \times A_{st})}{F_{k2}} + w_p$$

Penjelasan:

$P_{ta}$  = Daya dukung izin tekan pada tiang (ton)

$w_p$  = Berat pondasi (ton)

$St$  = Lingkaran keliling penampang tiang

$li$  = Panjang segmen tiang yang ditinjau

$fi$  = Gaya geser yang terjadi pada selimut segmen tiang

$FK2$  = Faktor keamanan yang bernilai 3 atau 5

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013:51.

### 2.6.4 Perencanaan Tiang pancang Secara Kelompok

Untuk menentukan jumlah tiang yang dibutuhkan pada titik kolom tertentu, digunakan kombinasi beban aksial (DL + LL) dengan mempertimbangkan beban tak terfaktor. Jumlah tiang dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan kapasitas daya dukung masing-masing tiang:

$$np = \frac{\sum v}{R_a}$$

Penjelasan:

$n_p$  = jumlah tiang

$\sum v$  = Total gaya aksial yang diterima

$R_a$  = Daya dukung izin tiang

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013;54-55.

Jarak antar tiang yang disyaratkan ditentukan berdasarkan formula:

$$S \geq 2.5 D$$

Sumber: Nakazawa, 2000:96

Keterangan:

$S$  = Jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

$D$  = Diameter tiang

### 2.6.5 Efisiensi Kelompok Tiang Pondasi

Dalam menghitung jumlah tiang yang diperlukan, seperti yang telah dijelaskan pada bagian Stabilitas Kepala Jembatan (Abutment), masih terdapat ketidakpastian karena kapasitas daya dukung kelompok tiang tidak setara dengan daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini disebabkan oleh adanya interaksi antar tiang yang berdekatan (*group action*), yang mempengaruhi tegangan dari tiang-tiang tersebut. Pengurangan daya dukung ini, yang dikenal sebagai *group action*, umumnya dinyatakan dalam efisiensi kelompok. Efisiensi ini dapat dihitung dengan menggunakan rumus dari *Converse-Labarre* yang terdapat dalam *Uniform Building Code AASHTO* sebagai berikut:

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

Sementara untuk nilai sudut  $\theta$  digunakan persamaan:

$$\theta = \arctg \left( \frac{D}{s} \right)$$

Daya dukung kelompok =  $E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung izin tiang}$

Keterangan:

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\theta$  = Arc tg ( $D/s$ )

$D$  = Ukuran penampang tiang

$s$  = Jarak antar tiang (berdasarkan as ke as)

$m$  = Jumlah tiang pada baris ke-1

$n$  = Jumlah tiang pada baris ke-2

## 2.6.6 Beban Maksimum pada Tiang dalam Kelompok Tiang

Menurut (Pamungkas, Harianti, 2013:57) Beban dari struktur atas, serta formasi tiang dalam kelompok tiang pondasi, akan menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang. Untuk memastikan setiap tiang mampu menahan beban tersebut sesuai kapasitasnya, perlu dilakukan pengendalian terhadap tiap-tiap tiang. Pada kelompok tiang pondasi dan pile cap, distribusi beban aksial serta momen berlangsung. Beban aksial dan momen ini dirancang dengan mempertimbangkan keamanan terhadap deformasi atau lengkungan, sesuai dengan rumus elastis, di mana pile cap dianggap kaku sempurna. Untuk menghitung beban maksimum dan minimum yang bekerja pada kelompok tiang pondasi, digunakan persamaan berikut:

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y x X_{max}}{n_y \sum X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \sum Y^2}$$

Penjelasan:

$P_{maks}$  = Beban maksimum pada tiang

$P_u$  = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

$M_y$  = Momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu y

$M_x$  = Momen yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu x

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

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

$\sum X^2$  = Jumlah kuadrat jarak tiang sumbu x

$\sum Y^2$  = Jumlah kuadrat jarak tiang sumbu y

$n_y$  = Jumlah tiang dalam baris sepanjang sumbu x

$n_x$  = Jumlah tiang dalam baris sepanjang sumbu y

$np$  = Jumlah total tiang

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013:57.

Catatan:

- Jika  $P$  maksimum yang terjadi bernilai positif, maka tiang pancang (*pile*) akan mengalami gaya tekan.
- Sebaliknya, jika  $P$  maksimum bernilai negatif, maka *pile* akan menerima gaya tarik.

Dari hasil ini, kita dapat memeriksa apakah setiap tiang masih memenuhi daya dukung baik untuk tekanan maupun tarikan yang diizinkan.

## 2.7 Daya Dukung Struktur Tanah

Dalam pembangunan konstruksi bangunan, sering kali muncul masalah penurunan pondasi. Oleh karena itu, perhitungan pondasi dalam perencanaan struktur

bawah harus dilakukan dengan cermat dan akurat agar penurunan yang terjadi akibat gaya yang bekerja pada struktur atas bernilai kecil atau lebih baik tidak terjadi sama sekali. Pemilihan jenis pondasi yang sesuai dapat menyalurkan beban berat yang diterima secara langsung ke dalam batuan atau lapisan tanah keras di permukaan dengan kedalaman  $D/B > 4$ . (Suyono Sosrodarsono lazuto Nakazawa, 2000)

P  
Tabel 2.11 Kepadatan pasir hasil SPT

Cohesionless soil					
N (blows)	0 - 3	4 - 10	11 - 30	31 - 50	> 50
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23
State	very loose	loose	medium	dense	very dense
Cohesive soil					
N (blows)	< 4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	> 25
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	> 20
Consistency	very soft	soft	medium	stiff	hard

Sumber: Data laporan Borlog Lapangan

Penelitian tanah yang dilakukan dalam proyek pembangunan jembatan Kanor ini menggunakan *Standard Penetration Test* (SPT), yang merupakan metode statis. Pengujian ini menghasilkan nilai N adalah  $60 > 50$  pada kedalaman 36 meter termasuk kategori tanah padat, Hubungan antara jumlah tumbukan N dan kepadatan relatif tanah disajikan dalam Tabel 2.11.

## 2.8 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan Pile Cap

Sambungan antara tiang pancang dan pile cap ditempatkan pada bagian yang tertanam dengan memanfaatkan tulangan beton, karena tiang masih mampu menahan momen. Perencanaan sambungan ini dapat dilihat pada Gambar 2.10.



**Gambar 2.10** Sambungan tiang pancang dengan pilecap  
(Sumber: Erny & Pamungkas, 2013)

## 2.9 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan pile cap, yang perlu dihitung adalah dimensi pile cap dan tulangan yang diperlukan untuk menahan gaya-gaya yang bekerja pada pile cap. Ketebalan pile cap dipengaruhi oleh tegangan geser izin beton, sehingga tegangan geser harus dihitung pada potongan yang paling kritis. Momen lentur pada pelat penutup tiang harus dihitung dengan asumsi bahwa momen tersebut bekerja dari pusat tiang ke permukaan kolom terdekat.

Sebelum merencanakan pile cap, jarak antar tiang harus dihitung terlebih dahulu agar dimensi pile cap dapat ditentukan. Dimensi pile cap sangat dipengaruhi oleh jumlah tiang dalam satu kelompok dan jarak antar tiang. Oleh karena itu, jarak antar tiang memiliki pengaruh signifikan terhadap ukuran pile cap. Biasanya, jarak antar tiang dalam kelompok tiang diambil antara 2,5D hingga 3D, di mana D adalah diameter tiang. (Pamungkas dan Harianti, 2013:87).

## 2.10 Penulangan Pile Cap

Penulangan pile cap dianggap serupa dengan penulangan balok. Proses perencanaan penulangan pile cap melibatkan beberapa langkah berikut:

1. Rencanakan pile cap sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

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

Keterangan:

Mu: Momen yang terjadi pada balok (kg.m)

b: Lebar balok (m)

d: Tinggi efektif (m) (h – 60 mm)

h: Tinggi balok (m)

Ø: Faktor reduksi (0,8)

Tulangan harus didistribusikan secara merata dalam jarak yang sama dengan sisi terpendek pondasi, yang berpusat pada garis tengah kolom atau pedestal. Sisa tulangan yang dibutuhkan pada sisi  $(1 - \gamma_s)$  As harus didistribusikan merata di luar jalur tengah pondasi, dengan  $\gamma_s$  dihitung menggunakan rumus:

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1}$$

Di mana  $\beta$  adalah rasio antara sisi panjang dan sisi pendek pondasi. Spasi antar tulangan harus seragam di seluruh dimensi terpanjang, dan ketebalan pondasi harus dipilih sehingga ketebalan efektif tulangan bawah minimal 300 mm.

Pemeriksaan rasio tulangan tekan:

$$p_{\min} < \rho < p_{\max}$$

3. Setelah menghitung luas tulangan, lanjutkan dengan merencanakan jarak dan diameter tulangan yang sesuai dengan luas tulangan yang telah dihitung.

4. Lakukan pengecekan terhadap tinggi efektif yang digunakan, memastikan bahwa  $d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$  dan  $d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$ .

### 2.11 Penurunan (*Settlement*) Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok tiang merupakan total dari penurunan elastis (atau penurunan segera) yang terjadi dalam waktu singkat setelah beban diberikan (*immediate settlement* atau *elastic settlement*, dilambangkan dengan  $S_i$ ) dan penurunan yang berlangsung dalam jangka waktu lama (*long-term consolidation settlement*, dilambangkan dengan  $S_c$ ). Total penurunan adalah jumlah dari kedua jenis penurunan ini: (Pamungkas, Harianti, 2013:79)

$$S = S_i + S_c$$

Keterangan:

$S$  = Penurunan total (m)

$S_i$  = *Immediate settlement* (m)

$S_c$  = *Consolidation settlement* (m)

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013;79

#### 1. Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera didefinisikan sebagai penurunan yang terjadi seketika setelah beban diberikan. Rumus yang digunakan adalah:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{q_B}{E}$$

Keterangan:

$S_i$  = Penurunan segera (m)

$q$  = Tekanan yang diterima ( $P_u/A$ )

$B$  = Lebar kelompok tiang (m)

$E$  = Modulus elastisitas tanah ( $kN/m^2$ )

$\mu_l$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan ketebalan terbatas  $H$

$\mu_0$  = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

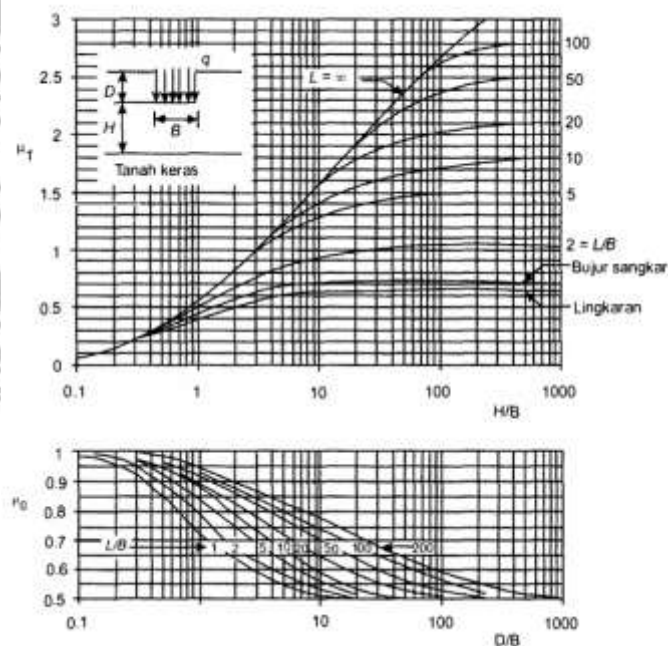
Sumber: Pamungkas & Harianti 2013;80

Perkiraan nilai modulus elastisitas tanah I dapat diperoleh dari nilai N-SPT di lokasi pembangunan. Berdasarkan Mitchell dan Gardner, hubungan antara modulus elastis tanah I dengan N-SPT adalah sebagai berikut:

$$E = 10 \times (N + 15)$$

Sumber: Hardiyatmo, 2017:281

Untuk menentukan nilai  $\mu_l$  dan  $\mu_0$ , dapat dilihat pada Gambar 2.11.



**Gambar 2. 11** Grafik untuk menentukan nilai  $\mu_l$  dan  $\mu_0$

Sumber : Hardiatmo 2017;285

### 2.11.1 Penurunan (*Settlement*) Konsolidasi

Penurunan konsolidasi (*long-term consolidation settlement*) mengacu pada pergerakan vertikal permukaan tanah yang terjadi akibat perubahan volume tanah

selama proses konsolidasi. Perhitungan penurunan konsolidasi dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \times C_c \times \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

$$\Delta P = \frac{40}{41} \times q$$

Keterangan:

$S_c$  : Penurunan konsolidasi (m)

$H$  : Ketebalan lapisan tanah (m)

$e_0$  : Angka pori awal

$C_c$  : Indeks kompresi

$P_0$  : Tekanan efektif awal (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta p$  : Penambahan tekanan (kN/m<sup>2</sup>)

$q$  : Beban yang diterapkan (kN/m<sup>2</sup>)

#### 2.11.2 kecepatan Penurunan Konsolidasi

Estimasi kecepatan penurunan konsolidasi diperlukan untuk menentukan seberapa cepat pondasi akan mengalami penurunan selama proses konsolidasi berlangsung. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu, digunakan persamaan berikut:

$$t = \frac{T_v \cdot H t^2}{C_v}$$

Keterangan:

$T_v$  : Faktor waktu

$H_t$  : Panjang lintasan drainase ( $H_t = H/2$  untuk drainase ganda dan  $H_t = H$  untuk drainase tunggal) (m)

$H$  : Ketebalan lapisan lempung yang mengalami pemampatan (m)

$C_v$  : Koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu (m<sup>2</sup>/detik)

**Tabel 2.12** Hubungan factor waktu ( $T_v$ ) dan derajat konsolidasi( $U$ )

U%	$T_v$
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071

U%	Tv
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	$\infty$

(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

### 2.11.3 Penurunan Izin

Berdasarkan SNI 8460:2017:178 Persyaratan Perancangan Geoteknik pasal 9.2.4.3 mengenai penurunan izin, besarnya penurunan total dan perbedaan penurunan yang diizinkan ditentukan oleh toleransi struktur bangunan dan bangunan sekitarnya. Hal ini harus dievaluasi berdasarkan kasus per kasus dengan mempertimbangkan stabilitas, integritas, dan fungsi bangunan. Penurunan izin yang disyaratkan adalah sebagai berikut:

$$< 15 \text{ cm} + \frac{b}{600} \text{ (b dalam satuan cm) (untuk bangunan tinggi)}$$

Perbedaan penurunan (*differential settlement*) yang diperkirakan harus ditentukan dengan hati-hati dan konservatif. Pengaruhnya terhadap struktur bangunan harus diperiksa untuk memastikan bahwa perbedaan penurunan tersebut masih memenuhi kriteria kekuatan dan kelayakan.

$$\frac{St_{max} - St_{min}}{L} < \frac{1}{300}$$

Keterangan:

St<sub>max</sub> : Penurunan terbesar (cm)

St<sub>min</sub> : Penurunan terkecil (cm)

L : Panjang bangunan (cm)

### 2.12 Penulangan Badan Abutment (*Breast Wall*)

#### a. Tulangan Utama

Dalam proses perencanaan penulangan pada badan abutment (*breast wall*), pedoman yang digunakan merujuk pada Direktorat Jenderal Bina Marga (2021) melalui Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan. Untuk menghitung daya dukung penampang, dilakukan dengan bantuan Program spColumn guna

memastikan bahwa desain penampang tulangan yang direncanakan mampu menahan gaya aksial dan momen yang dihasilkan (Simanjuntak, 2021).

Verifikasi desain dilakukan melalui interaksi kolom, dengan memastikan bahwa seluruh gaya vertikal dan momen yang terjadi sesuai dengan kapasitas yang disyaratkan berdasarkan momen ultimit ( $M_u$ ). (L Braja dkk., t.t.)

Berdasarkan SNI 2847-2013:87, untuk mendesain penampang yang terkena gaya geser, perlu dipenuhi syarat bahwa  $\phi V_c \geq V_u$ , di mana  $V_n$  dihitung sebagai berikut:

- Menghitung nilai  $\phi V_c$  menggunakan rumus:

$$\phi V_c = 0,65 \times \left(\frac{1}{6}\right) \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

Jika  $\phi V_c$ , kurang dari  $V_u$ , diperlukan penulangan geser, yang langkahnya meliputi:

- Menentukan kekuatan geser nominal:

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

- Menentukan luas tulangan geser yang diperlukan:

$$A_v = \frac{V_s}{r_y \times d \times f_y}$$

- Menghitung luas tulangan geser minimum menggunakan rumus:

$$A_{vmin} = 0,083 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b \times s}{f_y}$$

- Menentukan luas tulangan geser yang dipasang:

$$A_{vuse} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{b}{sh} \times \frac{sh}{sv}$$

Jika  $A_{vuse} > A_{vperlu}$  maka sistem aman.

Sumber: Direktorat Jenderal Bina Marga dalam Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan. 2021; 108-109,

berikut adalah perhitungan untuk tulangan geser dan penulangan pile cap abutment:

- a. Untuk tulangan geser,

diperhitungkan bahwa luas tulangan bagian adalah  $20\% \times A_{spokok}$

### 2.12.1 Perencanaan Tulangan Lentur Pile Cap Abutment

- a. Dalam proses penulangan lentur pada pile cap abutment, digunakan rumus yang mirip dengan perencanaan penulangan struktur lainnya, dengan langkah sebagai berikut:

- Menghitung tegangan beton menggunakan rumus:

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

- Nilai tegangan maksimum:

$$P_{max} = 0,75 \times pb$$

- Nilai tegangan minimum:

$$P_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

- Faktor m diperoleh dari perbandingan:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c}$$

- Momen nominal dapat dihitung dengan:

$$Mn = m \times As$$

- Nilai  $Rn$  dihitung dengan:

$$Rn = \frac{Mn}{b \times a^2}$$

$$P_{perlu} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - l \frac{2mRn}{f_y}} \right\}$$

- Luas tulangan minimum dihitung dengan:

$$As = p_{min} \times b \times d$$

- Luas tulangan yang digunakan:

$$As_{pakai} = \frac{4}{\pi} \times D^2 \times s$$

- Kontrol momen kapasitas dilakukan dengan perhitungan:

$$\phi Mn = 0,9 \times As \times f_y \times \left( d - \frac{a_2}{2} \right) > Mu$$

- Tulangan geser bagian:

$$As_{bagi} = 20\% \times As_{pokok}$$

- b. Untuk gaya geser satu arah, dihitung gaya geser pada penampang kritis:

$$\sigma = \frac{P_u}{A}$$

Lalu untuk daerah pembebanan geser satu arah, jarak  $G'$  dihitung dengan:

$$G' = L \frac{\text{panjang pondasi}}{2} + \frac{\text{Lebar kolom}}{2} + def$$

Gaya geser pada penampang kritis ditentukan dengan:

$$Vu = \sigma \times L \times G'$$

Kontrol kuat geser beton :

$$\phi Vc = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{1 - f'_c} \times bw \times d > Vu$$

Sumber: Pamungkas & Harianti 2013;90-91