

## **BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

### **2.1 Uraian Umum**

Secara umum, perencanaan bangunan jembatan mencakup dua bagian utama, yaitu struktur atas (upper structure) dan struktur bawah (sub structure). Struktur atas meliputi seluruh elemen jembatan yang berada di atas permukaan tanah, seperti gelagar, lantai jembatan, dan perkerasan. Sementara itu, struktur bawah mencakup elemen-elemen yang berada di bawah permukaan tanah, seperti abutment, pilar, dan pondasi, yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah dasar.

### **2.2 Bangunan Bawah Jembatan**

Struktur bawah jembatan berperan untuk menampung beban dari struktur atas kemudian meneruskannya ke pondasi. Bagian-bagian yang termasuk dalam struktur bawah jembatan antara lain:

1. *Abutment*

*Abutment* atau kepala jembatan berada di kedua ujung jembatan dan berfungsi menopang struktur atas sekaligus menahan tanah di belakangnya. Desain abutment disesuaikan dengan kondisi lapangan, seperti kapasitas daya dukung tanah dan kemungkinan penurunan (*settlement*). Material yang umum digunakan dalam pembuatannya adalah batu atau beton bertulang.

2. Pilar

Pilar jembatan merupakan elemen struktur yang berperan sebagai penyangga utama atau penopang untuk menahan beban jembatan serta mendistribusikan beban tersebut ke fondasi di bawahnya. Pilar ini biasanya terletak di tepi jembatan atau di tengah-tengahnya, tergantung pada desain jembatan yang digunakan. Fungsi utamanya adalah untuk memberikan kekuatan vertikal dan menahan gaya lateral yang timbul akibat beban jembatan dan kondisi lingkungan seperti angin dan gempa bumi.

3. Plat Injak

Plat injak merupakan komponen pada struktur bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas secara merata ke tanah. Selain itu, plat injak juga berperan dalam mengurangi potensi terjadinya

defleksi pada permukaan jalan, sehingga kenyamanan dan keselamatan pengguna jembatan tetap terjaga (Sukmana, 2018).

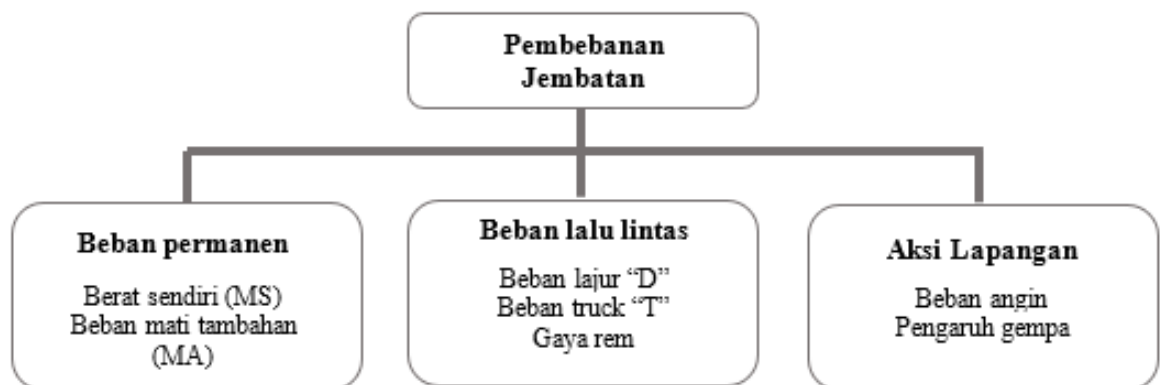
4. Pondasi Pondasi adalah bagian dari struktur bawah jembatan yang tertanam di dalam tanah dan berfungsi sebagai penopang beban bangunan di atasnya, kemudian menyalurkannya ke lapisan tanah dasar baik ke arah melintang maupun memanjang. Perencanaan pondasi harus memenuhi kriteria kekuatan, kestabilan, dan efisiensi biaya, dengan mempertimbangkan beberapa aspek penting, di antaranya:

- Karakteristik dan daya dukung tanah
- Jenis serta dimensi bangunan yang akan dibangun
- Kondisi lingkungan pada lokasi konstruksi
- Ketersediaan peralatan kerja
- Waktu pelaksanaan yang memadai

Pertimbangan-pertimbangan tersebut diperlukan untuk menjamin bahwa pondasi mampu mendukung beban yang direncanakan secara aman dan ekonomis (Hardiyatmo, 2015).

### 2.3 Pembebanan Jembatan

Perencanaan pembebanan pada struktur jembatan di Indonesia mengacu pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan. Standar ini mengatur jenis, besaran, dan kombinasi beban yang harus diperhitungkan. Faktor seperti fungsi, bentuk, dan tipe jembatan mempengaruhi besaran serta distribusi beban yang terjadi. Secara umum, pembebanan pada struktur jembatan dibagi menjadi tiga kategori utama, yang dapat dilihat pada skema **Gambar 2.1**.



**Gambar 2. 1** Skema Pembebanan Jembatan

### 2.3.1 Beban Permanen

#### 2.3.1.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah beban yang berasal dari elemen-elemen struktural, seperti berat material dan komponen jembatan, yang mencakup elemen struktural maupun non-struktural permanen. Faktor beban untuk berat sendiri dapat dilihat pada **Tabel 2.1**.

*Tabel 2. 1 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri*

Tipe beban	Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}^S$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}^U$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	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

#### 2.3.1.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah total berat material pada jembatan yang tergolong elemen non-struktural, yang nilainya dapat berubah selama umur layanan jembatan. Berdasarkan SNI 1725:2016, faktor beban untuk beban mati tambahan tercantum pada **Tabel 2.2**.

*Tabel 2. 2 Faktor beban untuk beban mati tambahan*

Tipe Beban	Faktor beban ( $\gamma_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MA}^S$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MA}^U$ )	
	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

### 2.3.2 Beban Lalu Lintas

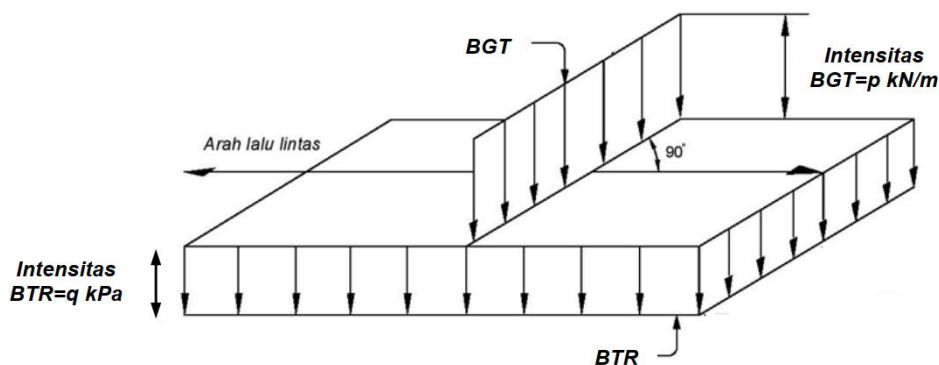
Pada perencanaan jembatan, beban lalu lintas mencakup beban lajur "D" dan beban truk "T". Pada jembatan dengan bentang panjang, beban lajur "D" umumnya memberikan pengaruh terbesar terhadap struktur. Sebaliknya, pada jembatan bentang pendek dengan sistem lantai dek, beban truk "T" cenderung memberikan pengaruh yang lebih dominan.

#### 2.3.2.1 Beban Lajur "D" (TD)

Beban terbagi rata (BTR) yang dipadukan dengan beban garis terpusat (BGT) merupakan komponen dari beban lajur "D", seperti terlihat pada Gambar 2.2. Faktor beban untuk beban lajur "D" dapat dilihat pada Tabel 2.3. Beban ini bekerja di sepanjang lebar lajur kendaraan dan merepresentasikan pengaruh yang setara dengan konvoi kendaraan nyata. Besar total beban lajur "D" ditentukan oleh lebar jalur kendaraan yang dilalui.

*Tabel 2. 3 Faktor beban 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



**Gambar 2. 2** Beban Lajur "D"

*Sumber: SNI 1725:2016 Hal.39*

Beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas sebesar  $q$  kPa, dengan panjang total ( $L$ ) yang nilainya bergantung pada besaran  $q$ , yaitu:

$$L \leq 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots(2.1)$$

$$L > 30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \dots\dots\dots(2.2)$$

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 :

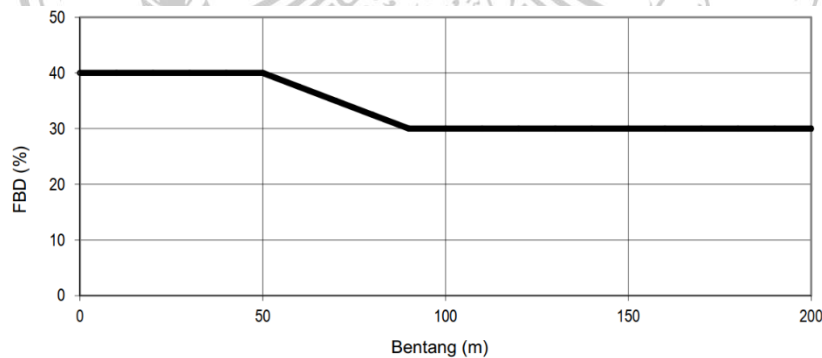
$$D_{td} = (q_{td} \times L) + P_{td} \dots\dots\dots(2.3)$$

Reaksi perletakan akibat beban tersebut adalah :

$$0,5D = \frac{1}{2} \times D_{td} \dots\dots\dots(2.4)$$

Beban garis terpusat (BGT) ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan dengan intensitas  $p$  sebesar 49,0 kN/m. Untuk menghasilkan momen lentur negatif maksimum, BGT kedua yang memiliki spesifikasi sama diletakkan pada bentang lainnya di arah melintang jembatan.

Interaksi antara pergerakan kendaraan dan jembatan menghasilkan Faktor Beban Dinamis (FBD), yang nilainya dipengaruhi oleh frekuensi dasar suspensi kendaraan serta frekuensi getaran lentur jembatan. Nilai FBD diperoleh melalui grafik yang ditunjukkan pada **Gambar 2.3**.



**Gambar 2.3** Faktor Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajur "D"

*Sumber: SNI 1725:2016 Hal. 45*

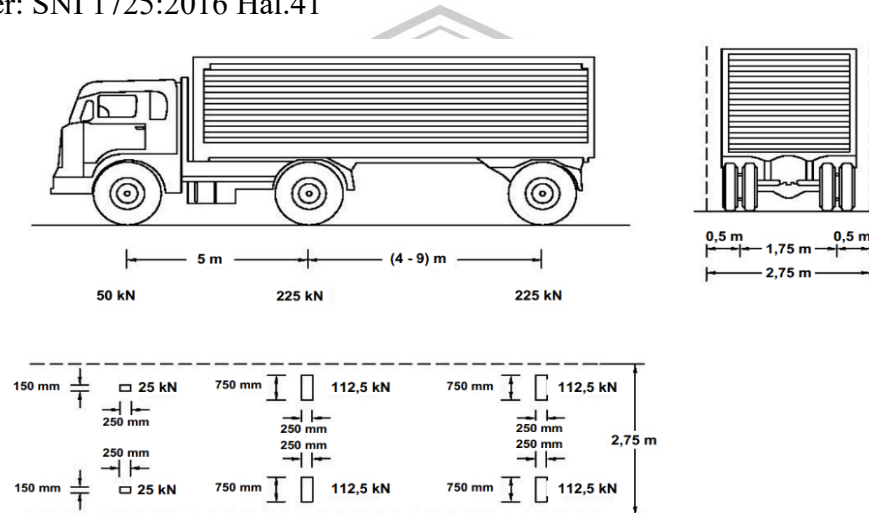
### 2.3.2.2 Beban Truck “T”

Selain beban “D”, terdapat pula beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak boleh digunakan secara bersamaan dengan beban “D”. Besar beban truk “T” ditunjukkan pada **Gambar 2.4**, sedangkan faktor bebannya tercantum pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2. 4 Faktor beban untuk beban "T"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban ( $\gamma_{TT}$ )	
		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 Hal.41



Gambar 2. 4 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

Gambar 2.4 menunjukkan bahwa beban truk "T" merupakan satu unit kendaraan berat dengan tiga as yang ditempatkan pada berbagai posisi di lajur lalu lintas rencana. Beban pada setiap gandar dibagi menjadi dua beban merata yang sama besar, mencakup area kontak antara roda dan permukaan lantai jembatan. Jarak antar dua gandar bervariasi antara 4,0 hingga 9,0 meter untuk menghasilkan pengaruh maksimum pada arah memanjang jembatan.

### 2.3.2.3 Gaya Rem

Nilai gaya rem ditentukan dari yang terbesar antara:

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

Gaya rem ini harus diaplikasikan pada seluruh lajur rencana yang dilalui lalu lintas dengan arah yang sama. Percepatan lalu lintas dianggap sebagai gaya memanjang yang bekerja pada permukaan jalan, dan perlu diperhitungkan untuk

kedua arah lalu lintas. Gaya rem tersebut dianggap bekerja secara horizontal sejajar sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,80 m dari permukaan lantai jembatan. Faktor kepadatan lajur telah ditetapkan dan digunakan dalam perhitungan gaya rem.

#### **2.4 Tanah sebagai Dasar Pondasi**

Dalam bidang konstruksi, tanah memiliki peran yang sangat vital. Hardiyatmo (1996) menjelaskan bahwa kondisi tanah di alam merupakan campuran butiran mineral yang dapat mengandung bahan organik, meskipun ada juga yang tidak mengandungnya. Tanah terbentuk melalui proses pelapukan batuan, baik secara fisik maupun kimiawi. Karakteristik teknis tanah dipengaruhi oleh material asal batuan induk serta faktor-faktor lain selain pelapukan yang turut membentuk tanah.

Secara umum, tanah tersusun dari tiga komponen utama: udara, air, dan bahan padat. Tidak semua komponen tersebut berpengaruh terhadap sifat teknis tanah; misalnya, udara hampir tidak memiliki pengaruh, sedangkan air berperan penting dalam menentukan sifat teknis tanah. Rongga antarbutiran tanah dapat diisi oleh air, udara, atau kombinasi keduanya. Jika seluruh rongga terisi air, tanah berada pada kondisi jenuh. Apabila rongga berisi campuran air dan udara, tanah disebut jenuh sebagian (*partially saturated*). Tanah dianggap kering apabila rongganya tidak mengandung air sama sekali atau memiliki kadar air nol.

Pondasi adalah bagian terbawah dari struktur yang berfungsi menyalurkan beban bangunan ke tanah dasar. Pemilihan jenis pondasi dipengaruhi oleh kapasitas dukung tanah, besar beban struktur, serta kondisi lingkungan sekitar lokasi bangunan. Menurut Bowles (1997), pondasi dikategorikan menjadi dua jenis utama berdasarkan kedalaman dan mekanisme penyaluran bebannya, yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*).

Das (1993:116) menyatakan bahwa pondasi dangkal umumnya memiliki perbandingan kedalaman terhadap lebar kurang dari empat. Jika perbandingan kedalaman terhadap lebarnya lebih besar dari empat, pondasi tersebut termasuk dalam kategori pondasi dalam.

Contoh pondasi dangkal meliputi:

- Pondasi telapak (*isolated footing*): digunakan pada bangunan bertingkat rendah dengan kolom individu.
- Pondasi jalur (*strip footing*): digunakan untuk mendukung beban linier seperti dinding.
- Pondasi rakit (*raft foundation*): digunakan bila beban bangunan besar namun tanah relatif lunak.

Pondasi dalam digunakan ketika lapisan tanah keras terletak jauh di bawah permukaan atau bila beban struktur sangat besar. Jenis pondasi ini mentransfer beban struktur ke tanah keras di kedalaman yang lebih dalam menggunakan elemen panjang seperti tiang. Menurut Das (2011), pondasi dalam memiliki kedalaman yang jauh lebih besar daripada lebarnya, dan umumnya digunakan pada struktur besar seperti gedung tinggi, jembatan, dan pelabuhan.

Jenis pondasi dalam antara lain:

- Pondasi tiang pancang (*driven piles*): ditanam ke dalam tanah dengan cara dipancang menggunakan alat berat.
- Tiang bor (*bored piles*): dibuat dengan cara mengebor tanah dan mengisi lubangnya dengan beton bertulang.
- Pondasi sumuran (*caisson*): digunakan pada pekerjaan bawah air seperti jembatan dan dermaga.

## 2.5 Kekuatan Tanah sebagai Dasar Pondasi

Menurut Frick (2001:57), daya dukung tanah sebagai dasar pondasi dipengaruhi oleh jenis serta susunan lapisan tanah, yang dapat mengalami perubahan akibat curah hujan dan kondisi cuaca. Perencanaan pondasi sangat ditentukan oleh kondisi struktur tanah semakin bervariasi atau tidak seragam struktur tanahnya, semakin kompleks proses perencanaannya. Pengujian kekuatan tanah dilakukan dengan mempertimbangkan sejumlah aspek, di antaranya:

- a) Ketebalan serta kedalaman setiap lapisan tanah, khususnya pada bagian yang direncanakan sebagai lokasi pemasangan pondasi.
- b) Nilai tegangan tanah ( $\sigma$ ) maksimum yang dapat diterima atau diizinkan.
- c) Keadaan hidrologi tanah, termasuk kondisi air tanah dan alirannya..

Selain memperhatikan kekuatan dan kelemahan tanah, kestabilan lapisan tanah juga dipengaruhi oleh berbagai faktor, antara lain:

- a. Pemadatan serta penurunan tanah yang timbul akibat getaran dari lalu lintas kendaraan, penggunaan alat berat, maupun sumber getaran lainnya.
- b. Penurunan permukaan tanah yang terjadi karena perubahan kondisi hidrologi, seperti fluktuasi kadar air tanah, penurunan muka air tanah, atau erosi pada tepi sungai.
- c. Pergeseran maupun longsoran tanah yang disebabkan oleh beban berlebih, perendaman tanah akibat banjir, atau kenaikan muka air laut..

Meskipun faktor-faktor tersebut tidak dapat sepenuhnya dihindari, perencanaan pondasi yang tepat dapat membantu meminimalkan atau memperlambat terjadinya penurunan tanah.

## **2.6 Penyelidikan Tanah**

Gunawan dkk. (1983:58) menjelaskan bahwa penyelidikan tanah di lapangan penting dilakukan untuk mengetahui kondisi serta jenis lapisan tanah sebelum memulai perencanaan konstruksi. Hal ini bertujuan untuk mencegah terjadinya penurunan (settlement) yang berlebihan. Oleh karena itu, pondasi perlu dipasang hingga mencapai kedalaman tanah yang memiliki lapisan keras.

### **2.6.1 Uji Sondir (Cone Penetration Test)**

Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan uji sondir, yang bertujuan untuk memperoleh parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah di lokasi menggunakan peralatan khusus. Parameter yang diukur meliputi perlawanan konus ( $q_c$ ), perlawanan geser ( $f_s$ ), angka banding geser ( $R_f$ ), dan geseran total tanah ( $T_f$ ), yang bermanfaat dalam memahami karakteristik lapisan tanah untuk keperluan perencanaan pondasi.

Peralatan sondir yang umum digunakan, sesuai dengan ASTM D 3441-75T, memiliki luas ujung konus 10 cm<sup>2</sup> dan luas selimut 150 cm<sup>2</sup>, dengan sistem penetrasi manual atau hidrolik pada kecepatan  $\leq 2$  cm/detik. Perangkat ini terdiri dari konus atau bikonus yang terhubung pada batang penyangga (casting) dan dimasukkan ke dalam tanah dengan bantuan mesin hidrolik yang dioperasikan secara manual.

Pada sondir mekanis, terdapat dua tipe ujung konus, yaitu:

1. Konus biasa – berfungsi untuk mengukur perlawanan ujung konus, umumnya digunakan pada tanah berbutir kasar dengan tingkat kohesi rendah.
2. Bikonus – digunakan untuk mengukur perlawanan ujung konus pada tanah berbutir halus yang memiliki hambatan lekat sedang.

Menurut Sihotang (2009:78), uji sondir bermanfaat untuk:

1. Mengidentifikasi jenis dan karakteristik tanah.
2. Memperoleh data pengeboran tanah.
3. Menentukan daya dukung pondasi.
4. Mengetahui kedalaman lapisan tanah keras, termasuk daya dukung dan kohesi pada setiap kedalaman.
5. Mengklasifikasikan jenis tanah secara berskala.
6. Mengevaluasi sifat teknis tanah.

Secara umum, pengujian sondir memiliki dua tujuan:

- Praktis – menentukan kekuatan dan kedalaman lapisan tanah.
- Teoritis – mengetahui nilai penetrasi konus dan besarnya hambatan lekat tanah.

### 2.6.2 Uji SPT (Standard Penetration Test)

Pengujian tanah dengan metode SPT (Standard Penetration Test) dilakukan dengan menancapkan ujung batang pemancangan ke dalam tanah melalui pukulan palu, kemudian mencatat kedalaman penetrasi berdasarkan jumlah pukulan yang diberikan. Prosedur SPT meliputi dua langkah utama, yaitu memukul tabung belah ber dinding tebal secara vertikal hingga mencapai kedalaman 300 mm, sambil merekam jumlah pukulan per kedalaman penetrasi. Sistem beban jatuh yang

digunakan berupa palu seberat 63,5 kg yang dijatuhkan berulang dari ketinggian 0,76 m.

Berdasarkan SNI 4153-2008, pelaksanaan SPT terdiri atas tiga tahap. Tahap pertama disebut seating (dudukan), sedangkan tahap kedua dan ketiga digunakan untuk menghitung jumlah pukulan. Nilai pukulan  $N$  atau nilai perlawanan SPT diperoleh dari penjumlahan hasil pada tahap kedua dan ketiga, yang dinyatakan sebagai jumlah pukulan per penetrasi sedalam 0,3 m.

Data hasil pengeboran dan SPT dicatat dalam drilling log, yang memuat informasi sebagai berikut:

- a. Deskripsi tanah (jenis, warna, elastisitas, dan ketebalan setiap lapisan).
- b. Pengambilan sampel tanah asli (Undisturbed Sample/UDS).
- c. Hasil pengujian SPT.
- d. Kedalaman muka air tanah.
- e. Tanggal awal dan akhir pekerjaan. Pengambilan sampel contoh tanah asli atau *Undisturbed Sample* (UDS).

Sampel tanah asli atau *Undisturbed Sample* (UDS) digunakan untuk analisis lebih lanjut di laboratorium. Nilai  $N$  pada SPT memberikan indikasi tingkat kerapatan relatif tanah, terutama pada tanah berpasir atau berkerikil, serta menunjukkan hambatan tanah terhadap penetrasi. Umumnya, metode ini diterapkan pada tanah yang relatif keras. Hubungan antara nilai  $N$  dan derajat kerapatan relatif ( $D_r$ ) untuk tanah pasir mengacu pada rekomendasi Terzaghi dan Peck (1948:88), sebagaimana disajikan pada **Tabel 2.5**.

**Tabel 2. 5** Hubungan  $N$  dengan kerapatan relative ( $D_r$ ) tanah pasir

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

Sumber: Hardiyatmo. 2014:49

Menurut Sihotang (2009:89), tujuan dilakukannya penyelidikan tanah melalui uji SPT (Standard Penetration Test) adalah sebagai berikut:

- Mengetahui tingkat kepadatan relatif setiap lapisan tanah dengan cara mengambil sampel menggunakan tabung, sehingga dapat diidentifikasi ketebalan serta jenis tanah pada setiap kedalaman.
- Memperoleh data yang akurat mengenai perlawanan penetrasi tanah serta menentukan tingkat kepadatan tanah yang tidak terikat (non-cohesive soil), yang umumnya sulit diambil sampelnya.

### 2.6.3 Uji Laboratorium

Pengujian laboratorium bertujuan untuk mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisan yang dihasilkan dari pengeboran. Sampel tanah yang diambil dari tiap lapisan kemudian diuji menggunakan uji triaksial guna memperoleh nilai sudut geser dalam ( $\phi$ ), berat volume tanah ( $\gamma$ ), dan kohesi tanah (C).

Pengujian daya dukung ujung tanah di laboratorium dilakukan dengan empat metode, yaitu Terzaghi, Meyerhof, Tomlinson, dan Lamda. Metode Terzaghi, Meyerhof, serta Tomlinson dimanfaatkan untuk menghitung kapasitas dukung pondasi berdasarkan data hasil uji laboratorium, sedangkan metode Lamda dipakai untuk memperkirakan daya dukung selimut pondasi.

## 2.7 Aksi Lingkungan

### a. Beban Angin

Tekanan angin ditetapkan berdasarkan kecepatan dasar angin rencana ( $V_B$ ) yang berkisar antara 90 sampai 126 km/jam. Beban angin dianggap tersebar merata pada seluruh permukaan yang terkena terpaan angin. Perhitungan luas area mencakup semua komponen, seperti sistem lantai dan railing, yang diukur tegak lurus terhadap arah datangnya angin. Besarnya tekanan angin rencana dalam satuan MPa dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_R} \right)^2 \text{ (ton)} \dots \dots \dots (2.6)$$

Sumber: SNI 1725: 2016 Hal: 56

Keterangan:

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

$V_B$  = kecepatan angin rencana, dengan kecepatan 90 – 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Nilai Tekanan angin dasar ditunjukkan pada **Tabel 2.6**.

*Tabel 2. 6 Tekanan Angin Dasar*

<b>Komponen Bangunan Atas</b>	<b>Angin Tekan (MPa)</b>	<b>Angin Hisap (MPa)</b>
Rangka, Kolom, Pelengkung	0,0024	0,0024
<b>Komponen Bangunan Atas</b>	<b>Angin Tekan (MPa)</b>	<b>Angin Hisap (MPa)</b>
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Dasar	0,0019	N/A

Sumber: SNI 1725: 2016 Hal: 56

Gaya total akibat beban angin pada bidang tekan tidak boleh lebih kecil dari 4,4 kN/mm, sedangkan pada bidang hisap untuk struktur rangka dan pelengkung tidak boleh kurang dari 2,2 kN/mm. Selain itu, untuk elemen balok atau gelagar, gaya total beban angin juga harus memiliki nilai minimum 4,4 kN/mm.

**b. Pengaruh Gempa**

Dalam perencanaan jembatan, sangat penting untuk mengurangi risiko keruntuhan, meskipun kemungkinan kerusakan dan gangguan akibat gempa tetap dapat terjadi. Nilai beban gempa ditentukan melalui perhitungan menggunakan persamaan berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt \dots \dots \dots (2.7)$$

Inersia penampang breast wall.

$$I_c = \frac{1}{12} \times b \times h^3 \dots \dots \dots (2.8)$$

Modulus elastisitas beton:

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \dots \dots \dots (2.8)$$

Nilai kekakuan:

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_c}{hbw^3} \dots \dots \dots (2.10)$$

Waktu getar alami struktur:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wtp}{g \times Kp}} \dots\dots\dots(2.11)$$

Sumber: SNI 1725: 2016 Hal: 58

Keterangan:

$E_Q$  = gaya gempa yang bekerja secara horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  = koefisien respon gempa elastis

$R_d$  = faktor modifikasi respon

$W_t$  = berat keseluruhan pada struktur, yaitu berupa beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respon elastis ( $C_{sm}$ ) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan yang sesuai dengan wilayah gempa serta periode ulang gempa rencana. Berdasarkan peta gempa, nilai koefisien percepatan tersebut dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai dengan kondisi tanah hingga kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan. Adapun nilai koefisien respons gempa elastis adalah sebagai berikut:

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , koefisien respon gempa elastis ( $C_{sm}$ ) diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut.

$$C_{sm} = (S_{Ds} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots(2.12)$$

- b. Untuk periode yang lebih besar dari dan/atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari dan/atau sama dengan  $T_s$ , respon spektra percepatan,  $C_{sm}$  sama dengan  $S_{Ds}$ .

- c. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , koefisien respon gempa elastis  $C_{sm}$  diperoleh berdasarkan persamaan berikut.

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \dots\dots\dots(2.13)$$

- d. Untuk mempertimbangkan tegangan dan deformasi struktur akibat pengaruh temperatur, digunakan perbedaan temperatur sebesar setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan..

$$T_{ET} = \alpha \times \Delta T \times k \times L/2 \times n \dots\dots\dots(2.14)$$

Nilai faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah dikategorikan berdasarkan kepentingan bangunannya yang dapat dilihat pada **Tabel 2.7**.

*Tabel 2. 7 Faktor Modifikasi Respon untuk Bangunan Bawah*

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertikal	1,5	1,5	2,0
Tiang miring			
Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring			
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Sumber: SNI 2833: 2013. Hal:22

Sedangkan nilai faktor modifikasi respon untuk hubungan antar elemen struktur yang didasarkan pada semua kategori kepentingan dapat dilihat pada **Tabel 2.8**

*Tabel 2. 8 Faktor Modifikasi Respon untuk Hubungan antar Elemen Struktur*

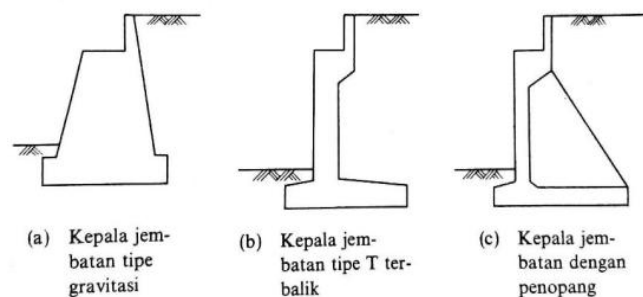
Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Sumber: SNI 2833: 2013. Hal:22

## 2.8 Struktur *Abutment* Jembatan

*Abutment* atau kepala jembatan adalah bagian struktur bawah yang terletak di ujung-ujung jembatan. Fungsinya adalah menahan seluruh beban yang bekerja pada ujung luar batang, tepi, serta gaya-gaya lainnya, kemudian menyalurkannya ke pondasi. Jika daya dukung tanah di bawah *abutment* tidak memenuhi persyaratan keamanan, maka kapasitasnya perlu ditingkatkan, misalnya melalui perencanaan pondasi dalam seperti pondasi *caisson* atau tiang pancang.

Struktur dari *abutment* secara umum terdapat tiga bentuk yang disajikan pada **Gambar 2.5**. Sedangkan untuk tinggi *abutment* sebaiknya disesuaikan seperti pada **Tabel 2.9**.



**Gambar 2.5** Bentuk Umum dari Abutment

Sumber: Sosrodarsono, dkk. 2000. Hal: 303

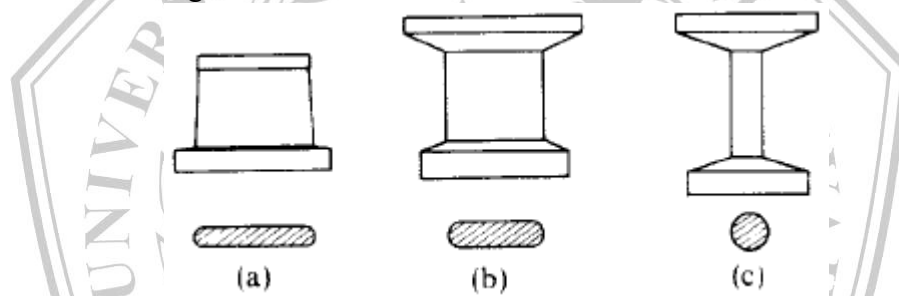
**Tabel 2.9** Tinggi Abutment untuk Berbagai Bentuk

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

Sumber: Sosrodarsono, dkk. 2000: 303

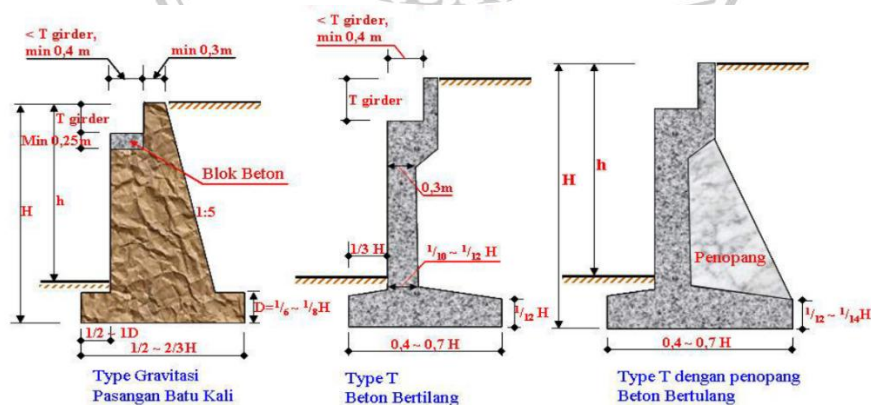
Berdasarkan SNI 2541:2008, pilar jembatan atau pier adalah struktur beton bertulang yang dibangun di atas pondasi tiang dan terletak di tengah sungai, berfungsi sebagai penopang beban di antara bentang tepi dan bentang tengah pada bangunan atas jembatan. Pilar berada di antara dua penyangga dan berperan menentukan kemampuan struktur jembatan dalam menahan beban.

Umumnya, pilar digunakan pada jembatan dengan bentang panjang. Material pembentuk pilar dapat berupa beton, batu, baja, atau bahan lainnya, yang dipilih sesuai kebutuhan konstruksi, ketersediaan material, dan kondisi lingkungan. Bagian pilar dapat mencakup kepala pilar, kolom, dan elemen lainnya. Bentuk dinding pilar dapat padat, masif, atau berbentuk kotak, dan biasanya hanya terdiri dari kolom atau tiang.



### 2.8.1 Perencanaan Struktural *Abutment*

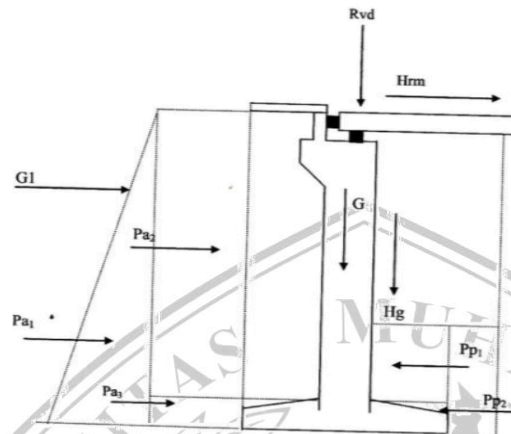
Dalam perencanaan abutment, langkah awal yang dilakukan adalah menetapkan dimensi abutment. Berdasarkan panduan Perencanaan Jembatan yang diterbitkan oleh Direktorat Jembatan dan Direktorat Jenderal Bina Marga, dimensi abutment yang digunakan dapat mengacu pada **Gambar 2.6** berikut.



**Gambar 2. 6** Perencanaan Dimensi pada Abutment

Sumber: simantu.pu.go.id

Dalam perencanaan abutment jembatan, perlu dilakukan analisis terhadap gaya dan beban yang mempengaruhinya. **Gambar 2.7** menampilkan ilustrasi mengenai posisi gaya-gaya yang bekerja pada abutment.



**Gambar 2.7** Gaya yang Bekerja pada Abutment

Sumber: Supriadi & Muntohar. 2007 : 58

Keterangan:

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

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

$G$  = berat sendiri *abutment*

$G1$  = gaya gempa akibat struktur atas

$Hg$  = gaya gesek akibat tumpuan bergerak

$Hrm$  = gaya akibat rem

$Rvd$  = gaya tekan akibat beban dari atas

#### A. Gaya horizontal tanah

##### a. Beban Tekanan Tanah

Untuk menentukan koefisien tanah nominal, diperlukan data sifat-sifat tanah. Berdasarkan hasil pengukuran dan pengujian tanah, sifat-sifat tersebut meliputi kepadatan, kadar kelembaban, kohesi, sudut geser dalam, dan parameter lainnya. Pada kondisi normal, tekanan tanah di belakang maupun di depan *abutment* dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

- Tekanan Tanah Aktif

Beban bekerja pada ketinggian  $2/3 H$

$$K_a = \left[ \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2 \text{ atau } K_a = t g^2 \times \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.15)$$

$$P_{a1} = K_a \times q \times h_1 \times L \dots \dots \dots (2.16)$$

$$P_{a2} = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_a \times L \dots \dots \dots (2.17)$$

Keterangan:

$K_a$  = koefisien dari tekanan tanah aktif

$\varphi$  = nilai sudut geser dalam

$P_a$  = tekanan tanah aktif (ton)

$\gamma$  = berat jenis tanah urug ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

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

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

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 451

- Tekanan Tanah Pasif

Beban bekerja pada ketinggian  $2/3 H$

$$K_p = \left[ \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2 \text{ atau } K_p = t g^2 \times \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.18)$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma \times H^2 \times K_p \times L \dots \dots \dots (2.19)$$

Keterangan:

$K_p$  = koefisien dari tekanan tanah pasif

$P_p$  = tekanan tanah pasif (ton)

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 456

- Tekanan Tanah Akibat Beban Lalu Lintas

Beban bekerja pada ketinggian  $2/3 H$

$$P_q = Q \times K_a \times H \times L \dots \dots \dots (2.20)$$

Keterangan:

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

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

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 456

**2.8.2 Stabilitas Abutment**

Pengendalian kestabilan *Abutment* terhadap guling, geser, eksentrisitas, dan tegangan dilakukan dengan mempertimbangkan dua kondisi, yaitu kondisi normal dan kondisi saat terjadi gempa, sebagaimana ditunjukkan pada persamaan berikut:

1. Syarat Aman terhadap Geser

Pengecekan keamanan *abutment* terhadap geser dapat diketahui dengan melakukan perhitungan menggunakan persamaan berikut:

$$SF = \frac{\Sigma V \cdot \tan^2 \phi + c \cdot B}{\Sigma H} \geq FK \dots \dots \dots (2.21)$$

Keterangan:

FK = Faktor Keamanan

FK ≥ 1,5 (kondisi normal)

FK ≥ 1,2 (kondisi gempa)

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 457

Rekapitulasi faktor keamanan terhadap geser ditunjukkan pada **Tabel 2.10**.

*Tabel 2. 10 Rekapitulasi faktor keamanan untuk koefisien gesekan*

Bahan	<i>f</i>
Pasangan batu pada pasangan batu	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber: KP-02 perencanaan bendung, 1986

Fgs= Stabilitas terhadap geser

FK = 1,50 (Estimasi keamanan)

*f* = Koefisien gesekan

$$FK = \frac{\Sigma V \cdot \tan \phi}{\Sigma H} \geq FK$$

FK ≥ 1,50 (Faktor keamanan untuk kondisi normal)

FK ≥ 1,20 (Faktor keamanan untuk kondisi gempa)

$$= \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H}$$

## 2. Syarat Aman terhadap Guling

Keamanan abutment terhadap potensi guling dapat ditentukan melalui perhitungan dengan menggunakan persamaan berikut.

$$SF = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma M_y} \geq FK \dots \dots \dots (2.22)$$

Keterangan:

FK = Faktor Keamanan

FK  $\geq$  1,5 (kondisi normal)

FK  $\geq$  1,2 (kondisi gempa)

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 457

## 3. Syarat Aman terhadap Eksentrisitas

Resultan gaya yang bekerja pada konstruksi sebaiknya berada di dalam daerah inti, yaitu di sekitar titik tengah dasar dinding dengan batas kiri dan kanan masing-masing sebesar 1/6 dari lebar dasar. Pemeriksaan keamanan terhadap eksentrisitas dapat dilakukan dengan menggunakan rumus berikut.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_y}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \dots \dots \dots (2.23)$$

## 4. Kontrol terhadap Tegangan

Keamanan abutment terhadap tegangan dapat diperiksa melalui perhitungan dengan menggunakan persamaan berikut.

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{B.L} - \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq Q_{ijin} \dots \dots \dots (2.24)$$

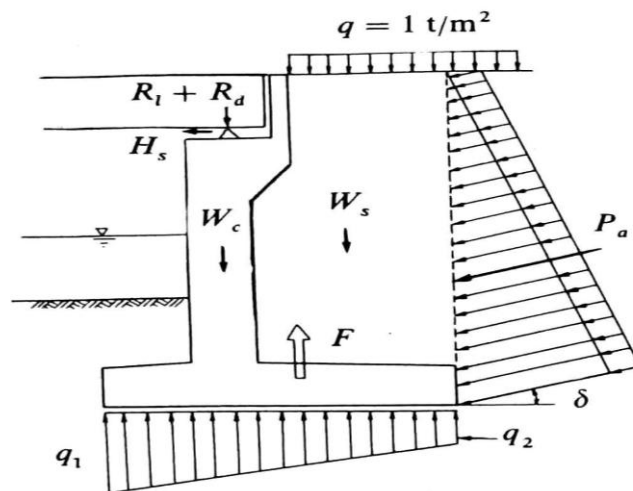
Jika  $\sigma_{maks} = Q_{all}$  (OK)

Jika  $\sigma_{min} \leq Q_{all}$  (OK)

Sumber: Hardiyatmo. 2014 : 458

Dalam perhitungan, jika nilai  $e > B/6$  maka nilai  $q_{min}$  akan bertanda negatif sehingga lebar dasar dari dinding penahan perlu diperbesar. Perencanaan *abutment* perlu dilakukan dengan baik dan teliti agar beban yang bekerja tidak menimbulkan tekanan berlebih pada tanah di bawahnya. Hal ini dikarenakan, tekanan yang besar dapat menyebabkan penurunan signifikan, bahkan berpotensi mengakibatkan keruntuhan *abutment*.

Pada **Gambar 2.8** merupakan penjelasan mengenai perletakkan gaya-gaya luar yang bekerja pada *abutment*.



**Gambar 2. 8** Gaya Luar yang Bekerja pada Abutment

Sumber: Sosrodarsono, dkk. 2000. Hal: 308

Keterangan:

- $R_1$  = beban hidup akibat bangunan atas (t/m)
- $R_d$  = beban mati akibat bangunan atas (t/m)
- $H_s$  = gaya mendatar akibat gesekan dari penahanan gerak (t/m)
- $q$  = beban pembebanan, yaitu  $1 \text{ t/m}^2$
- $P_a$  = gaya tekanan tanah (t/m)
- $W_s$  = berat tanah (t/m)
- $F$  = gaya angkat (t/m)
- $q_1, q_2$  = reaksi tanah ( $\text{t/m}^2$ )

### 2.8.3 Penulangan *Abutment*

Perhitungan mengenai batas-batas penulangan *abutment* dapat dilakukan dengan berdasarkan rumus yang sama seperti rumus pada perhitungan penulangan pada struktur, yaitu:

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (2.25)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_{bln} \dots \dots \dots (2.26)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.27)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \dots \dots \dots (2.28)$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} \dots \dots \dots (2.29)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.30)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \dots \dots \dots (2.31)$$

$$\text{Luas tulangan: } A_s = \rho_{\text{min}} \times b \times d \dots \dots \dots (2.32)$$

$$\text{Tulangan bagi: } A_s \text{ bagi} = 20\% \times A_{\text{Spokok}} \dots \dots \dots (2.33)$$

- Kontrol Tulangan Geser

$$V_c = \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \times b \times d \dots \dots \dots (2.34)$$

$$\Phi \times V_c < V_u < 3 \times \phi \times V_c \dots \dots \dots (2.35)$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u - \Phi \cdot V_c}{\phi} \dots \dots \dots (2.36)$$

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \dots \dots \dots (2.37)$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots \dots \dots (2.38)$$

- Jarak Senggang Maksimum Tulangan Geser

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (2.39)$$

$$V_s \text{ ada} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \dots \dots \dots (2.40)$$

Syarat:  $V_s \text{ ada} > V_s \text{ perlu} \rightarrow \text{aman}$

Sumber: Santoso. 2009:16 – 17

## 2.9 Pondasi pada Jembatan

Pondasi adalah elemen utama konstruksi yang terletak pada bagian paling bawah dari suatu struktur atau bangunan (sub structure), berfungsi menyalurkan beban dari struktur bagian atas (super structure) ke lapisan tanah di bawahnya tanpa menimbulkan keruntuhan geser tanah maupun penurunan (settlement) yang berlebihan. Pada jembatan, pondasi termasuk bagian dari struktur bawah yang berperan menopang beban yang diterima pilar atau abutment serta gaya-gaya lainnya, kemudian meneruskannya ke lapisan tanah pendukung. Adapun beberapa fungsi pondasi dalam konstruksi bangunan antara lain:

1. Berfungsi sebagai kaki atau alas dari suatu bangunan.
2. Menahan struktur bagian atas bangunan sekaligus mendistribusikan beban dari atas ke tanah dasar yang memiliki daya dukung memadai.
3. Menjaga kestabilan keseluruhan bangunan.

Secara umum, pondasi dibedakan menjadi dua jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan pada perencanaan bangunan dengan beban yang relatif ringan. Sementara itu, pondasi dalam dipakai pada kondisi tanah yang lembek, bangunan bertingkat, atau konstruksi dengan bentang cukup besar, yakni jarak antar kolom sekitar 6 meter. Beberapa persyaratan utama dalam perencanaan pondasi meliputi:

1. Pondasi harus memiliki kekuatan yang memadai untuk menahan gaya geser akibat beban vertikal.
2. Mampu menyesuaikan diri terhadap pergerakan tanah yang tidak stabil.
3. Tahan terhadap pengaruh perubahan cuaca. Tahan terhadap pengaruh zat kimia.

Oleh sebab itu, pondasi perlu dirancang dengan kekuatan, keamanan, dan stabilitas yang baik. Tujuannya adalah untuk mencegah terjadinya penurunan maupun kerusakan struktural seperti patah. Jika pondasi mengalami penurunan atau patah, perbaikannya akan sulit dilakukan. Beberapa konsekuensi yang dapat timbul jika pondasi mengalami penurunan atau patah antara lain:

1. Munculnya retakan pada dinding pondasi.
2. Keretakan dan ketidakrataan pada lantai maupun pelat.
3. Penurunan pada struktur atas jembatan..

Dalam perencanaan pondasi, terdapat tiga kriteria utama yang perlu diperhatikan:

1. Perencanaan harus akurat untuk mencegah longsor akibat pengaruh eksternal.
2. Pondasi harus dirancang secara tepat agar aman dari longsor yang disebabkan oleh kegagalan daya dukung tanah.
3. Pondasi harus terhindar dari penurunan berlebihan yang dapat membahayakan struktur.

### **2.10 Pondasi Tiang Pancang**

Pondasi tiang pancang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.9, digunakan apabila tanah dasar suatu bangunan tidak memiliki daya dukung yang memadai untuk menahan berat bangunan beserta bebannya, atau ketika lapisan

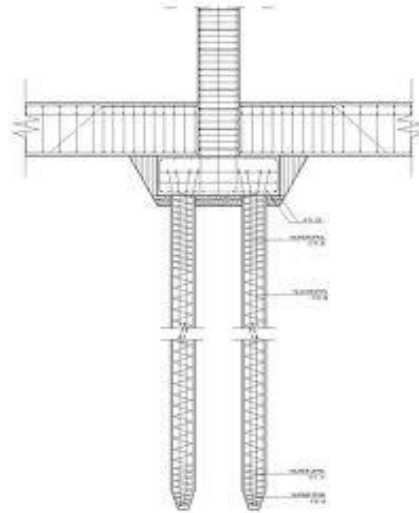
tanah keras yang memiliki daya dukung cukup berada pada kedalaman yang sangat dalam. Umumnya, pondasi tiang pancang dipasang dengan cara dipukul atau dipancang ke dalam tanah. Namun, untuk jenis tertentu, tiang pancang dapat dicor di tempat dengan terlebih dahulu membuat lubang melalui pengeboran tanah, mirip dengan metode pengeboran yang digunakan untuk investigasi tanah (Sardjono, 1991:52).

Tujuan penggunaan pondasi tiang pancang antara lain adalah:

1. Menyalurkan beban dari struktur bagian atas pada kondisi tanah yang jenuh air atau tanah lunak ke lapisan tanah pendukung yang lebih kuat atau tanah keras di kedalaman tertentu.
2. Memadatkan tanah berpasir sehingga kapasitas dukungnya meningkat.
3. Menjadi penopang pondasi bangunan pada wilayah dengan permukaan tanah yang mudah tererosi oleh air.
4. Menahan beban horizontal maupun beban dengan arah miring.
5. Memanfaatkan pondasi tiang pancang baja yang memiliki kekuatan tinggi untuk digunakan di daerah berair serta mampu menopang beban berat.

Klasifikasi Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Cara Pemindahan Beban Berdasarkan mekanisme penyaluran bebannya, pondasi tiang pancang dibedakan menjadi dua jenis:

- a) *Point Bearing Pile (End Bearing Pile)* Jenis tiang pancang yang menyalurkan beban ke lapisan tanah keras melalui tahanan ujung tiang.
- b) *Friction Pile* Jenis pondasi tiang pancang yang memikul beban melalui gaya gesek (*friksi*) antara permukaan tiang dengan tanah di sekelilingnya.



**Gambar 2. 9** Pondasi Tiang Pancang Baja

Sumber: Fathin. 2017. Hal: 5

Bentuk pondasi tiang pancang seperti yang terlihat pada **Gambar 2.9** bervariasi tergantung pada beban yang diterima dan kekuatan daya dukung tanah di bawah pondasi. Secara umum, pondasi tiang pancang menggunakan dua jenis pipa, yaitu pipa dengan ujung terbuka (*open-ended piles*) dan pipa dengan ujung tertutup (*close-ended piles*). Pipa ujung terbuka dibagi menjadi dua tipe, yakni *unplugged open-ended* dan *plugged open-ended*. Sedangkan pipa ujung tertutup terdiri dari tiga tipe, yaitu *bottom plate*, *steel pipe with rock shoe*, dan *franki pipe pile*. Berikut ini penjelasan mengenai jenis-jenis pondasi tiang pancang baja secara umum:

1. *Unplugged open-ended*

Pipa pancang baja ini terbuka di kedua ujungnya. Saat pemasangan, pipa ini cukup didorong ke bawah atau masuk ke dalam tanah hingga posisi tanah di dalam pipa sejajar dengan tanah di luar pipa.

2. *Plugged open-ended* Tipe pipa ini juga terbuka di kedua ujung, namun lebih cocok untuk tanah yang padat. Saat dipancang, tanah di dalam pipa posisinya lebih rendah dibandingkan dengan tanah di luar pipa.

3. *Bottom plate*

Pipa baja ini berfungsi sebagai poros tiang pancang, dengan pelat baja (*bottom plate*) yang dilas di bagian ujung bawah tiang. Pipa dengan pelat

ini dipancang hingga mencapai lapisan tanah keras. Pelat tersebut berperan untuk mencegah pipa bertumpu langsung pada batuan, sehingga tiang dapat tertancap dengan kuat dan tidak mudah bergoyang.

4. *Steel pipe with rock shoe*

Pipa ini menggunakan sepatu batu (*rock shoe*) yang berfungsi mencegah tergelincirnya tiang pancang saat bertemu dengan landasan batu sedimen. Sepatu ini juga memusatkan beban pada titik penyangga dan sering digunakan pada kondisi tertentu, seperti ketika titik tumpuan berada di posisi atas. Posisi sepatu ini dapat disesuaikan dengan cara pengeboran terlebih dahulu jika permukaan batuan cukup curam.

5. *Franki pipe pile*

Pipa pancang franki adalah konstruksi tiang pancang permanen yang dipasang bersamaan dengan pengecoran beton. Tiang ini membutuhkan tenaga pemancang yang besar agar dapat masuk ke dalam tanah tanpa mengubah kapasitas struktur pipa pancang baja tersebut.

### 2.10.1 Daya Dukung Kelompok Tiang

Dalam perencanaan maupun pelaksanaan, biasanya tidak digunakan hanya satu tiang pondasi saja, melainkan terdiri dari beberapa tiang yang membentuk kelompok tiang. Jika tiang-tiang tersebut dipancang berdekatan satu sama lain, kondisi ini disebut sebagai kelompok tiang. Oleh karena itu, daya dukung kelompok tiang diasumsikan sebagai hasil perkalian antara daya dukung satu tiang dengan jumlah total tiang dalam kelompok tersebut. Kelompok tiang yang terdiri dari point bearing pile memiliki daya dukung kelompok yang sama dengan perkalian daya dukung per tiang dengan jumlah tiang. Namun, untuk kelompok tiang yang terdiri dari friction pile, daya dukung kelompok cenderung lebih kecil daripada hasil perkalian daya dukung satu tiang dengan jumlah tiang. Dalam evaluasi berdasarkan kekuatan izin tekan dan tarik, diperoleh nilai daya dukung izin tiang. Selain itu, kondisi tanah dan kualitas material tiang juga memengaruhi besarnya nilai daya dukung tersebut.

1) Daya dukung izin tekan

Analisis daya dukung izin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

a. Berdasarkan data sondir

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.41)$$

Keterangan:

$P_a$  = daya dukung izin tekan tiang

$q_c$  = 20 N untuk silt/clay, 40 N sand

$A_p$  = Luas penampang tiang

$T_f$  = Total friksi / jumlah hambatan pelekat

$FK1, FK2$  = Faktor keamanan 3 dan 5

b. Kapasitas daya dukung tiang pancang berdasarkan dari data N SPT

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum L_i f_i \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.42)$$

Keterangan:

$P_a$  = daya dukung izin tekan tiang

$q_c$  = 20 N untuk silt/clay, 40 N sand

$A_p$  = Luas penampang tiang

$L_i$  = Panjang segmen tiang yang ditinjau gaya geser pada selimut segmen tiang

$f_i$  = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup> untuk silt/clay N/5 maksimum 10 ton/m<sup>2</sup> untuk sand

$FK1, FK2$  = Faktor keamanan 3 dan 5

2) Daya dukung izin tarik

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

a. Data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \dots\dots\dots(2.43)$$

b. Data N SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum L_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \dots\dots\dots(2.44)$$

Keterangan:

$P_{ta}$  = daya dukung izin tarik tiang

$W_p$  = Berat pondasi

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 54

Dalam menghitung daya dukung pondasi terdapat beberapa hal yang harus diketahui, yaitu data tanah, momen yang bekerja dan beban yang diterima. Dalam merencanakan pondasi sumuran, perhitungan mengenai daya dukung tiang pondasi sumuran dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \dots \dots \dots (2.45)$$

Keterangan:

$Q_u$  = daya dukung ultimit tiang

$Q_p$  = daya dukung pada ujung tiang (ton)

$Q_s$  = daya dukung selimut yaitu 0 (ton)

$W_p$  = berat tiang

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 62

$$Q_p = q_p \times A_p \rightarrow q_p = q_{ca} \times k \dots \dots \dots (2.46)$$

Keterangan:

$Q_p$  = daya dukung pada ujung tiang (ton)

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $cm^2$ )

$q_p$  = tahanan pada ujung tiang ( $kg/cm^2$ )

$q_{ca}$  = tahanan pada konus pada ujung tiang ( $kg/cm^2$ )

$k_c$  = faktor ujung konus

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 62

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \dots \dots \dots (2.47)$$

Keterangan:

$f_s$  = tahanan gesek pada selimut tiang ( $kg/m^2$ )

$A_s$  = luas penampang tiang (m)

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 62

### 2.10.2 Kebutuhan Jumlah Tiang

Beban aksial dipakai untuk menghitung kebutuhan jumlah tiang pada titik kolom tertentu. Dengan membagi gaya aksial tersebut dengan kapasitas daya dukung tiap tiang, maka akan diperoleh jumlah tiang yang dibutuhkan.

$$np = \frac{P}{p_{all}} + \dots\dots\dots(2.48)$$

Keterangan:

$np$  = Jumlah tiang

$P$  = Gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = Daya dukung izin tiang

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang, biasanya digunakan tiang dalam bentuk kelompok. Penggunaan kelompok tiang ini bertujuan untuk menahan beban secara bersama-sama. Berikut adalah rumus untuk menghitung daya dukung izin kelompok tiang pada pondasi tiang pancang.

$$Q_{pg} = E_g \times n \times Q_{all} \dots\dots\dots(2.49)$$

Keterangan:

$Q_{pg}$  = Daya dukung yang diizinkan untuk kelompok tiang (kg)

$Q_{all}$  = Daya dukung izin vertikal untuk tiang tunggal (kg)

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$n$  = Jumlah tiang

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 54

### 2.10.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Pada subbab 2.9.1 tentang daya dukung kelompok tiang, perhitungan yang dibutuhkan belum sepenuhnya tepat karena nilai daya dukung kelompok tidak sama dengan hasil perkalian antara daya dukung satu tiang dan jumlah tiang. Perbedaan ini terjadi akibat adanya interaksi atau tumpang tindih garis tegangan antar tiang yang berdekatan (*group action*). Oleh sebab itu, digunakan faktor efisiensi yang menggambarkan besarnya pengurangan daya dukung kelompok akibat pengaruh *group action* tersebut.

Berdasarkan metode *Converse-Labarre* yang tercantum dalam *Uniform Building Code AASHTO*, efisiensi kelompok tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 mn} \dots\dots\dots(2.50)$$

Daya dukung vertikal kelompok =  $E_g \times$  Jumlah pile  $\times$  daya dukung ijin tiang

Keterangan:

$E_g$  = Efisiensi kelompok tiang

$\Theta$  = Arc tg (D/s) (derajat)

D = Ukuran penampang tiang

s = Jarak antara tiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

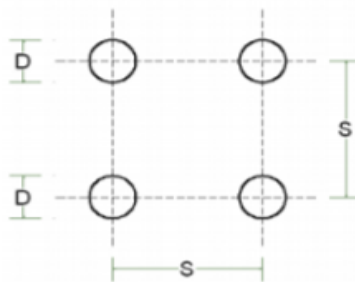
n = Jumlah tiang dalam 1 baris

Syarat: daya dukung kelompok tiang harus memiliki nilai yang lebih besar daripada gaya aksial yang terjadi

Sumber: Pamungkas, dkk. 2009 : 55

**2.10.4 Jarak Antar Tiang Kelompok**

Perencanaan jarak antar pusat tiang, seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.10**, memiliki ketentuan tertentu, yaitu jarak dari pusat ke pusat minimal 3D pada tahap perencanaan dan 2D untuk jarak aktual yang akan diterapkan di lapangan. Dalam praktiknya, penggunaan jarak 2,5D ke arah tengah sering dipilih karena memberikan keuntungan tertentu, meskipun konsekuensinya adalah penurunan nilai efisiensi.



**Gambar 2. 10** Jarak Pusat ke Pusat Tiang

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 79

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots(2.51)$$

$$S \geq 3D \dots\dots\dots(2.52)$$

Keterangan:

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

D = Diameter tiang

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 79

### 2.10.5 Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok tiang merupakan gabungan dari penurunan elastis atau penurunan jangka pendek (*immediate settlement*),  $S_i$ , serta penurunan yang terjadi dalam jangka panjang akibat konsolidasi (*long term consolidation settlement*),  $S_c$ .

$$S = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.53)$$

Keterangan:

S = penurunan total (m)

$S_i$  = *immediate settlement* (m)

$S_c$  = *consolidation settlement* (m)

Sumber: Pamungkas, dkk. 2009 : 82

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

Penurunan segera adalah penurunan yang disebabkan oleh perubahan massa tanah akibat beban tekan yang terjadi pada kondisi volume konstan. Perhitungannya dapat dilakukan menggunakan persamaan yang dikemukakan oleh Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1959:88) sebagai berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \dots \dots \dots (2.54)$$

Keterangan:

$S_i$  = penurunan segera (*immediate settlement*) (m)

B = lebar kelompok tiang (m)

q = tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )

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

$\mu_1$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

$\mu_0$  = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

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

Menurut Leonard (1962:43), penurunan konsolidasi adalah penurunan yang terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak di bawah permukaan air tanah. Proses

ini berlangsung dalam jangka waktu yang lama, bergantung pada kondisi lapisan tanahnya. Perhitungannya dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut:

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \dots \dots \dots (2.55)$$

Keterangan:

$S_c$  = penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) (m)

$H$  = ketebalan lapisan tanah (m)

$C_c$  = indeks pemampatan

$e$  = angka pori tanah

$P_0$  = tegangan efektif sebelum beban bekerja ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Delta p$  = tambahan tegangan yang disebabkan oleh beban pondasi ( $\text{kN/m}^2$ )

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 83

### 2.10.6 Penulangan Pondasi Tiang Pancang

Untuk menghitung tulangan pondasi dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Menentukan Momen Nominal ( $M_n$ )

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots \dots \dots (2.56)$$

Keterangan:

$M_n$  = Momen nominal yang bekerja

$M_u$  = Momen maksimum yang bekerja pada tiang

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan tekan menggunakan tulangan spiral, yaitu bernilai 0,7

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 85

2. Menghitung  $\rho_{\min}$ ,  $\rho_b$ , dan  $\rho_{\max}$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.57)$$

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (2.58)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots (2.59)$$

Keterangan:

$\rho_{\min}$  = rasio tulangan minimum

$\rho_b$  = rasio tulangan seimbang (*balance*)

$\rho_{max}$  = rasio tulangan maksimum

Apabila nilai  $f'_c \leq 30$  MPa maka nilai  $\beta$  yaitu **0,85**

Apabila nilai  $f'_c \geq 30$  MPa maka nilai  $\beta$  yaitu **0,85 - 0,05  $\left(\frac{f'_c-30}{7}\right)$**

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 86

3. Menghitung Rasio Tulangan yang Diperlukan ( $\rho$ )

$$P_{perlu} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{\left( \frac{1-2.m.Rn}{f_y} \right)} \right\} \dots \dots \dots (2.60)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \dots \dots \dots (2.61)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.62)$$

Keterangan:

$\rho$  = Rasio tulangan yang diperlukan

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 86

4. Menghitung Luas Tulangan

$$A_s = \rho \times b \times d \dots \dots \dots (2.63)$$

$$A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi (\text{diameter tulangan}) \dots \dots \dots (2.64)$$

Keterangan:

$A_s$  = Luas tulangan

$b$  = Diameter pondasi

$d$  = Lebar efektif pondasi ( $b \times \text{selimut pondasi} \times (1/2 \phi)$ )

$A_s \text{ tulangan}$  = Luas tulangan

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 87

5. Menghitung Jumlah Tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_s \text{ tulangan}} \dots \dots \dots (2.65)$$

Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 87

6. Menghitung Tulangan Geser

$$V_c = \left( 1 + \frac{V_u}{14 \times A_g} \right) \times \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_w \times d \dots \dots \dots (2.67)$$

$$V_u < \phi \times V_c \dots \dots \dots (2.68)$$

$$V_u < 0,7 \times V_c \dots \dots \dots (2.69)$$

Keterangan:

$V_c$  = Tegangan izin geser beton

$A_g$  = Luas penampang pondasi tiang

$f'_c$  = Mutu beton yang digunakan

$b_w$  = Diameter pondasi

$d$  = Lebar efektif pondasi

$V_u$  = Gaya geser yang bekerja

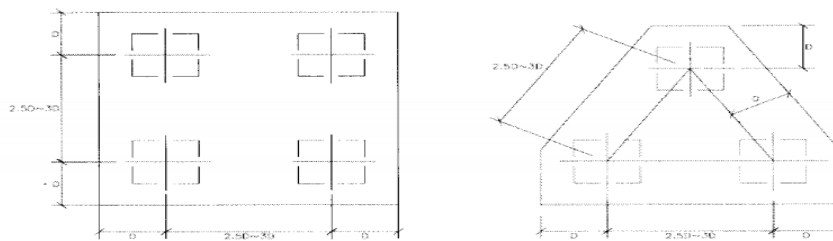
Sumber : Pamungkas, dkk. 2009 : 87

## 2.11 Perencanaan Pile Cap

Pile cap merupakan konstruksi yang berfungsi mengikat tiang-tiang sekaligus menyalurkan beban dari kolom ke tiang. Umumnya, pile cap dibuat dari beton bertulang dengan tujuan memastikan posisi kolom berada tepat di tengah pondasi, sehingga mampu menahan gaya geser yang timbul akibat beban yang bekerja.

### 2.11.1 Dimensi Pile Cap

Jarak antar tiang merupakan faktor penting dalam perencanaan ukuran pile cap. Secara umum, jarak yang digunakan pada kelompok tiang berkisar antara  $2,5D$  hingga  $3D$ , di mana  $D$  adalah diameter atau dimensi penampang tiang. Ilustrasi mengenai perhitungan jarak antar tiang pada kelompok dapat dilihat pada **Gambar 2.11**.



**Gambar 2. 11** Jarak tiang pada Kelompok Tiang

Sumber: SNI 03-2847-2002. Hal : 86

## 2.11.2 Tinjauan terhadap Geser

### 2.11.2.1 Kontrol terhadap Geser yang Bekerja Satu Arah

Kekuatan yang disalurkan beton adalah jika hanya geser dan lentur yang bekerja.

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \dots \dots \dots (2.70)$$

Gaya geser nominal penampang dengan jarak sebesar d dari muka kolom harus direncanakan bernilai lebih kecil atau sama dengan nilai dari kekuatan geser beton sehingga  $V_n \leq V_c$ .

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times bw \times d \dots \dots \dots (2.71)$$

Keterangan:

- $V_u$  = Gaya geser sejarak d dari muka kolom
- $V_c$  = Geser beton
- $bw$  = Lebar pondasi (m)
- $d$  =  $h - d'$  (h adalah tinggi pelat dan  $d'$  adalah selimut beton)
- $\phi$  = 0,6 (reduksi kekuatan untuk geser)

Sumber: SNI 03-2847-2002. Hal : 87

### 2.11.2.2 Kontrol terhadap Geser yang Bekerja Dua Arah

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) 2 \cdot \sqrt{f'c} \times bo \times d \dots \dots \dots (2.72)$$

Keterangan:

- $bo$  = keliling daerah kritis,  $bo = 2(h + d) + 2(b + d)$
- $b$  = panjang penampang kolom
- $h$  = lebar penampang kolom
- $d$  = tinggi efektif pile cap
- $V_c$  = gaya geser dua arah pile cap
- $f'c$  = mutu beton

Sumber: SNI 03-2847-2002. Hal : 89

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \dots \dots \dots (2.73)$$

Keterangan:

$V_s$  = Kuat tulangan geser

$$V_u = \frac{P_u}{A}(h_o^2 - b_o^2)$$

$P_u$  = Beban berfaktor pada kolom

$A$  = Luas pondasi (B x L)

Sumber: SNI 03-2847-2002. Hal : 89

### 2.11.3 Penulangan Pile Cap

1. Lebar (b) dan Tinggi Efektif (d) Perencanaan Balok Persegi

$$K_{\text{perlu}} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.74)$$

Keterangan:

$M_u$  = Momen yang terjadi pada balok

$b$  = Lebar balok (m)

$h$  = Tinggi balok (m)

$d$  = Tinggi efektif (m) =  $h - 60$  mm

2. Menghitung  $\rho_{\text{min}}$ ,  $\rho_b$ , dan  $\rho_{\text{max}}$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.75)$$

$$\rho_b = \left( \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \right) \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (2.76)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots (2.77)$$

Keterangan:

$\rho_{\text{min}}$  = rasio tulangan minimum

$\rho_b$  = rasio tulangan seimbang (*balance*)

$\rho_{\text{max}}$  = rasio tulangan maksimum

Apabila nilai  $f'_c \leq 30$  MPa maka nilai  $\beta$  yaitu **0,85**

Apabila nilai  $f'_c \geq 30$  MPa maka nilai  $\beta$  yaitu **0,85 - 0,05  $\left( \frac{f'_c - 30}{7} \right)$**

3. Menghitung Rasio Tulangan yang Diperlukan ( $\rho$ )

$$P_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{\left( \frac{1 - 2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \dots \dots \dots (2.78)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \dots \dots \dots (2.79)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.80)$$

Keterangan:

$\rho$  = Rasio tulangan yang diperlukan

4. Menghitung Luas Tulangan

$$A_s = \rho \times b \times d \dots \dots \dots (2.81)$$

$$A_s \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi (\text{diameter tulangan}) \dots \dots \dots (2.82)$$

Keterangan:

$$d = h - \text{selimut beton} - \phi_{\text{senggang}} - \frac{1}{2} \phi_{\text{tulangan}}$$

