

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tanah**

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi, maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut *tanah residual (residual soil)* dan apabila tanah berindah tempatnya, disebut *tanah terangkut (transported soil)* (Hardiyatmo, 2002).

Tanah memiliki peranan yang sangat penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Tanah adalah sebagai dasar pendukung suatu bangunan atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan dan terkadang juga sebagai penyebab timbulnya gaya luar pada bangunan. Pada umumnya semua bangunan dibuat diatas atau dibawah permukaan tanah, maka diperlukan suatu sistem pondasi yang akan menyalurkan beban dari bangunan ke tanah (Bowless, 1997).

### 3.2 Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya pengguling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2010).

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa tujuan sebagai berikut:

1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak ke tanah pendukung yang kuat,
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah disekitarnya,
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan,
4. Untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring, serta
5. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

#### Pondasi Tiang Bor

Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Pondasi tiang bor biasanya digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Apabila tanah mengandung air, dibutuhkan pipa besi untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung pada ujung tiang.

Adapun beberapa keuntungan dan kerugian dari penggunaan pondasi tiang bor tertera pada Tabel 3.1 di bawah ini.

**Tabel 3. 1 Keuntungan dan Kerugian Penggunaan Pondasi Tiang Bor**

<b>PENGGUNAAN PONDASI TIANG BOR</b>	
<b>KEUNTUNGAN</b>	<b>KERUGIAN</b>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.</li> <li>2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.</li> <li>3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.</li> <li>4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran pada ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.</li> <li>5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil,</li> <li>2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik,</li> <li>3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang, serta</li> <li>4. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan apabila tanah berupa tanah pasir.</li> </ol>

#### Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang-tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN (Hardiyatmo, 2002).

Keuntungan serta kerugian pemakaian tiang pancang pracetak antara lain dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

**Tabel 3. 2 Keuntungan dan Kerugian Pemakaian Tiang Pancang Pracetak**

<b>PEMAKAIAN TIANG PANCANG PRACETAK</b>	
<b>KEUNTUNGAN</b>	<b>KERUGIAN</b>
1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.	1. Peggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.	2. Tiang kadang-kadang rusak akibat pemancangan.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.	3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan tiang dapat menambahkan kepadatan tanah granuler.	4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
	5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

#### *Safety Factor (SF)*

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud sebagai berikut.

- a. Memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
- b. Memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah,
- c. Meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
- d. Meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok masih tetap dalam batas-batas toleransi, dan
- e. Meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

#### 1. *Safety Factor* Tiang Pancang

*Safety factor* untuk tiang pancang menurut Reese dan O'Neill dapat dilihat pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

**Tabel 3. 3 Safety factor Tiang Pancang disarankan Reese dan O'Neill**

<b>Klasifikasi Struktur</b>	<b>Kontrol Baik</b>	<b>Kontrol Normal</b>	<b>Kontrol Jelek</b>	<b>Kontrol Sangat Jelek</b>
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Sehingga sesuai tabel dia atas dengan kondisi kontrol normal dan struktur secara permanen maka faktor aman yang digunakan 2,5 untuk pondasi tiang pancang.

## 2. Safety Factor Tiang Bor

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang bor diameter  $d < 2m$ , Tomlinson (1997) kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman 2 tanpa adanya pembesaran pada bagian bawah ujung tiang sedangkan apabila dasar tiang dilakukan pembesaran maka faktor aman yang digunakan adalah 2,5. Sehingga untuk nilai faktor aman saya gunakan untuk kondisi tiang bor 2.

### 3.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2002), yaitu.

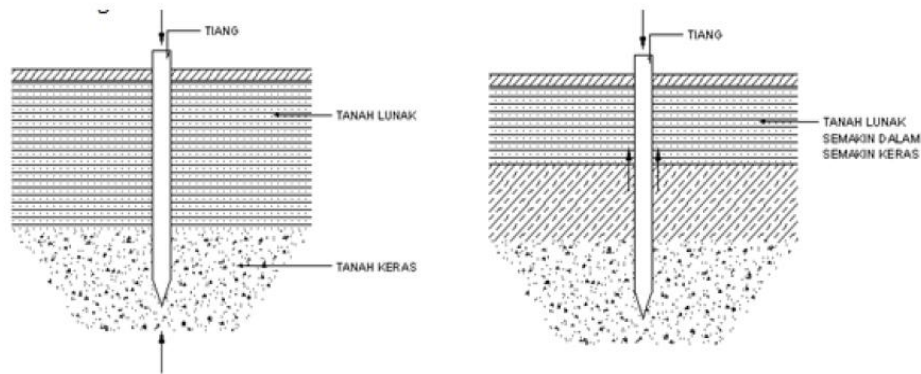
#### 1. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek (*friction pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

#### 2. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berbeda dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang

berada dibawah ujung tiang. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.1 tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.



**Gambar 3. 1 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

### 3.3.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Berdasarkan Data Kohesi ( $C_u$ ) Laboratorium

#### 1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *U.S Army Corps*

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya. Sehingga persamaan daya dukung pondasi tiang pancang metode *U.S Army Corps* sebagai berikut ini.

##### a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian laboratorium tanah sehingga mendapatkan persamaan 3.1 dan persamaan 3.2 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.1)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.2)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN).

$q_p$  = daya dukung tanah ( $\text{kN/m}^2$ ),

$N_c = 9$  diambil sama dengan (Skempton, 1959)

$C_u =$  nilai kohesi dasar tiang rencana

b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.3)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.4)$$

dengan,

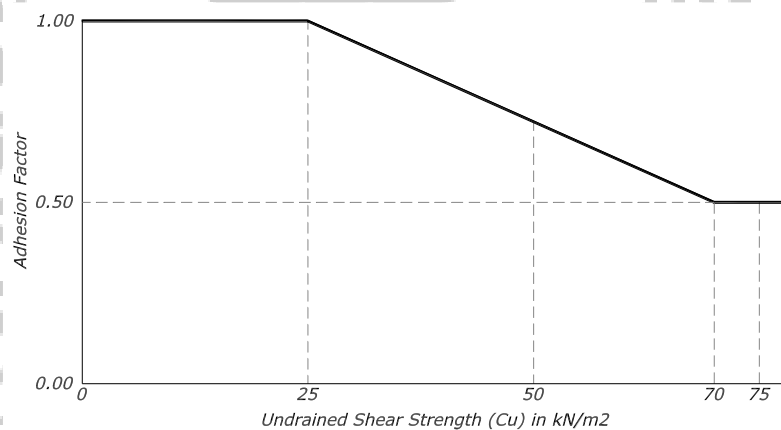
$Q_s =$  Tahanan selimut (kN),

$f_s =$  adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m<sup>2</sup>)

$t =$  panjang tiang pancang (m),

$A_s =$  keliling tiang pancang (m).

$\alpha =$  faktor adhesi diambil dari Grafik 3.1  $\alpha$  Metode U.S Army Corps dibawah



**Grafik 3.1 Kuat Geser Undrained,  $C_u$  (kN/m<sup>2</sup>)**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.5 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.5)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN),

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN).

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.6 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.6)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

2. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Tomlinson*

Dari metode Tomlinson untuk kondisi tanah lempung memiliki perbedaan pencarian faktor adhesi ( $\alpha$ ) sebagai berikut

a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian lab tanah sehingga mendapatkan persamaan 3.7 dan persamaan 3.8 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.7)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.8)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN).

$q_p$  = daya dukung tanah (kN/m<sup>2</sup>),

$N_c$  = 9 diambil saman dengan (Skempton, 1959)

$C_u$  = nilai kohesi dasar tiang rencana



b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.9 dan Persamaan 3.10 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.9)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.10)$$

dengan,

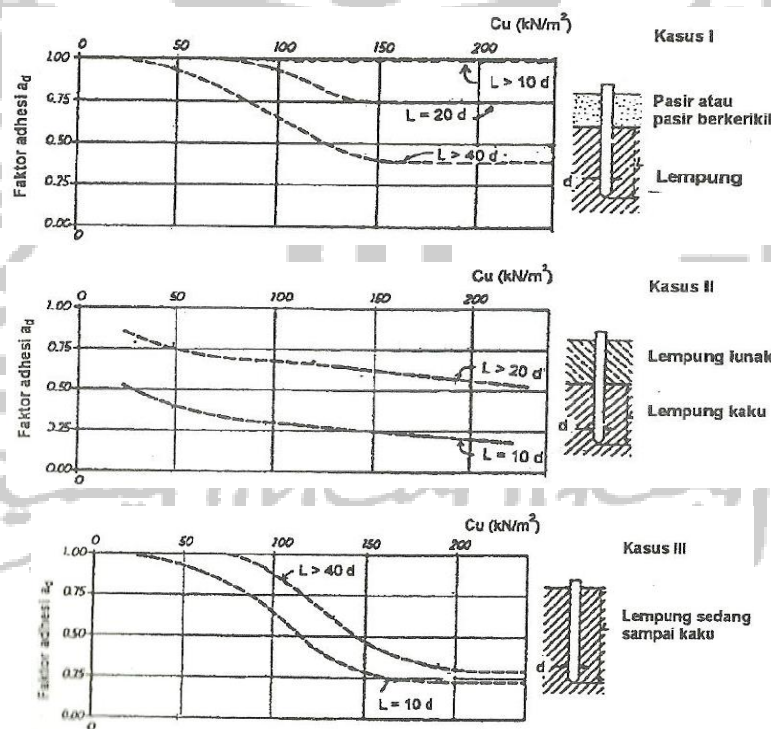
$Q_s$  = Tahanan selimut (kN),

$f_s$  = adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya ( $\text{kN/m}^2$ )

$t$  = panjang tiang pancang (m),

$A_s$  = keliling tiang pancang (m).

$\alpha$  = faktor adhesi diambil dari Grafik kasus  $\alpha$  Metode Tomlinson berdasarkan kondisi tanah dibawah. (Gambar.3.2)



**Grafik 3.2 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson,1977)**

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.11)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN),

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN).

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.12)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang pancang 2,5)

### 3.3.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Bor Tunggal Berdasarkan Data Kohesi ( $C_u$ ) laboratorium

Pekerjaan pengeboran tanah pada pemasangan tiang menyebabkan perubahan kuat geser tanah lempung. Hal ini, karena proses pembuatan lubang saat pengeboran melonggarkan tanah, sehingga tahanan ujung tiang berkurang. Selain itu, karena tekanan tanah lateral menjadi berkurang di dekat dinding lubang bor, pada lempung terjadi pengembangan dan aliran air menuju ke permukaan dinding lubang bor. Proses pengecoran beton ke dalam lubang bor, sehingga menyebabkan pelunakan tanah lempung, sehingga mengurangi kuat geser lempung.

#### 1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Reese & Wright*

##### a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian lab tanah sehingga mendapatkan Persamaan 3.13 dan Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (3.13)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.14)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN).

$q_p$  = Daya dukung tanah ( $\text{kN/m}^2$ ) Syarat  $< 4000 \text{ kN/m}^2$ ,

$N_c$  = 9 faktor kapasitas dukung (Skempton, 1959)

$C_u$  = Nilai kohesi dasar tiang rencana

b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.15 dan Persamaan 16 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.15)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.16)$$

dengan,

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN),

$f_s$  = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya ( $\text{kN/m}^2$ )

$t$  = Panjang tiang pancang (m),

$A_s$  = Keliling tiang pancang (m).

$\alpha$  = Faktor adhesi gesek sisi tiang bor menurut *Reese & Wright* yaitu 0,55

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.17 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.17)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN),

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN)

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.18 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.18)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang bor 2)

2. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Skempton*a. Tahanan Ujung ( $Q_p$ )

Pada penerapannya didalam perencanaan, nilai  $C_u$  tiap lapisan didapatkan berdasarkan hasil pengujian lab tanah sehingga mendapatkan Persamaan 3.19 dan Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \times \mu \quad (3.19)$$

$$q_p = N_c \times C_u \quad (3.20)$$

dengan,

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN)

$q_p$  = Daya dukung tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$N_c$  = 9 diambil saman dengan (Skempton, 1959)

$C_u$  = Nilai kohesi dasar tiang rencana

$\mu$  = Faktor koreksi, dengan  $\mu=0,8$  untuk  $d<1$  meter, dan  $\mu=0,75$  untuk  $d>1$  meter

b. Tahanan Selimut ( $Q_s$ )

Tahanan selimut dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.21 dan Persamaan 3.22 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \times t \quad (3.21)$$

$$f_s = \alpha \times C_u \quad (3.22)$$

dengan,

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN)

$f_s$  = Adhesi antara tiang dan tanah disekitarnya (kN/m<sup>2</sup>)

$t$  = Panjang tiang pancang (m)

$A_s$  = Keliling tiang pancang (m)

$\alpha$  = Faktor adhesi gesek sisi tiang bor disarankan, Skempton yaitu 0,45

c. Tahanan Ultimit ( $Q_u$ )

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.23 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.23)$$

dengan,

$Q_u$  = Tahanan ultimit (kN)

$Q_p$  = Tahanan ujung (kN)

$Q_s$  = Tahanan selimut (kN)

d. Tahanan Ijin ( $Q_{all}$ )

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.24 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.24)$$

dengan,

$Q_a$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

$Q_u$  = Kapasitas ultimit pondasi, dan

$SF$  = Angka aman untuk tahanan ujung (tiang bor 2)

### 3.4 Pembebanan

Pembebanan untuk analisis kekuatan jembatan jalan raya merupakan dasar dalam menentukan beban-beban dan gaya-gaya untuk perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan jalan raya. Penggunaan jembatan ini dimaksudkan agar dapat mencapai kekuatan yang aman dan ekonomis sesuai dengan kondisi setempat sehingga proses analisis kekuatan jembatan menjadi efektif. Pada analisis ini yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan adalah SNI 1725-2016 yaitu tentang pembebanan untuk jembatan.

Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan. Pada desain jembatan grindulu ini beban rencana yang diperhitungkan terdiri dari:

1. Beban Permanen
2. Beban lalu lintas
3. Beban dari lingkungan
4. Beban lainnya

#### 3.4.1 Beban Permanen

Beban permanen merupakan beban mati yang diakibatkan oleh berat sendiri dari bagian-bagian struktur jembatan. Massa setiap bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar rencana dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi sebesar 9,81 m/detik<sup>2</sup>.

##### 1. Berat Sendiri

Berat sendiri jembatan adalah semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetpa dengannya yang terdiri dari berat masing-masing bagian struktural dan elemen-elemen non struktural.

##### a. Perencanaan lantai kendaraan

$$\text{Berat plat dipakai} = 22 + 0,022 f'c \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{Berat perkerasan aspal dipakai} = 22 \quad (\text{kN/m}^3)$$

##### b. Perencanaan gelagar jembatan

$$\text{Berat sendiri gelagar} = 22 + 0,022 f'c \quad (\text{kN/m}^3)$$

(Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 7.1 Tabel 2)

##### 2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan seperti:

##### a. Pelapisan ulang permukaan aspal (*overlay*) dianggap sebesar 50 mm.

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22 \text{ kN/m}^3.$$

##### b. Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton.

- c. Sarana umum seperti pipa air, lampu jalan
- d. Genangan air hujan =  $9,8 \text{ kN/m}^3$ . (Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 7.3)

### 3. Beban Akibat Tanah

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah seperti berat volume tanah, kohesi, dan sudut geser tanah. Tanah dibelakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan arah lateral saja.

### 4. Rangkaian dan Susut (*Creep and Shrinkage*)

Pengaruh rangkai dan penyusutan (*creep and shrinkage*) harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini harus dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan.

### 5. Pengaruh Prategang (*Prestress*)

*Prestressing* akan menyebabkan pengaruh momen sekunder pada elemen struktur yang terkekang (*restrain*) pada struktur statik tak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas layan maupun batas *ultimate*. Efek dari prategang harus diperhitungkan sebelum (selama konstruksi) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lain.

### Beban Lalu Lintas

#### 1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BTR). Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

- a. Beban terbagi merata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus Persamaan 3.25 dan Persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$L \leq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.25)$$

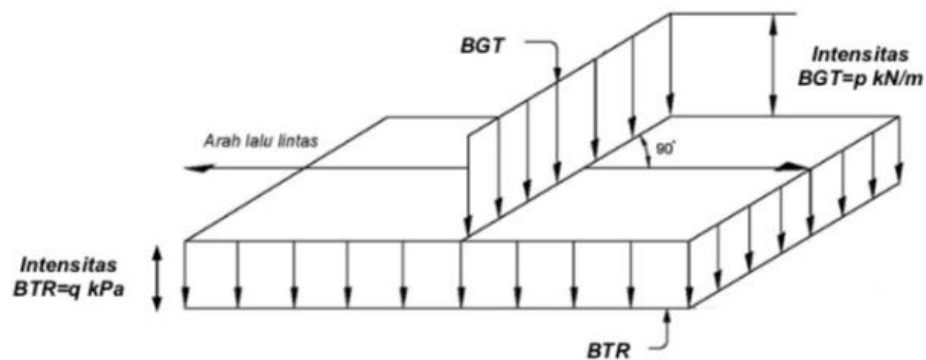
$$L \geq 30 \text{ m} \rightarrow q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3.26)$$

(Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.3).

“L” merupakan jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban lajur “D” ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.2. Beban garis (BGT) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

- b. Beban garis (BGT) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. Dalam perencanaan ini BGT ditempatkan ditengah bentang untuk mendapatkan momen terbesar di tengah bentang.

BGT mempunyai intensitas,  $p = 49,0 \text{ kN/m}$ , (Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.3).



**Gambar 3. 2 Beban Lajur “D”**

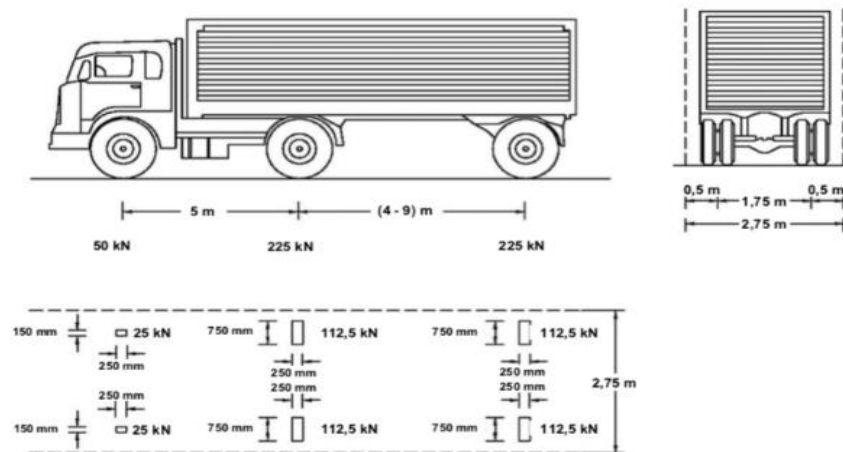
(Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.3)

Ketentuan penyebaran beban “D” pada arah melintang jembatan digunakan intensitas 100% agar diperoleh momen dan geser arah longitudinal pada gelagar jembatan.

## 2. Beban Truck “T”



Pembebanan truk “*T*” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar. Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah antara 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan sesuai Gambar 3.3 berikut.

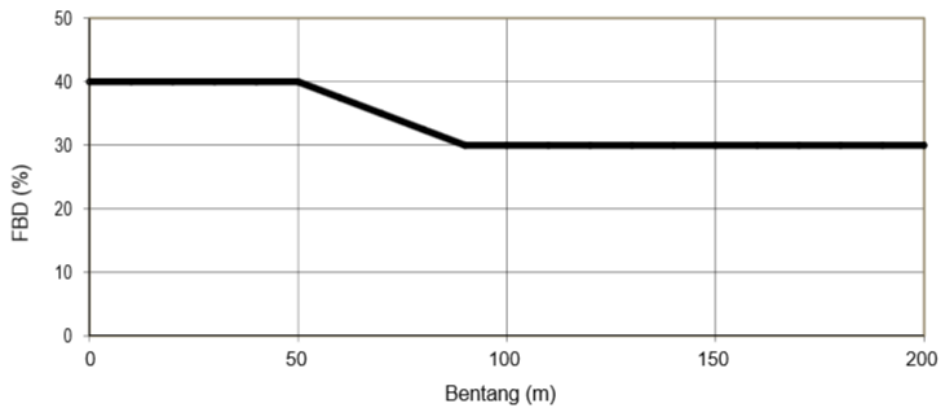


**Gambar 3.3 Beban Truck "T"**

(Sumber: SNI 1725:2016, Pasal 8.4)

### 3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Faktor beban dinamis berlaku untuk pembebanan “*D*” dan pembebanan truk “*T*” untuk simulasi kejutan dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Beban garis FBD dapat dilihat pada Grafik 3.3



**Grafik 3.3 Faktor Beban Dinamis (FBD)**

(Sumber: SNI 1725:2016)

**Tabel 3.4 Faktor Beban Dinamik Untuk Beban Garis KEL**

Bentang Ekuivalen $L_E$ (m)	FBD (untuk kedua keadaan batas)
$L_E \leq 50$	0.4
$50 < L_E < 90$	$0,525 - 0.0025 (L_E)$
$L_E \geq 90$	0.3

Catatan :

Untuk bentang sederhana  $L_E =$  panjang bentang actual

Mencari bentang menerus berdasarkan persamaan 3.27 berikut.

$$\text{Untuk bentang menerus } L_E = \sqrt{L_{rata-rata} - L_{maks}} \quad (3.27)$$

dengan,

$L_{rata-rata}$  = panjang bentang rata-rata dari bentang-bentang menerus.

$L_{maks}$  = panjang bentang maksimum dari bentang-bentang menerus

#### 4. Gaya Rem

Gaya rem dianggap bekerja horizontal searah sumbu jembatan pada jarak 1,8 m dari permukaan lantai kendaraan. Pengaruh ini harus diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar:

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

#### 5. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP)

Semua elemen dari trotoar yang lebih lebar dari 6 m atau jembatan penyebrangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk

beban nominal 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan masing-masing lajur kendaraan.

### Beban Lingkungan

#### 1. Beban Angin

##### a. Angin pada struktur (EWs)

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen yang diambil tegak lurus terhadap arah angin, sehingga didapatkan Persamaan 3.28 sebagai berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.28)$$

dengan,

$V_{DZ}$  = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana,  $Z$  (km/jam)

$V_{10}$  = Kecepatan angin pada elevasi 10 m diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana 90 – 126 km/jam

$V_B$  = Kecepatan angin rencana 90 – 126 km/jam

$Z$  = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung

$V_0$  = Kecepatan gesekan angin (Tabel 3.5)

$Z_0$  = Panjang gesekan di hulu jembatan (Tabel 3.5)

**Tabel 3. 5 Nilai  $V_0$  dan  $Z_0$  Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu**

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub urban	Kota
$V_0$ (km/jam)	13,2	17,6	19,3
$Z_0$ (mm)	70	1000	25000

(Sumber: SNI 1725:2016)

Sehingga, beban angin pada struktur dapat menggunakan Persamaan 3.29 sebagai berikut.

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.29)$$

dengan,

$P_B$  = Tekanan angin dasar (Tabel 3.6)

**Tabel 3. 6 Tekanan Angin Dasar**

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekanan (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 1725:2016)

Nilai  $P_D$  harus lebih besar dari 4,4 kN/m.

Untuk struktur bawah tenakanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa.

b. Beban Angin Pada Kendaraan ( EWI )

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan yang diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar  $1,46 \text{ N/mm}$

2. Beban Gempa ( EQ )

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Besarnya beban gempa ( $E_q$ ) diambil sebagai gaya horisontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon ( $R_d$ ) dengan formulasi Persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$R_d = \frac{C_{sm}}{R_d} \cdot W_t \quad (3.30)$$

dengan,

$E_q$  = Gaya gempa horizontal (kN)

$C_{sm}$  = Koefisien respon gempa elastis

$R_d$  = Faktor modifikasi respon

$W_t$  = Berat total struktur terdiri dari beban mati beserta tambahan (kN)

Koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, cara analisis, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan.

a. Prosedur Analisis

Analisis seismik tidak harus dilakukan untuk jembatan dengan bentang sederhana. Hubungan antara bangunan atas dan bangunan bawah direncanakan dapat menahan gaya inersia yaitu perkalian reaksi beban mati dengan koefisien gempa.

Pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan. Besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkatan kecermatan. Terdapat empat prosedur analisis, dinamika prosedur 1 dan 2 sesuai untuk perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis. Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometri yang rumit dan atau berdekatan dengan gempa aktif berdasarkan Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut.

**Tabel 3. 7 Kategori Kinerja Seismik**

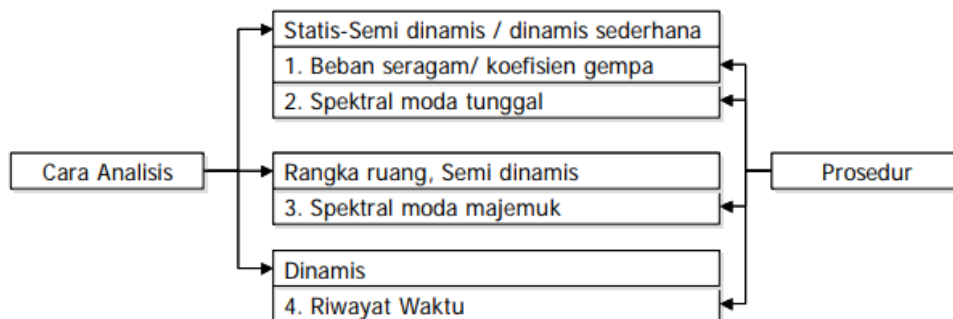
Koefisien kecepatan puncak di batuan dasar ( $A/g$ )	Klasifikasi Jembatan Utama	Klasifikasi Jembatan Biasa
> 0,3	D	C
0,2 – 0,29	C	B
0,11 – 0,19	B	B
< 0,1	A	A

(Sumber : SNI 2833:2008)

**Tabel 3. 8 Prosedur Analisis Berdasarkan Kategori Seismik (A-D)**

Jumlah Bentang	D	C	B	A
Tunggal Sederhana	1	1	1	-
2 lebih atau menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

(Sumber : SNI 2833:2008)

**Gambar 3. 4 Prosedur Analisis Tahan Gempa**

(Sumber : SNI 2833:2008)

Gaya seismik rencana ditentukan dengan membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respon ( $R_d$ ) sesuai tingkatan daktilitas berdasarkan Tabel 3.9 berikut.

**Tabel 3. 9 Faktor Modifikasi Respon**

	Kolom atau Pilar	Penghubung (connection) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan	Kolom, pilar atau tiang	Sambungan dilatasi
Pilar Tipe Dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1	0,8
Kolom Tunggal	3-4			
Kolom Majemuk	5-6			
Pile Cap Beton	2-3			

(Sumber : SNI 2833:2008)

b. Koefisien geser dasar (*base shear*)

Koefisien geser dasar ( $C_{sm}$ ) elastis untuk analisis dinamis dapat ditentukan dengan rumus Persamaan 3.31 berikut.

$$C_{sm} = \frac{1,2 \cdot A \cdot S}{T^{\frac{2}{3}}} \quad (3.31)$$

dengan,

A = Akselerasi puncak di batuan dasar

T = Periode struktur alami (detik)

S = Koefisien tanah

Wilayah pacitan pada struktur ini termasuk dalam zona 3 dalam peta wilayah gempa Indonesia seperti pada gambar 3.5 dan Tabel 3.10 sebagai koefisien tanah berikut.



**Gambar 3. 5 Peta Zona Gempa Wilayah Indonesia Periode 500 tahun**  
(sumber : SNI 2833:2008)

**Tabel 3. 10 Koefisien Tanah (S)**

Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lembek
1	1,2	1,5

(Sumber : SNI 2833:2008)

Akselerasi puncak (PGA) untuk periode ulang 50 tahun, 100 tahun dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

**Tabel 3. 11 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar Sesuai Periode Ulang**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber : SNI 2833:2008)

c. Pengaruh Inersia

Gaya inersia diperhitungkan pada setiap unit getaran rencana (*vibration unit*) yang sesuai dengan anggapan struktur untuk periode alami (T). gaya inersia dalam dua arah horizontal bekerja umumnya dalam arah sumbu jembatan dan arah tegak lurus sumbu jembatan.

d. Periode alami jembatan

Rumus periode alami (T) ditentukan berdasarkan sistem dinamis dengan satu derajat kebebasan tunggal pada Persamaan 3.32 sebagai berikut.

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{Wt}{gK}} \quad (3.32)$$

dengan,

Wt = berat total struktur terdiri dari beban mati beserta tambahan (kN)

K = konstanta kekakuan (kN/m)

g = percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

3. Pengaruh dari Temperatur ( ET )

Deformasi akibat perubahan temperatur yang dapat dihitung untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.11 dan Tabel 3.12. Perbedaan antara temperatur maksimum dengan temperatur nominal yang



diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam tabel harus digunakan sebagai  $T_{\min}$  dan  $T_{\max}$  pada Persamaan 3.33 berikut.

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\max design} - T_{\min design}) \quad (3.33)$$

dengan,

$\alpha$  = Koefisien muai temperature

L = Panjang komponen jembatan

Besaran rentang simpangan akibat beban temperature ( $\Delta T$ ) harus berdasarkan temperature maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 sebagai berikut.

**Tabel 3. 12 Temperatur Jembatan Rata-rata Normal**

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-Rata Minimum	Temperatur Jembatan Rata-Rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15° C	40° C
Lantai beton diatas gelagar, boks atau rangka baja	15° C	40° C
Lantai pelat baja diatas gelagar, boks atau rangka baja	15° C	45° C

(Sumber: SNI 1725:2016)

**Tabel 3. 13 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur**

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	$12 \times 10^{-6}$ per ° C	200.000
Beton :		
Kuat tekan < 30 MPa	$10 \times 10^{-6}$ per ° C	$4700 \sqrt{f'_c}$
Kuat tekan > 30 MPa	$11 \times 10^{-6}$ per ° C	$4700 \sqrt{f'_c}$

(Sumber: SNI 1725:2016)

### 3.5 Kombinasi Pembebanan

Untuk mendesain struktur jembatan, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan ultimit. Kombinasi pembebanan yang

digunakan dalam desain jembatan Sirnobojo dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut ini.



**Tabel 3. 14 Kombinasi Pembebanan Struktur Atas Jembatan**

Beban	Keadaan Batas									
	Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V	Ekstrem I	Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV
MS (mati)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1	1
MA (mati tambahan)	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1
PR (prategang)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SH (susut/rangkak)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1	1	1
TD (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TT (lajur)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TB (rem)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
TP (pejalan kaki)	1.8	1.4	-	-	-	0.5	1	1.3	0.8	-
Arus Air (EU)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
EWs (angin struktur)	-	-	1.4	-	0.4	-	0.3	-	-	0.7
EWL (angin kendaraan)	-	-	-	-	1	-	1	-	-	-
BF (gesekekan perletakan)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Eun (temperature seragam)	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1
TG (temperatur gradien)	-	-	-	-	-	-	0.5	-	0.5	-
EQ (gempa)	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-

### 3.6 Pondasi Kelompok

Dari kondisi tanah kapasitas dukung tiang gesek (*friction pile*) dalam tanah lempung akan berkurang jika jarak tiang semakin dekat. Beberapa pengamatan menunjukkan, bahwa kapasitas dukung total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*). Khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil dari pada hasil kali kapasitas dukung tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya

#### 3.6.1 Jumlah tiang kelompok

Dalam menentukan jumlah tiang pancang kelompok berdasarkan nilai besaran nilai beban maksimal dibagi dengan daya dukung ijin pondasi sehingga dapat menentukan jumlah tiang kelompok.

##### 1. Jumlah tiang kelompok

Mendapatkan jumlah tiang kelompok berdasarkan Persamaan 3.34 berikut.

$$n = \frac{\sum P_{\max}}{Q_{all}} \quad (3.34)$$

dengan,

$n$  = Jumlah tiang kelompok

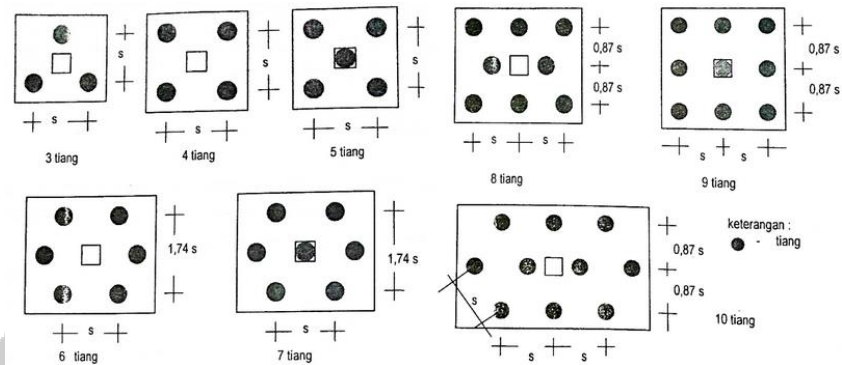
$\sum P_{\max}$  = Beban maksimal yang berada diatas pondasi rencana (kN)

$Q_{all}$  = Daya dukung maksimal rencana 1 tiang pondasi (kN)

Dari hasil pencarian jumlah tiang pondasi kelompok sebaiknya dilakukan pembulatan keatas agar menambah faktor aman pondasi akibat beban yang akan terjadi.

##### 2. Membuat susunan tiang rencana

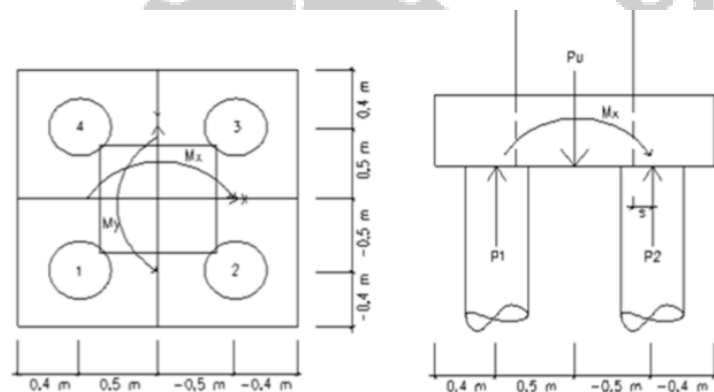
Dari hasil jumlah tiang tentukan susunan rencana tiang kelompok, berikut susunan tiang yang umum digunakan dapat dilihat gambar 3.6 berikut.



**Gambar 3. 6 Susunan Tiang Yang Umum Digunakan Dilapangan**  
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

### 3.6.2 Kontrol Gaya Tekan Tiang Terhadap Beban Aksial Dan Momen

Reaksi tiang tiang terhadap gaya dapat dilihat dari gambar 3.7 berikut.



**Gambar 3. 7 Gaya Kelompok Tiang Ketika Dibebani Vertical Dan Momen Dikedua Arah Sumbunya**  
(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Setelah menentukan jumlah tiang dan desain yang digunakan untuk tiang kelompok selanjutnya pondasi kelompok dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada disetiap pondasi, sesuai dengan Persamaan 3.35 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{maks}}{n y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{maks}}{n x \cdot \sum x^2} \quad (3.35)$$

dengan,

$P_{maks}$  = Beban maks yang akan diterima pondasi tiang (kN)

$\sum P$  = Jumlah beban aksial total (kN)

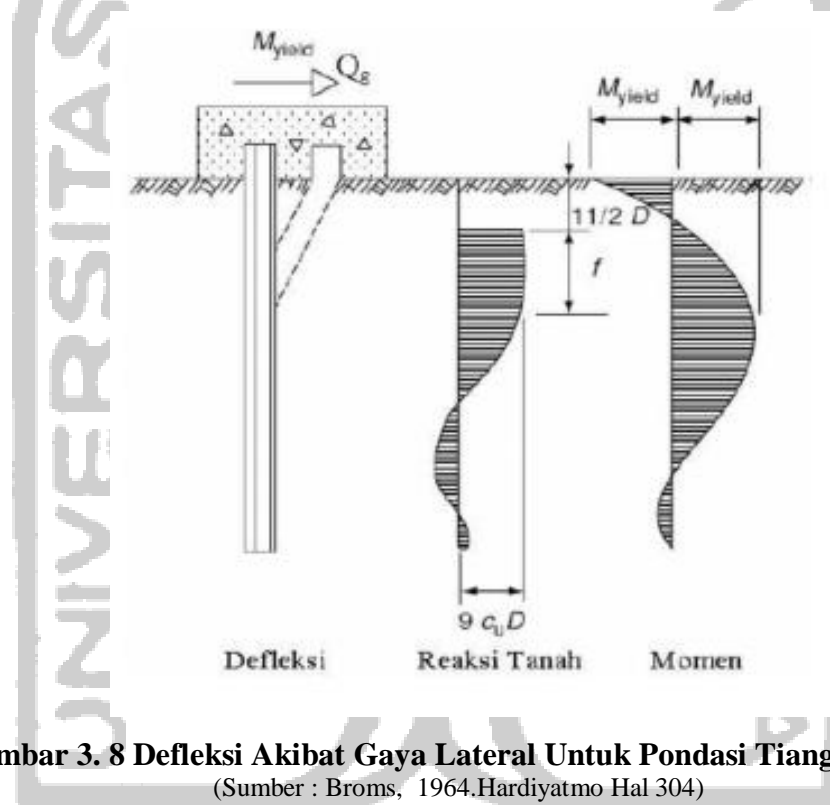
$n$  = Jumlah tiang pakai

$M_x$  = Momen arah x (kNm)

$M_y$  = Momen arah y (kNm)

### 3.6.3 Kontrol Gaya Lateral

Pondasi tiang sering harus direncanakan dengan memperhitungkan beban-beban horizontal atau lateral. Besaran beban lateral yang harus didukung pondasi tiang bergantung bentuk bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut. Sehingga untuk persamaan kontrol gaya lateral sebagai gambar 3.8 berikut.



**Gambar 3. 8 Defleksi Akibat Gaya Lateral Untuk Pondasi Tiang Panjang**

(Sumber : Broms, 1964.Hardiyatmo Hal 304)

$H < Hall$ ,

Dimana untuk kontrol terhadap gaya lateral menggunakan Persamaan 3.36 dan Persamaan 3.37 berikut.

$$H = \frac{V}{n} \quad (3.36)$$

$$Hall = \frac{Hu}{SF} \quad (3.37)$$

dengan:

H = Gaya geser yang bekerja

V = Gaya geser

n = Jumlah tiang

Hu = Daya dukung horizontal ultimit tiang

SF = Angka aman ( SF = 2)

Dimana Hu, menurut Broms 1964 menggunakan persamaan 3.38 berikut.

$$H_u = \frac{2 M_y}{(1,5 d + 0,5 f)} \quad (3.38)$$

dengan,

$M_y$  = Kapasitas momen tiang pancang

d = Diameter tiang pancang

f = Tinggi reaksi tanah

dimana nilai f dapat dihitung dengan persamaan 3.39 berikut:

$$f^2 + (2L + 3d) f + \left( \frac{M_y}{2,25 \cdot c_u \cdot d} - (L - 1,5d)^2 \right) = 0 \quad (3.39)$$

dengan,

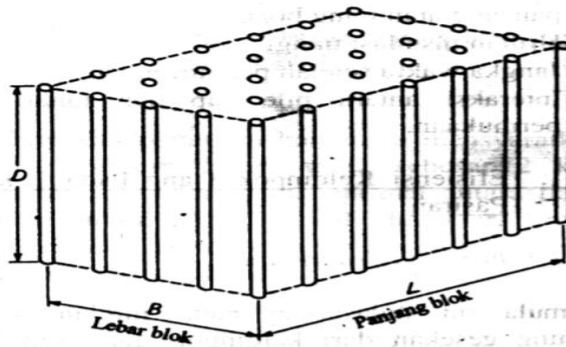
d = Diameter tiang pancang

L = Panjang tiang

$c_u$  = Kohesifitas tanah ( $\text{kN/m}^2$ )

#### 3.6.4 Daya Dukung Kelompok Geser Blok

Pada tiang yang dipasang pada kondisi tanah kohesif biasanya model keruntuhan blok dikarenakan dianggap tanah terletak diantara tiang bergerak kebawah secara Bersama-sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe tipe tiang pancang maupun tiang bor contoh gambar 3.9 sebagai berikut..



**Gambar 3.9 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok**

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Dari gambar 3.9 contoh kondisi tiang pondasi kelompok berdasarkan blok didapatkan Persamaan 3.40 sebagai berikut.

$$\Sigma Q_{\text{blok}} = L_g \times B_g \times C_u \times N^*c + 2 \times (L_g + B_g) \Sigma C_u \times \Delta L \quad (3.40)$$

dengan:

$\Sigma Q_{\text{blok}}$  = Daya dukung blok (kN)

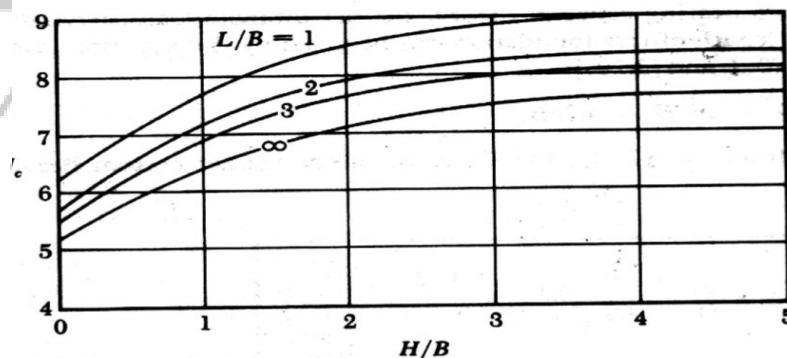
$L_g$  = Panjang blok pondasi kelompok (m)

$B_g$  = Lebar blok pondasi kelompok (m)

$C_u$  = Kohesi dasar tiang rencana ( $\text{kN/m}^2$ )

$N^*c$  = Faktor kapasitas dukung (Gambar 3.9)

$\Sigma C_u \times \Delta L$  = Kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang ( $\text{kN/m}^2$ )



**Grafik 3.4 Faktor Kapasitas Dukug untuk mencari Nilai  $N^*c$**

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)