

## BAB II LANDASAN TEORI

### 2.1 Uraian Umum

Struktur proyek konstruksi yang direncanakan, termasuk gedung, urugan tanah (*earth fills*), jembatan, bendungan tanah, serta proyek-proyek yang didukung oleh tanah, dapat dibagi menjadi dua komponen utama yaitu bagian atas (*Superstructure*) dan bagian bawah (*Substructure*). Pondasi dalam konteks ini, merujuk pada elemen dibawah dan beban dari bagian bawah tersebut.

Pondasi dapat digolongkan menjadi 2 bagian yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Ada beberapa faktor yang harus diperhatikan dalam proses perencanaan pondasi yang baik, seperti yang berikut ini: (Hardiyatmo, 2015:75)

1. Identifikasi tujuan Pembangunan, estimasi masa pakai, pilihan struktur, karakteristik tanah, metode konstruksi, dan estimasi biaya proyek.
2. Penentuan kebutuhan dan keinginan dari klien atau pemilik proyek.
3. Pembuatan desain dengan memastikan bahwa tidak merusak lingkungan dan mematuhi standart keamanan sehingga tingkat resiko dapat dikelola dengan baik oleh semua pihak, termasuk masyarakat, pemilik, dan insinyur.

#### 2.1.1 Struktur Bangunan Atas

Struktur atas jembatan adalah bagian dari struktur jembatan yang secara langsung menahan beban lalu lintas untuk selanjutnya disalurkan ke bangunan bawah jembatan (Hutahaean, N. and Hia, A.M., 2019)

Bagian struktur atas jembatan terdiri dari:

- a) Plat Lantai

Plat lantai merupakan komponen jembatan yang memiliki fungsi utama untuk mendistribusikan beban sepanjang potongan melintang jembatan dan beban-beban sepanjang bentang jembatan.

- b) Gelagar induk

Gelagar induk merupakan komponen utama yang berfungsi untuk mendistribusikan beban-beban secara longitudinal dan biasanya didesain untuk menahan lendutan.

c) Gelagar sekunder

Gelagar sekunder terdiri dari gelagar melintang dan memanjang gelagar melintang merupakan pengikat antara gelagar induk yang didesain untuk menahan deformasi melintang dari rangka struktur atas dan membantu pendistribusian bagian dari beban vertikal antara gelagar induk.

d) Bangunan pelengkap

Bangunan pelengkap pada jembatan adalah bangunan yang dibangun dengan maksud untuk menambah keamanan konstruksi jembatan dan juga pejalan kaki. Bangunan pelengkap biasanya meliputi tiang sandaran (*ralling*), saluran pembuangan (*drainase*), lampu jembatan, (*joint*) sambungan dan lain-lain. (Syarifudin, M. 2022)

### 2.1.2 Struktur Bangunan Atas

Struktur bawah jembatan adalah bagian struktur jembatan yang memiliki fungsi utama memikul beban – beban pada struktur bangunan atas, dan selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Yang selanjutnya beban – beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. (Hutahaean, N. and Hia, A.M.,2019)

Yang termasuk dalam bangunan bawah jembatan yaitu seperti:

a) Pondasi

Pondasi jembatan merupakan konstruksi jembatan yang terletak paling bawah dan berfungsi menerima beban dan meneruskannya ke lapisan tanah keras yang diperhitungkan cukup kuat menahannya.

b) Pilar

Pilar adalah salah satu konstruksi bangunan bawah jembatan yang terletak diantara dua abutment yang berfungsi sebagai penahan beban bangunan atas dan meneruskannya ke pondasi.

## 2.2 Perhitungan Pembebanan

Pedoman pembebanan untuk perencanaan jembatan jalan raya merupakan dasar dalam menentukan beban dan gaya untuk perhitungan tegangan – tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan jalan raya.

Pedoman pembebanan meliputi:

### 2.2.1 Beban Primer

Beban yang merupakan beban utama dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

#### 1. Beban Mati (M)

Beban mati adalah semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Beban mati jembatan merupakan Kumpulan berat setiap komponen structural dan non-struktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan factor beban normal dan factor beban berkurang. Perencanaan jembatan harus menggunakan keahliannya di dalam menentukan komponen-komponen tersebut. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Untuk menghitung beban mati maka diperlukan berat ini, berikut daftar berat isi:

**Tabel 2. 1** Berat Isi untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi ( $\text{kN/m}^3$ )	Kerapatan Massa ( $\text{kg/m}^3$ )
1.	Lapisan permukaan aspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2.	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7240
3.	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, slit or clay</i> )	17,2	1755
4.	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel, macadam or ballast</i> )	18,8-22,7	1920-2315
5.	Beton aspal	22,0	2245
6.	Beton ringan	12,25-19,6	1250-2000
7.	Beton $f'c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8.	Baja (steel)	78,5	7850
9.	Kayu (ringan)	7,8	800
10.	Kayu keras (Hard wood)	11,0	1125

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

a) Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Berikut faktor beban untuk berat sendiri:

**Tabel 2. 2** Faktor beban untuk Berat sendiri

Tipe Bahan	Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,10	0,90
	Beton Cor di tempat	1,00	1,10	0,90
	Kayu	1,00	1,10	0,90

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

b) **Beban Mati Tambahan**

Beban mati tambahan adalah nerat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

**Tabel 2. 3** Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Bahan	Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma_{MS}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma_{MS}$ )	
	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 : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

**2. Beban Hidup (H)**

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan- kendaraan bergerak/lalu lintas dan/atau pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

a) **Beban Lajur “D”**

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa dengan besarnya  $q$  tergantung pada total pang dibebani “ $L$ ”, seperti:

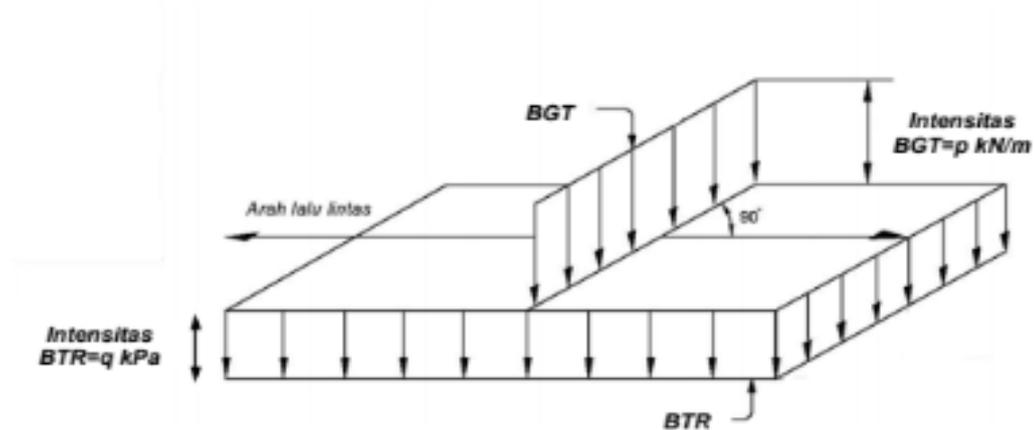
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m : } q = 9,0 \text{ kPa} \quad \rightarrow \text{ untuk } L < 30 \text{ m} \dots\dots\dots (2.1)$$

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

Keterangan :

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

$L$  = panjang total jembatan yang dibebani (meter)



**Gambar 2. 1** Beban Garis terpusat (BGT)

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negative maksimum pada jembatan menerus. BGT kedua yang identic harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

**b) Beban “T”**

Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk “T” dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban “T” seperti terlihat pada tabel berikut:

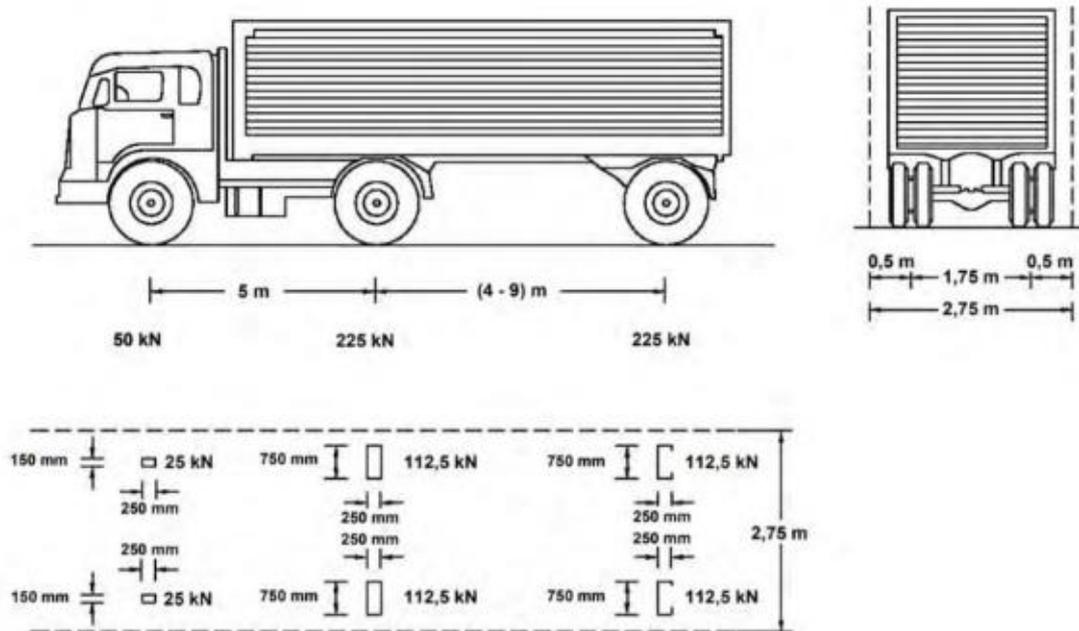
**Tabel 2. 4** Faktor Beban untuk Beban “T”

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

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Pembebanan truk “T” terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk “T” yang bisa

ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat Panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana. (Badan Standardisasi Nasional, 2016).



**Gambar 2. 2** Pembebanan Truk “T”(500 kN)

*Sumber :* (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

**c) Beban Rem (TB)**

Gaya rem harus diambil yang tersebar dari:

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

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horisontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem.

**d) Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)**

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar

dapat dinaiki, maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. (Badan Standardisasi Nasional, 2016).

### 2.2.2 Beban Skunder

Beban sekunder adalah beban yang merupakan beban sementara yang selalu diperhitungkan dalam perhitungan tegangan pada setiap perencanaan jembatan. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

#### 2.2.2.1 Beban Angin (EW)

##### a. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angina harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk system lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengasuh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah/permukaan air, kecepatan angin rencana ( $V_{DZ}$ ) dihitung dengan persamaan berikut:

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

Dimana :

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

$V_{10} \approx$  adalah kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam)

$V_B \approx$  adalah kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 m, yang akan menghasilkan tekanan

$Z \approx$  adalah elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan Air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$  mm)

$V_0 \approx$  adalah kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi

$Z_0 \approx$  adalah panjang gesekan di hulu jembatan yang merupakan karakteristik Meteorologi

$V_{10}$  dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang
- Survei angin pada lokasi jembatan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengansumsikan bahwa  $V_{10} = V_B$

**Tabel 2. 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	2500

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

1. Beban Angin pada Struktur (EWS)

Tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \dots\dots\dots (2.3)$$

Dengan:

$P_B$  adalah tekanan angin dasar yang nilainya ditentukan oleh tabel dibawah ini.

**Tabel 2. 6** Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atass	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber : (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 N/mm pada bidang tekan dan 2,2 N/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 N/mm pada balok gelagar. (Badan Standardisasi Nasional, 2016)

**2.2.2.2 Pengaruh Gempa**

Dalam merencanakan suatu jembatan perancangan disarankan memiliki kemungkinan terkecil terjadinya runtuh atau kegagalan pada struktur yang signifikan serta gangguan terhadap fungsional yang diakibatkan oleh pengaruh gempa. Beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang didapat berdasarkan perkalian antara koefisien

gempa respon elastic ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon ( $R_d$ ) seperti rumus berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots(2.4)$$

Keterangan:

$E_Q$  = Gaya akibat beban gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  = Koefisien respon gempa elastis

$R_d$  = Faktor modifikasi respon

$W_t$  = Berat total seluruh struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Dari peta percepatan batuan dasar serta spektra percepatan berdasarkan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana kita dapat menentukan koefisien respons elastik  $C_{sm}$ . Koefisien percepatan didapatkan berdasarkan peta gempa yang dikalikan dengan faktor amplifikasi yang sesuai dengan kondisi tanah hingga kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan. Seluruh analisa perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 mengenai Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

### 2.3 Tanah Sebagai Dasar Pondasi

Tanah berperan penting di setiap lokasi pekerjaan konstruksi. Menurut (Nakazawa, 1983) Tanah merupakan pondasi alami yang mendukung suatu bangunan atau struktur dari bangunan itu sendiri seperti halnya tanggul, atau juga dapat berperan sebagai sumber yang menyebabkan adanya gaya luar pada bangunan, seperti tembok/dinding penahan tanah. Sehingga dapat disimpulkan bahwa peranan tanah sangatlah penting dalam sebuah pekerjaan ketekniksipilan. Seorang kontraktor atau sarjana teknik sipil yang akan berkecimpung dalam sebuah perencanaan atau pelaksanaan suatu bangunan, sangat diperlukan untuk memiliki pengetahuan mengenai fungsi-fungsi serta sifat dari tanah yang akan diberikan beban-beban di atasnya.

(Joseph, 1982) menyebutkan bahwa tanah memiliki sifat teknik dan sifat fisis yang variabel. Dan sifat yang dimiliki tanah memiliki banyak variasi dalam arah lateral maupun arah vertikal. Berikut merupakan sifat-sifat tanah yang penting dalam teknik pondasi.

1. Parameter-parameter kekuatan yang dimiliki oleh tanah (nodulus tegangan-regangan, modulus geser, angka poisson, koefisitas, serta sudut gesekan dalam)

2. Indeks kompreibilitas (deformasi/penurunan/*settlement*)
3. Permeabilitas (rembesan tanah)
4. Data volumetrik-gravimetrik (berat satuan (*unit weight*), berat spesifik/jenis porositas tanah (*void ration*), kadar air)

Menurut (Wesley, 1972) pada umumnya tanah terdiri dari tiga bahan, yaitu butiran tanah itu sendiri, serta air dan udara yang berada di ruang antara butiran- butiran tersebut. Ruang ini disebut pori (voids). Ketika tanah benar-benar kering maka tidak akan ada air sama sekali dalam porinya. Akan tetapi, keadaan ini sulit ditemukan pada tanah asli di lapangan. Karena air hanya dapat kita hilangkan dari tanah apabila kita melakukan tindakan khusus untuk mencapai tujuan tersebut, misalnya dengan memasukkan ke dalam oven.

#### **2.4 Daya Dukung Tanah**

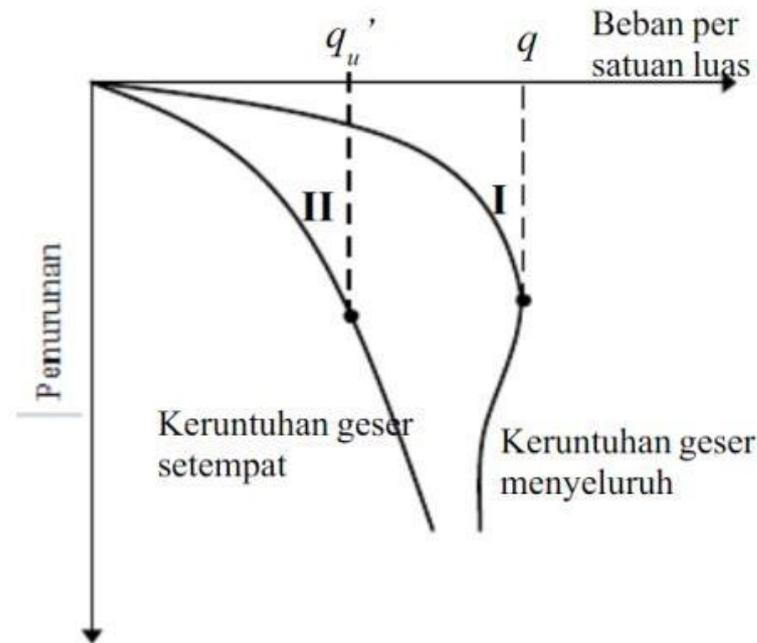
Menurut (Hardiyatmo, 1994) daya dukung tanah merupakan kemampuan yang dimiliki tanah untuk mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi sendiri merupakan bagian dari struktur yang memiliki fungsi meneruskan beban yang diakibatkan oleh berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Tergantung pada jenis struktur dan tanahnya, beberapa jenis pondasi bisa digunakan. Dalam perancangan pondasi, terdapat 2 persyaratan yang harus dipenuhi, yaitu:

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

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

Gambar kurva penurunan yang terjadi terhadap besarnya beban yang disajikan pada gambar 2.3. Awalnya ketika beban mulai diterapkan, penurunan yang terjadi diperkirakan berbanding lurus dengan beban yang bekerja. Hal ini digambarkan sebagai kurva yang mendekati garis lurus, yang menggambarkan hasil distorsi elastis dan pemampatan tanah tersebut. Apabila beban terus ditambah maka akan terjadi lengkungan yang tajam yang

dilanjut dengan bagian garis lurus kedua dengan kemiringan yang lebih curam pada kurva. Bagian tersebut yang menggambarkan keruntuhan geser telah terjadi pada tanah tersebut.



**Gambar 2. 3.** Kurva Penurunan terhadap beban yang diterapkan

Sumber : Hardiyatmo, 1994

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

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

Ketrangan :

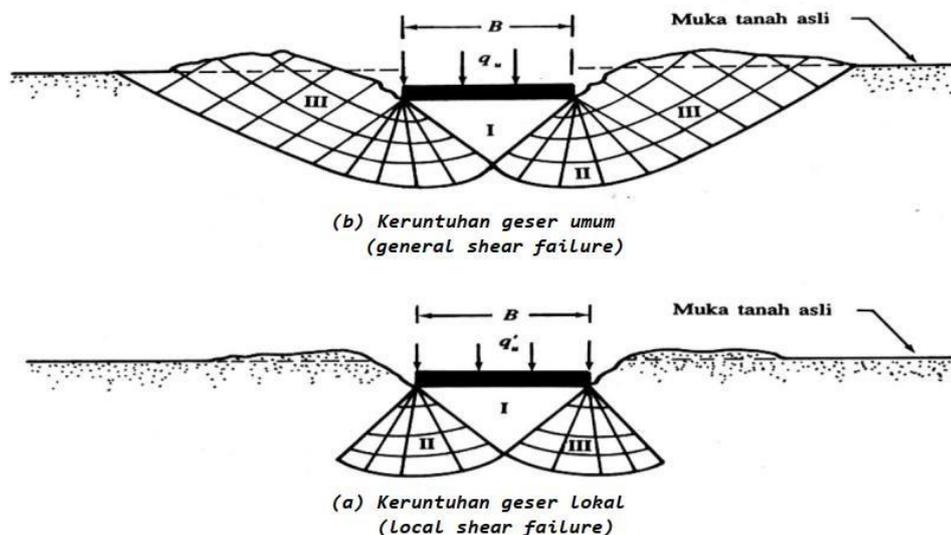
$q_u$  = Daya dukung ultimit atau daya dukung batas

$P_u$  = Beban ultimit atau beban batas

$A$  = Luas area beban

Pada tanah dengan kondisi yang padat, sebelum terjadi keruntuhan di dalamnya, besar penurunan relatif kecil serta bentuk kurva penurunan beban akan seperti yang digambarkan pada kurva a dalam Gambar 2.6. Kurva a menunjukkan kondisi keruntuhan geser umum. Ketika beban ultimit telah dicapai, maka tanah telah melewati fase kedudukan keseimbangan plastis. Apabila tanah sangat tidak padat atau lunak, penurunan yang akan terjadi sebelum keruntuhan akan sangat besar. Keruntuhan tersebut terjadi

sebelum keseimbangan plastis sepenuhnya dapat dikerahkan, digambarkan pada kurva b. Kurva b yang menunjukkan kondisi keruntuhan geser lokal (*local shear failure*).



**Gambar 2. 4** Macam keruntuhan geser pada pondasi

Sumber : Hardiyanto, 1994

Dari pengujian model yang mengamati kelakuan tanah ketika mengalami pembebanan sampai terjadinya keruntuhan, terdapat dampak-dampak sebagai berikut:

1. Terjadinya perubahan bentuk tanah berupa pengembangan kolom tanah tepat di bawah dasar pondasinya ke arah lateral serta penurunan permukaan pada sekitar pondasi.
2. Terjadinya retakan lokal atau geseran tanah pada sekeliling pondasi.
3. Suatu bentuk tanah yang terbentuk tepat di bawah pondasinya mendesak tanah untuk bergerak ke bawah maupun ke atas (Gambar 2.6).
4. Pada umumnya, ketika keruntuhan terjadi zona geser melebar dalam suatu batas tertentu dan suatu permukaan geser yang terbentuk lengkungan berkembang kemudian disusul dengan gerakan pondasi turun ke bawah. Permukaan tanah disekitar pondasi dilanjutkan dengan terjadinya pengembangan ke atas yang diikuti oleh retakan dan gerakan maka tanah disekitar pondasi. Keadaan ini menunjukkan bahwa geser sudah terjadi.

## 2.5 Penyelidikan Tanah

Menurut Bowles (1982) penyelidikan kondisi bawah tanah di tempat merupakan pra syarat bagi perencanaan elemen bangunan bawah (substructure). Selain itu, informasi yang memadai diperlukan untuk pengkajian kemungkinan (feasibility) dan ekonomi dari proyek yang diusulkan. Dinas bangunan umum memerlukan data tanah bersama dengan

rekomendasi konsultan geoteknik sebelum mengeluarkan izin bangunan. Hal ini berlaku khususnya jika ada kemungkinan bahwa proyek tersebut membahayakan kesehatan atau keselamatan umum atau merusak lingkungan.

Elemen-elemen penyelidikan lapangan sangat bergantung pada jenis proyek tetapi umumnya harus memberikan:

1. Informasi untuk menentukan jenis pondasi yang diperlukan (dangkal atau dalam).
2. Informasi yang akan memungkinkan konsultan geoteknik membuat rekomendasi mengenai kapasitas beban yang diijinkan pada elemen pondasi atau tanah.
3. Data/pengujian laboratorium yang memadai untuk menaksir penurunan (*settlement*).
4. Letak muka air tanah (atau penentuan apakah muka air tanah berada dalam daerah konstruksi).
5. Informasi untuk mengidentifikasi dan menyelesaikan masalah penggalian (papan turap dan pengeluaran air).
6. Identifikasi masalah yang potensial (penurunan, retak-retak, dan lain sebagainya)
7. Identifikasi masalah lingkungan dan pemecahannya.

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

Berdasarkan SNI 4153:2008, Uji SPT (Standard Penetration Test) merupakan suatu metode uji yang dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui, baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm vertikal. Dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan berat 63,5 kg, yang dijatuhkan secara berulang dengan tinggi jatuh 0,76 m. Tinggi jatuh sendiri merupakan jarak yang dihitung dari penahan setinggi kira-kira 75 cm dari tempat palu dijatuhkan.

Pelaksanaan pengujian dibagi dalam tiga tahap, yaitu berturut-turut setebal 150 mm untuk masing-masing tahap. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sementara jumlah pukulan untuk memasukkan tahap kedua dan ketiga dijumlahkan untuk memperoleh nilai pukulan N atau perlawanan SPT (dinyatakan dalam pukulan/0,3 m).

Hasil dari pekerjaan Bor dan SPT kemudian dituangkan dalam lembaran drilling log seperti pada Gambar 2.10 yang berisi:

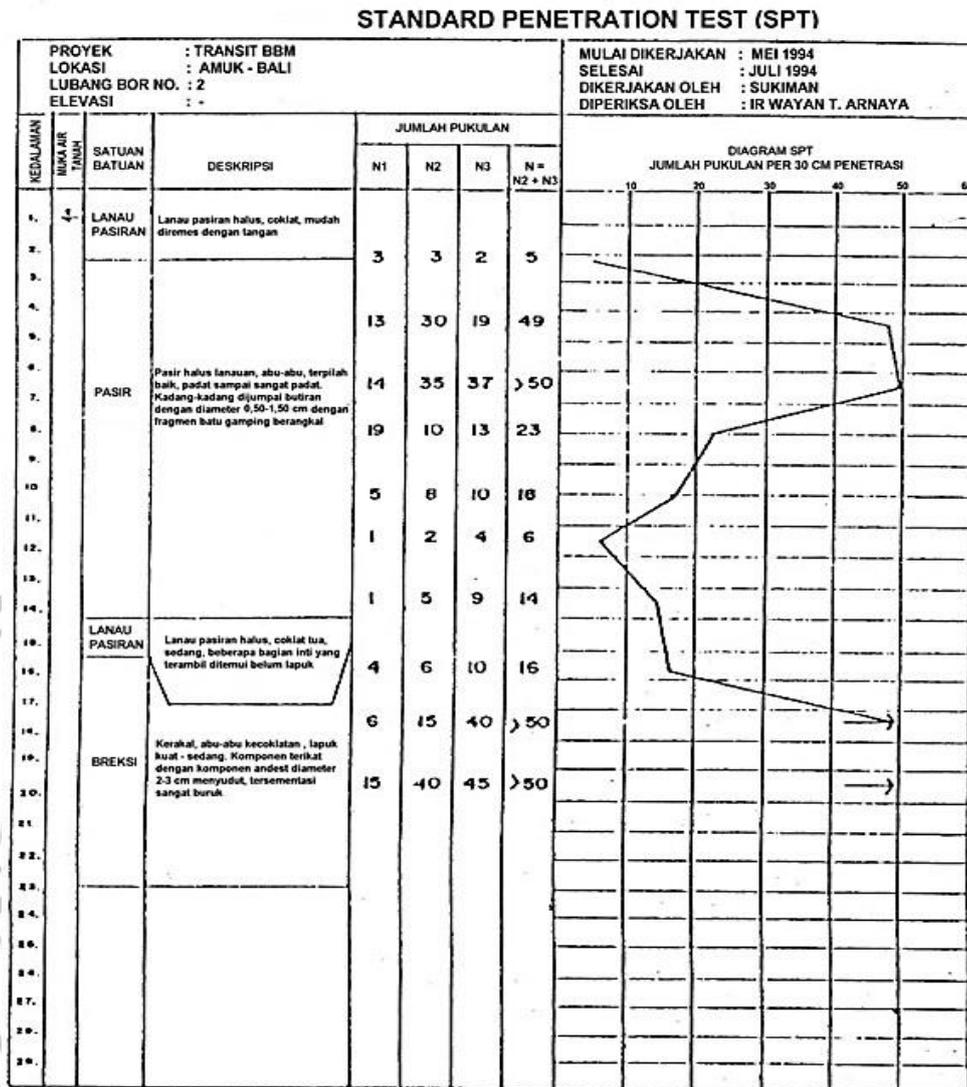
1. Deskripsi tanah meliputi jenis tanah, warna tanah, Tingkat plastisitas dan ketebalan lapisan tanah masing-masing.
2. Pengambilan contoh tanah asli /*Undistributed Sample* (UDS).
3. Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT).
4. Muka air tanah.
5. Tanggal pekerjaan dan berakhirnya pekerjaan.

Jumlah N pukulan memberikan petunjuk tentang kerapatan relatif di lapangan khususnya tanah pasir atau kerikil dan hambatan jenis tanah terhadap penetrasi. Uji ini biasanya digunakan untuk tanah yang keras. Menurut (Sihotang, 2009), tujuan penyelidikan tanah dengan uji SPT adalah:

1. Untuk merencanakan kepadatan relative lapisan tanah tersebut dari pengambilan contoh tanah dengan tabung, dapat diketahui jenis tanah dan ketebalan tiap-tiap lapisan kedalaman tanah tersebut.
2. Memperoleh data yang kualitatif pada perlawanan penetrasi tanah dan menetapkan kepadatan dari tanah yang tidak berkohesi yang biasanya sulit diambil sampelnya.



1. Menentukan kedalaman dan tebal masing-masing lapisan tanah tersebut.



**Gambar 2. 5** Contoh Penampang Geologi Lubang Bor (Borlog)

*Sumber: SNI 4153:2008 Hal. 10*

2. Sampel tanah tergantung yang diperoleh diuji untuk mengidentifikasi jenis tanah sehingga interpretasi nilai kuat geser dan deformasi tanah dapat diperkirakan dengan baik.

## 2.6 Pilar Jembatan

Pilar jembatan sederhana adalah suatu konstruksi beton bertulang yang menumpu di atas pondasi tiang-tiang pancang yang terletak di tengah sungai atau yang lain yang berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang Tengah bangunan atas jembatan (SNI 2541:2008). Pilar-pilar dapat berupa susunan rangka pendukung (trestle), yaitu topi beton bertulang yang bertindak sebagai balok melintang (cross beam) dengan

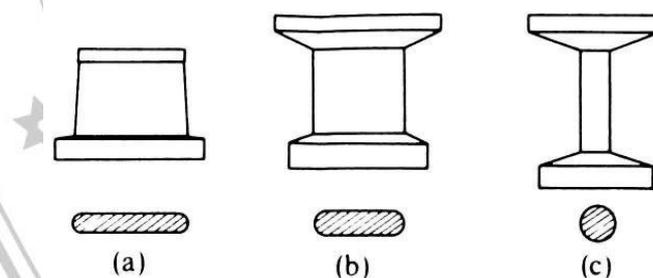
kepala tiang tertanam pada topi, atau susunan kolom, yang menggunakan sistem beton kopel (pile cap) yang terpisah, system balok dan kolom melintang terpisah.

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

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

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

Bila dipakai bentuk penampang bulat telur pada jembatan yang akan dibangun pada tikungan sungai, pertemuan dua sungai atau bila arah aliran pada saat air banjir berbeda dengan pada saat air rendah, maka penentuan arah aliran dengan kata lain penentuan sumbu utama bentuk bulat telur tersebut menjadi sulit. Dalam hal ini, sebaiknya dipilih bentuk penampang lingkaran. Dengan demikian pilar yang dibangun di sungai akan berbentuk seperti Gambar 2.6

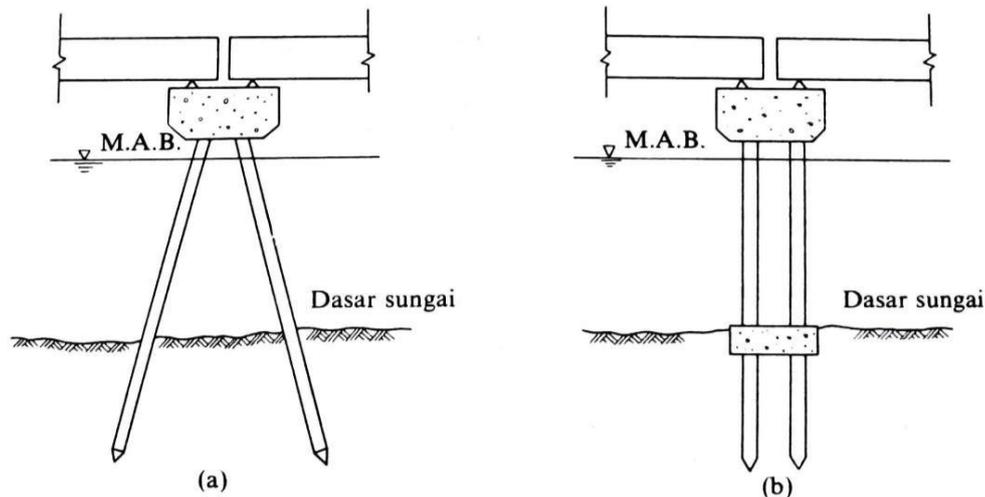


**Gambar 2. 6** Bentuk umum pilar jembatan yang dibangun di sungai

Yang perlu diperhatikan, ada suatu keadaan tiang seperti yang terlihat pada Gambar 2.7. yang tidak diperkenankan di Jepang, karena berbagai alasan sebagai berikut:

1. Karena pergerakan air menimbulkan aliran trubulen dan arah aliran tidak menentu, penggerusan yang tidak normal cenderung akan terjadi sekitar pilar pada saat banjir.

2. Benda-benda hanyut seperti kayu terapung atau sampah akan tersangkut di sekitar pilar sehingga mengurangi luas penampang sungai dan pada saat yang sama akan menimbulkan pengaruh yang tidak diinginkan bagi kestabilan pilar.



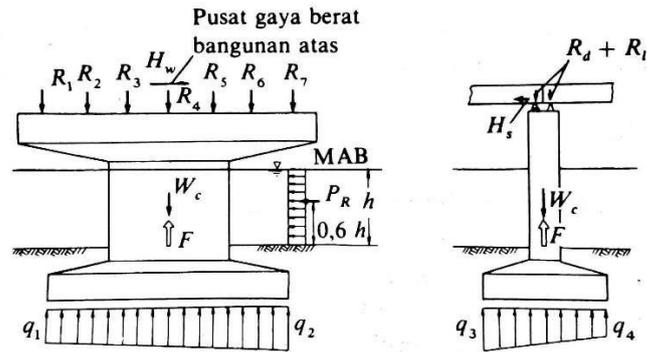
**Gambar 2. 7** Tiang yang dilarang di jepang

*Sumber:* Nakazawa, 1994 Hal. 304

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

### 2.6.1 Pilar

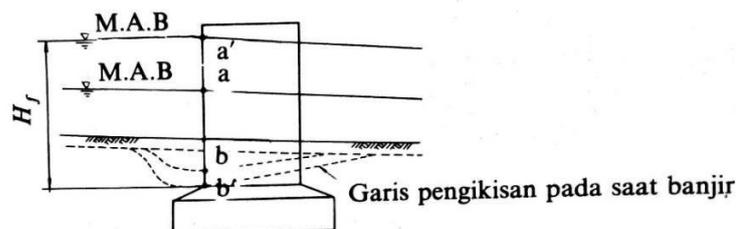
Untuk gaya luar yang bekerja pada pilar, berbeda dengan gaya yang bekerja pada kepala jembatan, maka gaya searah sumbu jembatan dan gaya tegak lurus sumbu jembatan perlu diperhitungkan. Gaya luar umumnya seperti terlihat pada Gambar 2.8. (Nakazawa, 1994. Hal. 309)



**Gambar 2. 8** Gaya Luar yang Bekerja pada Pilar Jembatan

Keterangan:

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



**Gambar 2. 9** Pengamatan Saat Banjir

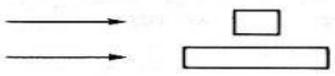
Lebih lanjut, tekanan arus air pada saat banjir didapat dengan persamaan berikut ini (perhatikan gambar 2.9).

$$P_R = K \times V^2 f \left( \frac{B'a+B'b}{2} \times H_f \right) \dots \dots \dots (2.7)$$

Keterangan:

- $K$  = Faktor yang tergantung kepada bentuk pilar seperti pada Gambar 2.9
- $V_f$  = Kecepatan aliran terbesar waktu banjir (m/detik)

- B'a = Lebar bangunan pada titik a' (m)  
 B'b = Lebar bangunan pada titik b' (m)  
 H<sub>f</sub> = Kedalaman air banjir rencana dengan mempertimbangkan penggerusan (m)

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

**Gambar 2. 10** Konstanta Untuk Berbagai Bentuk Pilar

*Sumber:* Nakazawa, 1994. Hal. 309

## 2.7 Pondasi Jembatan

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur/bangunan (substructure) yang berfungsi meneruskan beban dari bagian atas struktur/bangunan (upper structure) ke lapisan tanah yang berada di bagian bawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah dan penurunan (settlement) tanah/pondasi yang berlebihan. Beberapa bangunan dapat dibangun karena pondasi merupakan komponen utama dari suatu bangunan termasuk jembatan.

Pondasi jembatan adalah bagian dari jembatan yang berfungsi memikul seluruh beban yang bekerja pada pilar atau kepala jembatan (abutment) dan gaya-gaya lainnya serta melimpahkannya ke lapisan tanah pendukung. Adapun fungsi dari pondasi adalah sebagai berikut:

- Sebagai kaki bangunan atau alas bangunan.
- Sebagai penahan struktur atas dan meneruskan beban dari atas ke dasar tanah yang cukup kuat.
- Sebagai penjaga agar kedudukan bangunan tetap stabil (tetap).

Secara umum, terdapat dua macam pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan apabila bangunan yang berada di atasnya tidak terlalu

besar sedangkan pondasi dalam adalah pondasi yang dipakai pada bangunan diatas tanah yang lembek. Pondasi ini juga digunakan pada bangunan dengan bentangan yang cukup lebar (jarak antar kolom 6 meter) dan bangunan bertingkat.

Contoh pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang (beton, besi, pipa baja), pondasi sumuran, pondasi borepile dan lain-lain. Pondasi dalam digunakan apabila lapisan tanah didasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak cukup dalam atau dengan pertimbangan adanya penggerusan/galian dekat pondasi di kemudian hari (Sunggono, 1995). Persyaratan utama pondasi adalah sebagai berikut:

- a) Cukup kuat menahan muatan geser akibat muatan tegak ke bawah.
- b) Dapat menyesuaikan pergerakan tanah yang stabil (tanah gerak).
- c) Tahan terhadap pengaruh perubahan cuaca.
- d) Tahan terhadap pengaruh bahan kimia.

Untuk itu pondasi haruslah kuat, stabil, aman agar tidak mengalami penurunan, tidak mengalami patah, karena akan sulit untuk memperbaiki suatu sistem pondasi. Akibat penurunan atau patahnya pondasi, maka akan terjadi:

- a) Kerusakan dinding, ratak-retak
- b) Lantai dan pelat retak dan bergelombang.
- c) Penurunan bagian atas jembatan.

Terdapat tiga kriteria yang harus dipenuhi dalam perencanaan suatu pondasi, yaitu:

- a) Pondasi harus ditempatkan dengan tepat, sehingga tidak longgar akibat pengaruh luar.
- b) Pondasi harus aman dari kelongsoran daya dukung.
- c) Pondasi harus aman dari penurunan yang berlebihan.

## 2.8 Pondasi Tiang Pancang

Penggunaan pondasi tiang pancang bertujuan untuk mendukung bangunan ketika lapisan tanah yang kuat berada pada kedalaman yang signifikan. Selain itu, pondasi tiang pancang digunakan untuk memberikan dukungan pada bangunan yang perlu mampu menahan gaya angkat dari bawah, terutama pada bangunan tinggi yang rentan terhadap gaya-gaya penggulingan akibat tekanan pada bangunan tinggi yang rentan terhadap gaya-gaya penggulingan akibat tekanan angin.

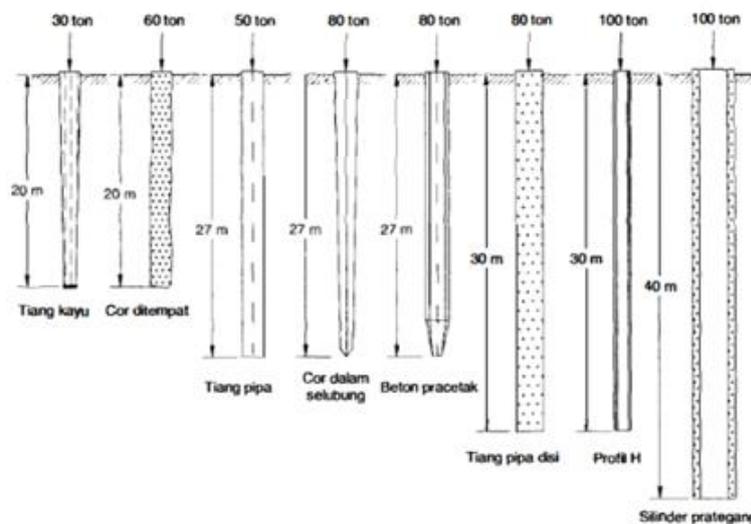
**Gambar 2.13** menggambarkan panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai jenis pondasi tiang yang sering digunakan dalam praktik kontruksi. Oleh karena itu,

pondasi tiang pancang digunakan untuk berbagai tujuan, termasuk yang disebutkan diatas.  
: (Hardiyatmo, 2015:76)

1. Untuk mengalirkan beban yang berada diatas permukaan air atau tanah yang lunak kelapisan tanah yang lebih kuat di bawahnya.
2. Untuk memindahkan beban kedalam tanah yang relatif lembek sampai kedalaman tertentu, sehingga pondasi bangunan dapat memberikan dukungan yang memadai melalui gesekan antara tiang dengan tanah disekitarnya.
3. Untuk mengamankan bangunan dari efek gaya angkat ke atas yang disebabkan oleh momen penggulingan atau tekanan hidrostatik.
4. Untuk menahan gaya horizontal dan gaya yang bergerak diagonal.
5. Untuk mengkomoresi tanah berbutir pasir, sehingga meningkatkan kapasitas daya dukung tanah.
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang berada diatas tanah yang rentan terhadap air.

Saat ini terdapat beragam jenis pondasi dalam yang tersedia, dan pemilihan jenis pondasi tersebut disesuaikan dengan besarnya beban yang akan ditanggung, karakteristik lapisan tanah, serta kondisi lingkungan dan lokasi. Berikut adalah klasifikasi tiang yang digunakan dalam pelaksanaan pondasi ini.: (Hardiyatmo, 2015:76)

1. Tiang pancang (*driven pile*) Tiang ini dipasang dengan cara membentuk bahan menjadi bentuk persegi atau bulat Panjang terlebih dahulu, kemudian dipancang atau dipalu kedalam tanah.
2. Tiang bor (*drilled shaft*) Tiang ini dipasang dengan cara pertama-tama mengebor tanah hingga kedalaman tertentu, kemudian memasukkan tulangan baja kedalam lubang bor yang sudah di bor tersebut, dan akhirnya diisi dengan beton.
3. Kaison (*caisson*) Ini adalah struktur silinder atau kontruksi yang telah dibuat sebelumnya, kemudian dimasukkan kedalam tanah pada kedalaman tertentu dan diisi dengan beton. Kadang-kadang, kaison juga disebut sebagai tiang bor yang memiliki diameter lebih besar, yang dapat menimbulkan kebingungan dalam istilahnya.



Gambar 2. 11 Ukuran maksimum dalam hal Panjang dan beban yang sering digunakan untuk berbagai jenis tiang dalam praktik konstruksi. (Carson, 1965) (Hardiyatmo, 2008:78)

### 2.8.1 Daya dukung Ijin Tiang Pancang yang Diijinkan

Perhitungan daya dukung tiang pada tanah pondasi menggabungkan total daya dukung yang diberikan oleh tiang yang tertanam di dalam tanah dan tahanan geser yang dihasilkan oleh dinding tiang, seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 2.12. Besarnya daya dukung yang diizinkan, disimbolkan dengan  $R_a$ , dihitung menggunakan persamaan berikut ini:

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

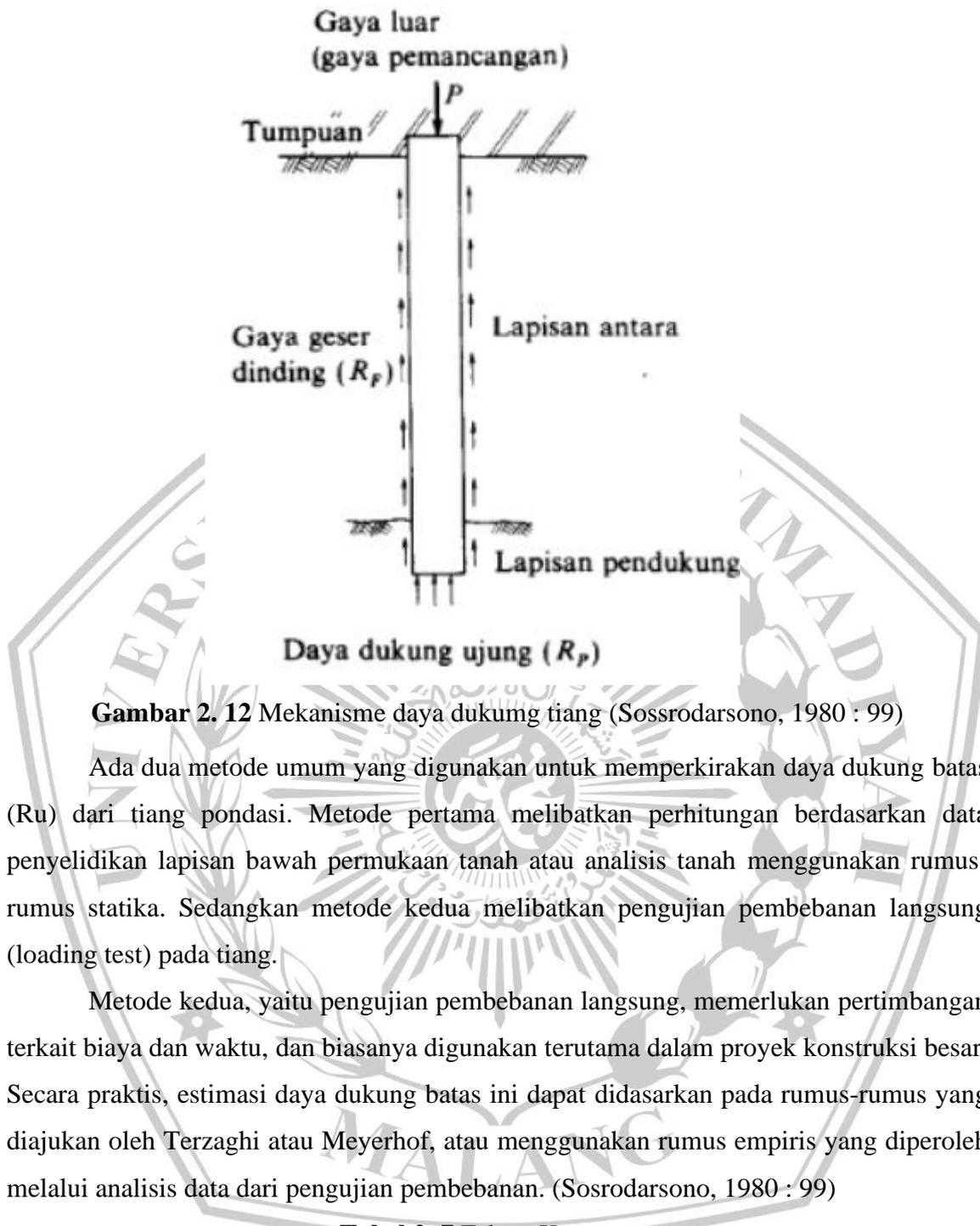
Dimana :

$n$  : faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam Tabel 2.7

$R_u$  : daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

$R_p$  : daya dukung terpusat tiang (ton)

$R_f$  : gaya geser dinding tiang (ton)



**Gambar 2. 12** Mekanisme daya dukung tiang (Sosrodarsono, 1980 : 99)

Ada dua metode umum yang digunakan untuk memperkirakan daya dukung batas ( $R_u$ ) dari tiang pondasi. Metode pertama melibatkan perhitungan berdasarkan data penyelidikan lapisan bawah permukaan tanah atau analisis tanah menggunakan rumus-rumus statika. Sedangkan metode kedua melibatkan pengujian pembebanan langsung (loading test) pada tiang.

Metode kedua, yaitu pengujian pembebanan langsung, memerlukan pertimbangan terkait biaya dan waktu, dan biasanya digunakan terutama dalam proyek konstruksi besar. Secara praktis, estimasi daya dukung batas ini dapat didasarkan pada rumus-rumus yang diajukan oleh Terzaghi atau Meyerhof, atau menggunakan rumus empiris yang diperoleh melalui analisis data dari pengujian pembebanan. (Sosrodarsono, 1980 : 99)

**Tabel 2. 7** Faktor Keamanan

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Kontruksi Pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser	-	Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	

Beban tetap + Beban sementara	-	-	2	-	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 1980 : 100)

Jika berat sendiri (*dead weight*) tiang cukup besar, misalnya tiang yang dicor ditempat (*cast in place*) :

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

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

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

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

Keterangan :

$W_s$  : berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

$W$  : berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

$q_d$  : daya dukung terpusat tiang (ton)

$A$  : luas ujung tiang (m<sup>2</sup>)

$U$  : panjang keliling tiang (m)

$l_i$  : tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

$f_i$  : besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m<sup>2</sup>)

### 2.8.2 Daya dukung Ijin Tiang Berdasarkan Data *Boring Log*

Estimasi satuan daya dukung terpusat ( $q_d$ ) diperoleh melalui hubungan antara L/D seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.4 dan nilai  $q_d/N$ . Panjang ekuivalen penetrasi L pada lapisan pendukung dihitung berdasarkan Gambar 2.5 dan diameter tiang  $N$  adalah rata-rata harga N pada ujung tiang, yang dihitung menggunakan persamaan berikut:(Sosrodarsono, 1980 : 100)

- Harga N rata-rata pada Panjang ekuivalen dari ujung tiang

$$N = \frac{N_1 \times N}{2}$$

- Daya dukung ujung tiang  $\frac{q_d}{N}$

$$Q = q_d \times A$$

- Panjang ekuivalen

$$I = \frac{1}{2} \times 4D$$

- Gaya gesek maksimum dinding tiang

$$U = \sum l_i \cdot f_i$$

Keterangan :

$N$  : harga rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

$N_1$  : harga  $N$  pada ujung tiang

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

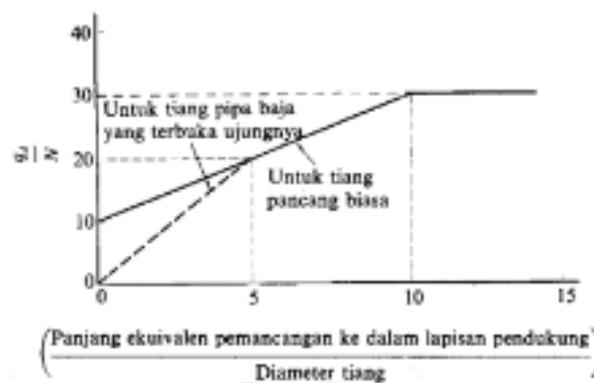
$Q$  : daya dukung ujung tiang

$A$  : luas penampang tiang

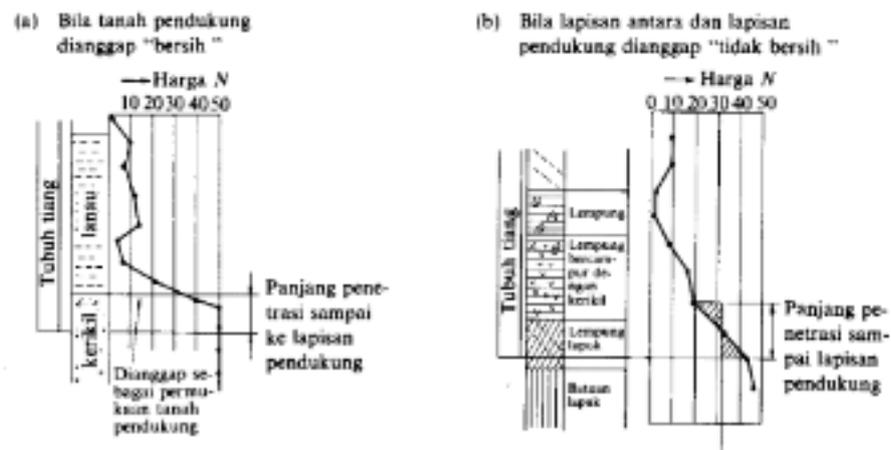
$L_i$  : Panjang segmen tiang yang ditinjau

$F_i$  : gaya geser pada selimut segmen tiang

Untuk tiang yang dicor ditempat (*cast in place*),  $q_d$  diambil atau diperkirakan dari:



**Gambar 2.13** Grafik atau diagram yang menggambarkan perhitungan intensitas daya dukung ultimate tanah pada ujung tiang.  
(Sudarsono, 1980 : 101)



**Gambar 2.14** Cara menentukan Panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung (Sudarsono, 1980 : 101)

- Harga  $N$  rencana dari tanah pondasi pada ujung diperoleh dengan:

$$N = \frac{N_1 \times N_2}{2} \quad (N \geq 40)$$

$N_1$  : harga  $N$  pada ujung tiang

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

- Jarak dari titik mana sebagai area sesuai dengan diagram distribusi nilai  $N$  pada pondasi tanah dan garis  $N$  (area yang diarsir dalam Gambar 2.14) memiliki Panjang yang sama untuk ujung tiang, dan ini dianggap sebagai panjang penetrasi.

Penting untuk dicatat bahwa nilai  $N$  yang direncanakan diperoleh dengan cara yang serupa dengan cara yang dijelaskan dalam bagian sebelumnya. Dalam menentukan panjang penetrasi yang setara dengan lapisan pendukung, tidak hanya distribusi nilai  $N$  yang harus diperhatikan, tetapi juga karakteristik fisik tanah dari hasil pengeboran log harus dipelajari secara cermat untuk memperjelas hubungan antara diagram (a) dan (b) di atas.

**Tabel 2.8** Perkiraan  $q_a$  untuk tiang yang dicor ditempat

Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang ( $q_a$ )	Lapisan Kerikil <sup>(1)</sup>	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	Lapisan berpasir <sup>(1)</sup>	$N \geq 30$	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u^{(2)}$	

Perbedaan antara lapisan berkerikil dan lapisan berpasir dapat diperhitungkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah contoh tanah yang diambil. Lapisan berpasir yang memiliki campuran kerikil dianggap serupa dengan lapisan berpasir tanpa keberadaan kerikil. Nilai  $N$  (harganya) diperoleh melalui proses penyelidikan.

Pada lapisan lempung keras, Tingkat daya dukung diatur dengan mengacu pada “Kriteria perencanaan pondasi kaisan qu”, yang berkaitan dengan kekuatan geser tanah tak terbatas (dalam t/m<sup>2</sup>)

(Sumber: KazutoNakazawa, 2000 : 102)

**Tabel 2. 9** Intensitas Cahaya gaya geser dinding tiang

Jenis tanah pondasi	Jenis tanah	Tiang pracetak	Tiang yang dicor ditempat
	Tanah berpsir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
	Tanah kohesif	$c$ atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

(Sumber: KazutoNakazawa, 2000 : 102)

Mengacu pada tabel 2.7, kita mengabaikan perbandingan kedalam lapisan tanah pendukung dan mempertimbangkan kemungkinan untuk mengevaluasi keberlanjutan pekerjaan (kemampuan untuk dilakukan dengan baik).

Perhitungan gaya geser maksimum  $f_i$  diperkirakan sesuai dengan Tabel 2.8, dengan mempertimbangkan jenis tiang dan karakteristik tanah pondasi. Nilai  $c$  dalam tabel 2.8 merupakan kohesi tanah disekitar tiang dan diasumsikan sebesar 0,5 kali  $q_u$  (kekuatan geser tak terbatas).

### 2.8.3 Daya dukung Ijin Tiang Berdasarkan Data N-SPT

Perhitungan daya dukung aksial berdasarkan data N-SPT dihitung menggunakan metode Mayerhof (1976), yaitu sebagai berikut: (Pamungkas, 2013 : 51)

$$P_n = 38 \times N_b \times A_p + \frac{N \times A_s}{5}$$

$$A_s = 4 (\text{sisi} \times L)$$

$$P_{ta} = \frac{(\Sigma \text{lift} \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + W_p$$

Keterangan:

$P_n$  : daya dukung nominal tiang pancang (KN)

$A_p$  : luas penampang tiang pancang (m<sup>2</sup>)

$N_b$  : nilai N-SPT rata-rata pada elevasi dasar tiang pancang

$N_b$  :  $(N_1 + N_2)/2$

$N_1$  : SPT pada kedalaman 3D pada ujung tiang ke bawah

$N_2$  : SPT pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas

$N$  : nilai SPT rata-rata disepanjang tiang

$A_s$  : luas selimut tiang (m)

$L$  : panjang tiang (m)

$P_{ta}$  : daya dukung ijin tarik tiang (ton)

$A_{st}$  : daya dukung ijin tarik tiang (ton)

$L_i$  : panjang segmen tiang yang ditinjau (m)

$F_i$  : gaya geser pada selimut segmen tiang

$FK_2$  : faktor keamanan 3 dan 5

$W_p$  : berat pondasi (ton)

Hasil perhitungan berdasarkan data SPT harus memenuhi syarat dimana:

$$38 \times N_b \times A_p + \frac{N \times A_s}{5} \leq 380 \times N_b \times A_p$$

## 2.9 Tiang Pancang Kelompok

Dalam praktiknya, kita lebih sering memahami pondasi tiang pancang dalam bentuk kelompok (pile group) dari pada tiang pancang tunggal (single pile). Pondasi tiang pancang kelompok terdiri dari sejumlah tiang pancang yang ditempatkan Bersama pada struktur alas yang disebut footing, yang merupakan gabungan dari tiang pancang tersebut. (Sardjono H, 1991 : 55)

### 2.9.1 Jumlah Tiang Pancang yang Diperlukan

Untuk menghitung jumlah tiang pancang yang dibutuhkan pada suatu titik kolom, kita menggunakan beban aksial yang terjadi akibat kombinasi beban *Dead Load* (DL) dan *Live Load* (LL) tanpa faktor. Jumlah tiang pancang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang muncul dengan kapasitas daya dukung tiang. (Pamungkas & Harrianti, 2013 : 54)

$$n_p = \frac{P}{P_{all}}$$

Keterangan:

$n_p$  = jumlah tiang

$P$  = gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = daya dukung ijin tiang

Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan:

$$S \geq 2,5 D$$

$$S \geq 3 D$$

Dimana:

S : jarak masing-masing tiang dalam kelompok (*spacing*)

D : diameter tiang

Ketentuan yang biasanya diterapkan untuk menjaga jarak minimum antara dua tiang dalam kelompok tiang adalah setidaknya 0,60 meter, sementara jarak maksimumnya adalah 2,00 meter. Ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan berikut: (Ir. Sardjono, 1987 : 5)

Gambar 2.16 Jarak pusat ke pusat tiang (Ir. Sardjono, 1987 : 56)

Bila  $S < 2,5 D$

- Terdapat potensi untuk peningkatan tanah yang berlebihan disekitar kelompok tiang akibat penekanan oleh tiang-tiang yang ditempatkan terlalu rapat.
- Ada kemungkinan bahwa tiang-tiang sekitar yang sudah dipancangkan biasa terangkat.

Bila  $S > 3D$

Pendekatan ini tidak menjadi pilihan yang ekonomis karena akan memerlukan peningkatan ukuran dimensi atau *footing*, yang pada gilirannya akan meningkatkan biaya proyek secara signifikan.

### 2.9.2 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang pancang yang diperlukan, seperti yang dijelaskan pada Gambar 2.16, masih belum lengkap karena daya dukung kelompok tiang tidak hanya merupakan hasil dari mengalikan daya dukung satu tiang dengan jumlah tiang dalam kelompok tersebut. Hal ini disebabkan oleh interaksi (tumpang tindih) garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan, yang dikenal sebagai *group action*. Pengurangan daya dukung kelompok tiang akibat dari *group action* ini biasanya diukur dalam bentuk efisiensi.

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari Uniform Building Code AASHTO, yang dapat dijelaskan sebagai berikut: [parafraasi]: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 55)

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

$$Q_u = E_g \times R_a \times n p$$

Ketrangan:

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

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

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

### 2.9.3 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban yang diterima dari atas dan pengaruh dari susunan tiang dalam suatu kelompok, tiang-tiang tersebut akan mengalami gaya tarik atau gaya tekan. Oleh karena itu, perlu melakukan pengendalian terhadap tiang-tiang ini untuk memastikan bahwa masing-masing tiang tetap mampu menahan beban dari struktur di atasnya sesuai dengan kapasitas daya dukungnya.

Gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang-tiang kemudian didistribusikan ke *Pile cap* sehingga kelompok tiang dapat dianalisis berdasarkan rumus elastisitas. Pada analisis ini, diasumsikan bahwa *pile cap*, seperti yang digambarkan dalam Gambar 2.17. (Pamungkas & Harianti, 2013 : 57)

$$P_{\text{maks/min}} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times M_{\text{max}}}{ny \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times Y_{\text{max}}}{ny \Sigma y^2}$$

Keterangan:

P maks = beban maksimum tiang

Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

Xmax = jarak tiang arah sumbu x terjauh

$\Sigma X^2$  = jumlah kuadrat X

$\Sigma Y^2$  = jumlah kuadrat Y

nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

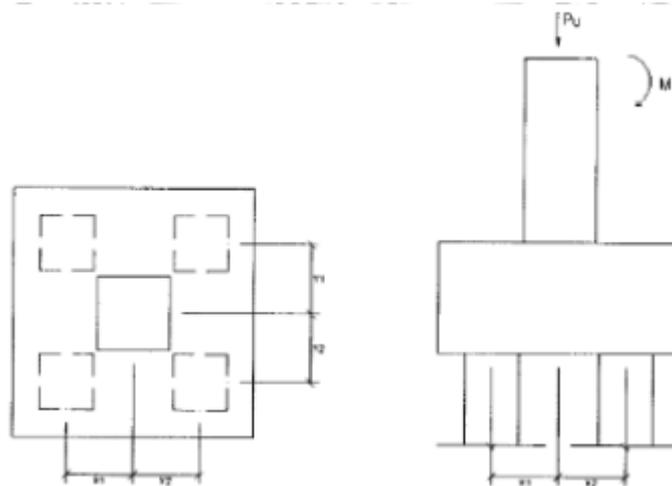
ny = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

np = jumlah tiang

Jika p maksimum bernilai positif, maka *pile cap* memperoleh gaya tekan,

Jika P maksimum bernilai negatif, maka *pile cap* memperoleh gaya tarik.

Hasil tersebut dapat dicarikan dengan menyatakan bahwa tiang-tiang masih memenuhi kapasitas daya dukung dalam hal gaya tarik dan tekan jika diperlukan.



**Gambar 2. 15** Beban yang bekerja pada pile cap

#### 2.9.4 Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang harus dibedakan berdasarkan jenis ikatan mereka dengan penutup tiang (*pile cap*). Oleh karena itu, ada dua kategori utama untuk tiang, yaitu:

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

Menurut penjelasan McNulty (1956), tiang ujung jepit adalah tiang yang ujung atasnya sepenuhnya tertanam dalam pile cap, dengan kedalaman minimal sekitar 60cm. Oleh karena itu, tiang yang memiliki bagian atas yang tidak tertanam lebih dari 60cm dianggap sebagai tiang ujung bebas.

Khususnya pada tanah kohesif dengan kondisi ujung yang terjadi:

Untuk tiang pendek

$$M_u = 9 C_u D (L_p - 3D/2)$$

$$M_{max} = H_u (L_p/2 + 3D/2)$$

Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4)c_u D_g^2 - 9c_u Df/2 + f/2)$$

$H_u$  dihitung dengan mengambil

$$L_p = 3D/2 + f + g$$

Keterangan:

$C_u$  = *unrained strength*

$D$  = diameter ring

$L_p$  = panjang tiang yang tertanam

Kemudian dicek apakah momen maksimum pada kedalaman  $(f + 3D/2)$  lebih kecil dari  $M_y$ . Jika  $M_{\max} > M_y$  maka tiang termasuk tiang Panjang. Untuk tiang Panjang ( $M_{\max} > M_y$ ) ditanyakan oleh persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{3} + f/2}$$

Dan nilai  $f$  diambil dari persamaan:

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

Untuk mencari koreksi dengan  $(C_u)$  menurut pendekatan Stroud (1947) adalah:

$$C_u = k \times N$$

Keterangan:

$H_u$  = Daya dukung horizontal

$C_u$  = *Unrained Strength* (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  = Diameter pondasi (m)

$L$  = Kedalaman pondasi (m)

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

## 2.10 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Dalam beberapa situasi, kapasitas daya dukung tiang pondasi bergantung pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang biasanya tergantung pada perbandingan antara tahanan di ujung tiang dengan beban yang diterimanya. Jika beban yang diterima oleh tiang per unit panjangnya lebih kecil atau sama dengan tahanan di ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan minimal. Namun, jika beban per unit panjangnya jauh melebihi tahanan di ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan signifikan.

Dalam kasus di mana tiang yang dipancang pada lapisan pendukung tidak mudah mengalami kompresi atau kompresi yang relatif rendah, penurunan yang terjadi disebabkan oleh pemendekan beban dari tiang itu sendiri, serta penurunan tanah di bawah dasar tiang. Dalam situasi ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan pada tiang tunggal. (Bowles, 2005 : 231)

Penurunan (*settlement*) pada pondasi yang terjadi di tanah berbutir halus yang sudah mencapai tingkat kejenuhan dapat dibagi menjadi tiga elemen utama, yaitu: penurunan segera (*immediate settlement*), penurunan konsolidasi primer, dan penurunan

konsolidasi sekunder. Jika kita ingin menyatakannya dalam bentuk persamaan, dapat diungkapkan sebagai berikut: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 79)

$$S = S_i + S_c$$

Keterangan:

S = Penurunan total

$S_i$  = Penurunan Segera

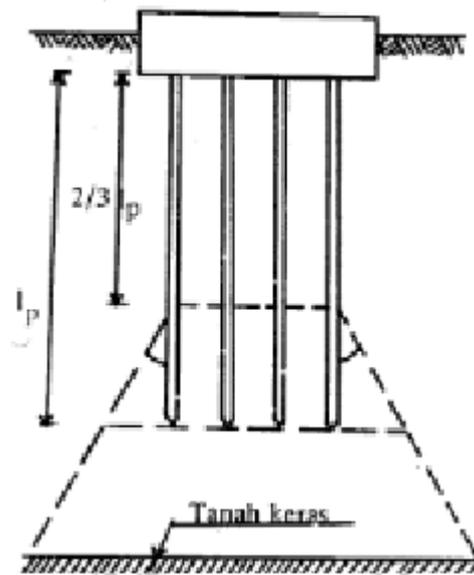
$S_c$  = Penurunan konsolidasi primer

### 2.10.1 Penurunan Segera

Untuk menghitung penurunan segera, prosedur dilakukan dengan membagi tanah menjadi beberapa lapisan, terutama lapisan teratas seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.18. dengan menghitung regangan pada masing-masing lapisan, kita dapat menentukan total penurunan segera.

Metode yang disarankan oleh Janbu dkk. (1956) adalah menghitung penurunan segera rata-rata pada beban terbagi merata yang berbentuk lingkaran dan empat persegi Panjang yang terletak di tanah yang bersifat elastis, homogen, dan isotropis dengan ketebalan terbatas. Persamaan untuk perhitungan ini adalah sebagai berikut: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 73)

$$S_i = \mu_i \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (\text{untuk } \mu = 0,5)$$



**Gambar 2. 16** Distribusi pembagian lapisan tanah (Ir. Sardjono, 1987 : 78)

Panjang tiang pancang yang telah direncanakan, tegangan yang dihasilkan oleh berat bangunan dan beban yang diterimanya dapat dianggap merata pada kedalaman

sekitar  $2/3$  dari Panjang tiang ( $L_p$ ) dan tersebar dengan sudut penyebaran sekitar 30 derajat. Kemudian, tanah yang berada dibawah ujung tiang pancang hingga mencapai lapisan tanah keras dibagi menjadi beberapa lapisan. Pembagian ini dilakukan dengan Tingkat detail yang semakin tinggi untuk analisis yang lebih akurat. Selanjutnya, pada setiap lapisan ini, perhitungan dilakukan dengan metode sebagai berikut: (Ir. Sardjono, 1987 :76)

- $D_f = \frac{2}{3} \times L_p$
- $B_1 = B_0 + 2 \left( \frac{1}{2} H \tan 30^\circ \right)$
- $L_1 = L_0 + 2 \left( \frac{1}{2} H \tan 30^\circ \right)$
- $q = \frac{Pu}{A}$

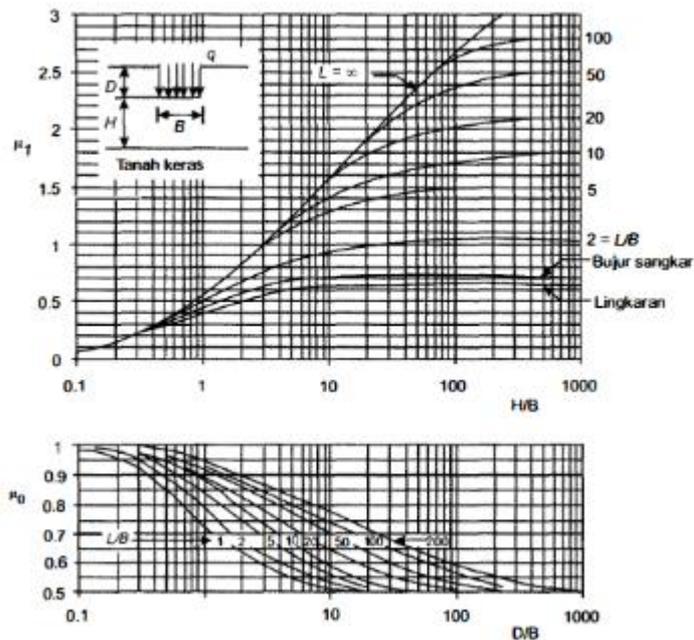
Lalu tentukan nilai  $\mu_i$   $\mu_0$  dengan cara:

- $\frac{H}{B}$
- $\frac{D_f}{B}$
- $\frac{L}{B}$

Keterangan:

- $S_i$  = penurunan segera rata-rata (m)
- $\mu_i$  = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
- $\mu_f$  = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi  $D_f$
- $B$  = lebar pondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)
- $E$  = modulus elastisitas tanah ( $\text{kN/m}^2$ )
- $L_p$  = kedalaman pondasi (m)
- $L$  = Panjang pondasi (m)
- $B$  = lebar pondasi (m)
- $H$  = tinggi setiap lapis (m)
- $q$  = tekanan pondasi neto (pondasi permukaan  $q = q_n$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )
- $A$  = luass lapisan ( $\text{m}^2$ )
- $D$  = ukuran penampang tiang (m)

Setelah mendapatkan hasil tersebut, Langkah berikutnya adalah mencari nilai  $\mu_i/\mu_0$  dengan mengacu pada grafik yang tersedia dalam gambar 2,19. Dalam proses ini, perlu mempertimbangkan faktor koreksi untuk ketebalan terbatas lapisan tanah (H) dan faktor koreksi untuk kedalaman pondasi.



**Gambar 2. 17** Grafik hubungan  $\mu_i$  ,  $\mu_0$ , kedalaman pondasi dan lebar pondasi

(Ir. Sardjono, 1987 : 80)

Nilai pendekatan modulus elastis yang terkait dengan hasil pengujian N-SPT, sesuai dengan proposal oleh Mitchell and Gardner (1975), dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$E = 10 (N + 15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir berlempung)}$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir)}$$

$$\text{Dengan } 1\text{k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2 = 48,07 \text{ kN/m}^2$$

### 2.10.2 Penurunan Konsolidasi Primer

Ketika tanah lempung yang telah jenuh dengan air terendam oleh beban yang diterapkan secara tiba-tiba, tekanan yang dihasilkan oleh beban tersebut selain menyebabkan kompresi elastis yang mengakibatkan penurunan segera, juga mengakibatkan peningkatan tekanan air pori yang berlebihan. Penurunan volume air dalam rongga pori hanya mungkin terjadi jika air dapat keluar dari rongga poridi lapisan tanah yang terkena tekanan. Penurunan volume air dalam rongga pori ini akan mengakibatkan penurunan volume total tanah. Karena permeabilitas lempung rendah, perubahan volume tersebut memerlukan waktu dan beroperasi dalam jangka waktu yang lama. Tanah yang mengalami proses ini disebut sedang mengalami konsolidasi, dan perubahan volume yang terjadi dalam arah vertikal disebut konsolidasi primer.

Adapun perhitungan konsolidasi primer ddihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1+e_0} H$$

Keterangan:

$\Delta e$  = perubahan angka pori

$e_0$  = angka pori awal

$e_1$  = angka pori saat berakhir konsolidasi

$H$  = tebal lapisan tanah yang ditinjau

### 2.10.3 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Estimasi laju penurunan konsolidasi biasanya diperlukan untuk memahamiseberapa cepat pondasi akan mengalami penurunan selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini menjadi penting terutama jika diperkirakan bahwa penurunan bangunan akan signifikan. Namun, jika penurunan bangunan dianggap kecil, maka perubahan laju penurunan seiring berjalannya waktu tidak akan memiliki dampak yang signifikan. Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu ( $t$ ), digunakan persamaan sebagai berikut: (Sumiyanto, 2007 : 143 )

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

Keterangan:

$T_v$  = faktor waktu

$Ht$  = panjang lintasan drainase ( $Ht = H/2$ , untuk drainase dobel dan  $Ht = H$ , untuk drainase Tunggal) (m)

$H$  = tebal lapisan lempung yang mampat (m)

$C_v$  = koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu ( $m^2/det$ )

## 2.11 Penulangan Srtuktur Pilar

### 2.11.1 Penulangan *Pile cap*

Desain penulangan pile cap dianggap mirip dengan desain penulangan balok. Proses perencanaan penulangan pile cap melibatkan beberapa Langkah berikut: (Pamungkas & Harianti, 2013 : 86)

$$\phi Mn = \phi As \times f_c' \times a \times b \times (d - \frac{1}{2} \times a)$$

$$Mu = Pmax \times e$$

Keterangan:

$As$  = Luas penampang tulangan utama

$f_c'$  = Kuat tekan beton

b = Panjang *pile cap*

d = Tinggi efektif pondasi

1. Lebar (b) dan tinggi efektif (d) perencanaan balok persegi:

$$K_{perlu} = \frac{Mu}{\phi b (d rencana)^2}$$

Keterangan:

Mu = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m)

2. Rasio penulangan dapat diperoleh dengan persamaan:

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{Rn}{fc}}$$

$$\rho = \omega \times \frac{fc'}{fy}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times fc}{fy} \times \beta_1 \times \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy}$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan:

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d$$

Keterangan:

$\omega$  = frekuensi alami dari system structural

$\rho$  = rasio kekuatan

As = luas tulangan (mm<sup>2</sup>)

fc = mutu beton (Mpa)

fy = mutu baja (Mpa)

3. Luas tulangan yang telah dihitung selanjutnya dapat direncanakan diameter dan jarak tulangnya:

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc \times b}$$

4. Dilakukan pemeriksaan tinggi efektif:\

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi$$

### 2.11.2 Tulangan Susut

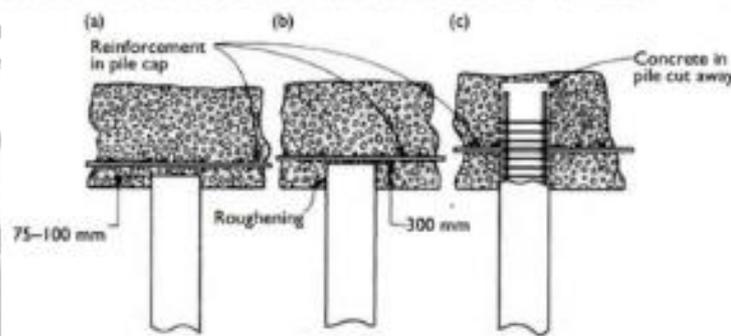
Menurut SNI 2847:2013, penambahan tulangan susut diperlukan untuk memastikan mutu beton tetap terjaga setelah proses pengerasan beton (setting time) terjadi, karena ada kemungkinan bahwa beton akan mengalami penyusutan yang dapat mempengaruhi kualitasnya. Perhitungan tulangan susut biasanya dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d$$

$$A_{ss} = \frac{1}{4} \times d^2 \times \frac{d}{100}$$

## 2.12 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan Pile cap

Penting untuk memperhatikan hubungan yang ada antara tiang dan pile cap. Berbagai jenis hubungan antara tiang dan pile cap, seperti yang diilustrasikan oleh Tomlinson (1977) dalam Gambar 2.18, harus dipertimbangkan.



**Gambar 2. 18** Ikatan angin dengan pelat penutup tiang

(a)Beban tekan, (b) Beban tekan dengan beban tarik yang tidak begitu besar, (c) Beban momen atau beban tarik yang besar

### 2.12.1 Perencanaan Beton Pengisi

Dalam proses perencanaan, beton pengisi dianggap sebagai elemen yang akan ditambahkan dan dianggap sebagai bagian dari penampang beton bertulang. Dalam hal ini, tiang pancang beton prategang tidak akan dipertimbangkan dalam perencanaan. Penggunaan tulangan dalam perencanaan mengikuti pedoman yang tercantum dalam SKSNI T15:1991-03.

1) Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan merupakan bagian penting dari proses perencanaan. Sesuai dengan SNI 2847 (2013 : 78), luas tulangan dalam komponen structural yang menerima tekanan harus berada dalam rentang tidak kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak lebih dari  $0,08A_g$ , dimana  $A_g$  adalah luas penampang beton.

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \times D_{st}^2 \cdot n$$

$$A_{S_{min}} = 0,01 \times A_g$$

$$A_{S_{max}} = 0,08 \times A_g$$

Ketrangan:

$A_g$  = luas penampang beton ( $\text{mm}^2$ )

$A_{st}$  = luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

$D$  = diameter penampang beton (mm)

$D_{st}$  = diameter tulangan (mm)

$n$  = jumlah tulangan

2) Penampang beton pengisi yang awalnya berbentuk lingkaran kemudian diubah menjadi segi empat agar bisa menghitung eksentrisitas dengan tepat dalam kondisi seimbang.

– Tebal ekuivalen penampang segi empat

Tinggi ekuivalen ( $h_{eq}$ ) =  $0,8 \times D$

– Lebar ekuivalen penampang segi empat

$$\text{Lebar ekuivalen } (b_{eq}) = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}{0,8 \times D}$$

– Luas tulangan total ( $A_{st}$ ) didistribusikan pada dua lapis

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \cdot A_{st}$$

– Jarak antar lapisan tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s$$

Keterangan:

$D_s$  = tinggi efektif penampang (mm)

$D$  = diameter penampang beton (mm)

$A_{st}$  = luas tulangan ( $\text{mm}^2$ )

3) Cek eksentrisitas rencana yang diberikan ( $e$ ) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* ( $e_b$ ).

$$d_{eq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} + d_{eq}$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b$$

Regangan pada baja tulangan

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c (C_b - \frac{h_{eq} - d_{seq}}{2})}{C_b}$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$f_s' = E_s \times \epsilon's$$

Gaya aksial tekanan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq} \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' \left( \frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s \cdot f_y$$

$(d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq})$

$$e = \frac{M_{up}}{P_u}$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

– Jika keadaan  $P_u \leq P_b$  atau  $e \geq e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tarik dengan eksentrisitas yang besar.

– Jika keadaan  $P_u \geq P_b$  atau  $e \leq e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tekan dengan eksentrisitas yang besar.

4) Kontrol kapasitas kuat tekan nominal penampang ( $\phi P_n$ ) terhadap kuat tekan ultimit yang bekerja ( $P_u$ ) dengan harga  $\phi = 0,70$ .

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

$$p_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e_b}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{p_g \cdot m \cdot D_s}{2,5 \cdot h}} - \left( \frac{0,85 \cdot e_b}{h} - 0,38 \right) \right)$$

5) Desain Tulangan Spiral

Dalam perencanaan tulangan spiral direncanakan menggunakan tulangan dengan cara:

$$D_c = D - 2 \cdot d_c$$

$$A_c = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_c^2$$

$$p_s = 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$$

dengan jarak antar spiral:

$$a_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_b^2$$

$$S = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_s)}{p_s \times D_c^2}$$

Keterangan:

$D_c$  = diameter inti beton (mm)

$D$  = diameter keseluruhan (m)

- $d_c$  = ketebalan penutup (mm)  
 $p_s$  = tegangan dalam tulangan baja (Mpa)  
 $A_g$  = luas bruto tulangan baja (mm<sup>2</sup>)  
 $A_c$  = luas penampang inti beton (mm<sup>2</sup>)  
 $f_c'$  = kuat tekan beton (Mpa)  
 $a_s$  = kuat tulangan baja (Mpa)  
 $s$  = jarak antara batang tulangan baja (mm)

#### 6) Panjang Beton Pengisi

Adapun untuk perencanaan beton pengisi menurut Suyono S dan Kazuto Nakazawa (1994),

$$L_1 = 50 \times \emptyset$$

Keterangan:

- $L_1$  = Panjang penambahan beton pengisi (mm)  
 $\emptyset$  = diameter tulangan longitudinal untuk pengisi beton (mm)

#### 2.12.2 Penulangan Pondasi Pilar

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

- 1) Menentukan momen nominal ( $M_n$ )

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Keterangan:

- $M_n$  = penurunan konsolidasi  
 $M_u$  = faktor geologi  
 $\Phi$  = faktor reduksi kekuatan tekan dengan tulangan spiral 0,65

- 2) Menghitung  $\rho_{\min}$ ,  $\rho_b$ ,  $\rho_{\max}$

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

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

Keterangan:

- $\rho_{\min}$  = rasio tulangan minimum  
 $\rho_b$  = rasio tulangan seimbang (*balance*)  
 $\rho_{\max}$  = rasio tulangan maksimum  
 $\beta$  = beta (0,85)

3) Menghitung rasio tulangan yang diperlukan ( $\rho$ )

$$\rho = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

Keterangan:

$\rho$  = rasio tulangan yang diperlukan

4) Menghitung luas tulangan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_{s \text{ tulangan}} = \frac{1}{4} \pi (\text{diameter tulangan})^2$$

Keterangan:

$A_s$  = luas tulangan yang digunakan

$b$  = diameter pondasi

$d$  = lebar efektif pondasi ( $b$  x selimut pondasi x  $(\frac{1}{2} \emptyset)$ )

$A_{s \text{ tulangan}}$  = luas tulangan

5) Menghitung jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_{s \text{ tulangan}}}$$

Keterangan:

$n$  = jumlah tulangan yang digunakan

