

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Uraian Umum

Pada dasarnya dalam merencanakan bangunan, contohnya jembatan terdiri dari perencanaan struktur atas (*upper structure*) dan perencanaan struktur bawah (*sub structure*). Perencanaan struktur atas terdiri dari bagian-bagian jembatan yang berada di atas permukaan tanah. Perencanaan struktur bawah adalah bangunan yang terdapat di bawah permukaan tanah, yaitu *abutment* dan pondasi.

2.2 Bangunan Bawah Jembatan

Bangunan bawah jembatan berfungsi sebagai bangunan yang menerima beban-beban dari struktur atas dan didistribusikan ke pondasi. Bangunan bawah jembatan meliputi (SNI 1725:2016):

2.2.1 Abutment

Abutment atau kepala jembatan berada pada kedua ujung jembatan. *Abutment* memiliki fungsi sebagai pendukung bagi bangunan atas, selain itu *abutment* juga memiliki fungsi untuk menahan tanah. Dalam merencanakan bentuk *abutment* dipengaruhi oleh keadaan di lapangan seperti daya dukung tanah dasar dan penurunan (*settlement*) yang terjadi. Pada proses perencanaan *abutment*, bahan yang digunakan yaitu batu atau beton bertulang.

2.2.2 Plat Injak

Plat Injak merupakan bagian dari struktur bawah jembatan yang memiliki fungsi untuk mendistribusikan beban-beban yang diperoleh dari bagian atas jembatan secara menyeluruh ke tanah dan untuk melindungi terjadinya defleksi pada permukaan jalan.

2.2.3 Pondasi

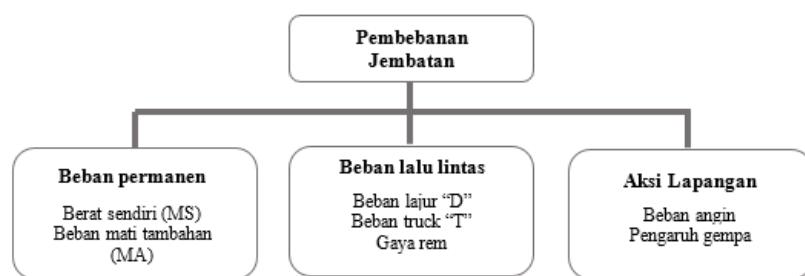
Pondasi merupakan struktur bawah jembatan yang terletak di dalam tanah. Pondasi berfungsi sebagai penahan beban bangunan yang berada di atasnya dan mendistribusikan ke tanah dasar, baik kearah melintang maupun memanjang.

Dalam perencanaan suatu bangunan, perlu diperhitungkan beberapa hal untuk memperoleh bangunan yang kuat, stabil dan ekonomis. Beberapa hal yang perlu diperhitungkan sebagai berikut:

- Sifat-sifat dan daya dukung tanah.
- Jenis dan ukuran bangunan yang akan dibuat.
- Kondisi lingkungan pada lokasi pelaksanaan.
- Alat-alat yang tersedia.
- Waktu pelaksanaan yang cukup.

2.3 Pembebanan Jembatan

Pada perencanaan struktur jembatan standar peraturan yang digunakan untuk menganalisa pembebanan yang akan di pikul ialah standar peraturan SNI 1725:2016 tentang pembebanan untuk jembatan. Fungsi, bentuk, dan tipe pada jembatan ialah hal yang berpengaruh dalam merencanakan beban-beban yang bekerja. Pada dasarnya pembebanan pada struktur jembatan terbagi atas 3 jenis yang dapat dilihat pada Gambar 2.1 .



Gambar 2. 1 Skema Pembebanan Jembatan (Sumber SNI 1725:2016)

2.3.1 Beban Permanen

2.3.1.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri ialah berat dari bagian - bagian struktural lain yang dipikul seperti berat material dan bagian dari jembatan yang termasuk elemen struktural yang digabungkan dengan elemen non struktural yang dianggap permanen. Adapun faktor beban untuk berat sendiri yang tertera pada Tabel 2.1 .

Tabel 2. 1 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{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 berat dari keseluruhan material yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, namun besarnya beban dapat berubah selama umur jembatan. Adapun faktor beban untuk berat mati tambahan yang tertera pada Tabel 2.2 .

Tabel 2. 2 Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan⁽¹⁾ : 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 terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Dampak yang lebih besar terjadi pada struktur jembatan yang memiliki bentang cukup panjang ialah diberikan pada beban lajur “D”. Sedangkan

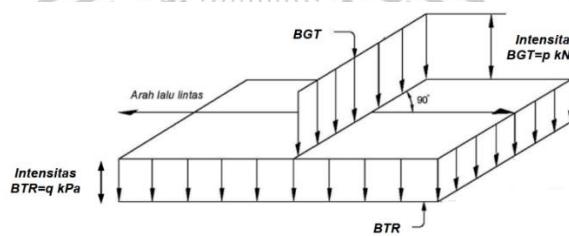
pada jembatan yang memiliki bentang yang lebih kecil dan sistem lantai deck, dampak akan lebih besar pada beban truk "T".

2.3.2.1 Beban Lajur “D” (TD)

Beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis terpusat (BGT) ialah bagian dari beban lajur “D” yang terlihat pada Gambar 2.2. Pada Tabel 2.3 ialah faktor beban yang digunakan pada beban lajur “D”. Pada seluruh lebar lajur kendaraan beban lajur “D” bekerja dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Bergantung pada dimensi lebar jalur kendaraannya total beban lajur “D” tersebut dapat bekerja.

Tabel 2. 3 Faktor beban untuk beban lajur “D”

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{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 q kPa, panjang total (L) adalah hal yang bergantung akan besarnya nilai q adalah :

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

Keterangan :

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

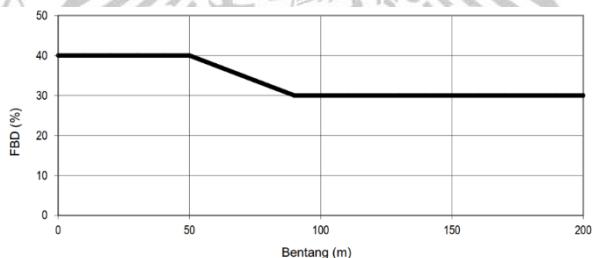
L : Panjang total jembatan yang membebani (m)

Untuk perhitungan beban lajur "D" adalah :

Reaksi perletakan akibat beban tersebut adalah :

Dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, beban garis terpusat (BGT) yang bekerja dengan intensitas p kN/m. Nilai intensitas p sebesar 49,0 kN/m. Agar dapat menghasilkan momen lentur negatif terbesar pada jembatan, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang yang lainnya.

Hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak ialah merupakan Faktor Beban Dinamis (FBD) dan jembatan. Bergantung pada besarnya frekuensi dasar suspensi kendaraan agar mendapat nilai FBD, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Nilai FBD didapat dengan menggunakan grafik pada Gambar 2.3 .



Gambar 2. 3 Faktor Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajur "D"
 (Sumber: SNI 1725:2016 Hal. 45)

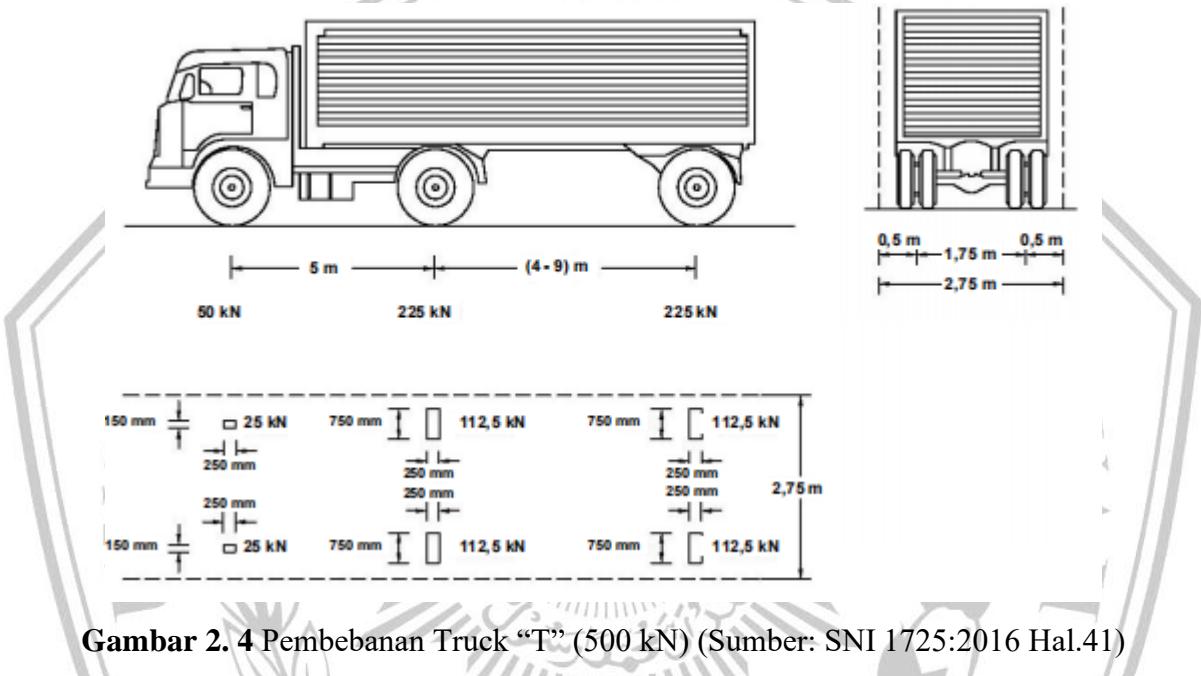
2.3.2.2 Beban Truck T (T)

Bersama dengan adanya beban "D" ada pula beban lalu lintas lainnya, yaitu beban truck "T". Beban truck "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Besarnya beban truck "T" ditunjukkan pada Gambar 2.3. Adapun faktor beban untuk beban "T" seperti pada Table 2.4 .

Tabel 2. 4 Faktor beban untuk beban “T

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TT})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{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 Truck “T” (500 kN) (Sumber: SNI 1725:2016 Hal.41)

Pada Gambar 2.4 dapat dilihat beban pada truk “T” ialah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Beban pada setiap gandar dibagi menjadi 2 beban merata sama besar yang termasuk bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak untuk 2 gandar tidak tetap dari 4,0 - 9,0 m agar pengaruh maksimum didapatkan dengan arah memanjang jembatan.

2.3.2.3 Gaya Rem

Nilai untuk gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,

- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem harus ditempatkan pada semua lajur rencana yang dimuati lalu lintas dengan arah yang sama. Percepatan pada lalu lintas ditetapkan sebagai gaya yang bekerja arah memanjang yang bekerja dipermukaan jalan dan harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,80 m diatas permukaan lantai jembatan. Faktor kepadatan lajur sudah ditentukan dan berlaku dalam menghitung gaya rem.

2.3.3 Aksi Lingkungan

2.3.3.1 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1725:2016 Hal 57 tekanan angin rencana haeus diperhitungkan pada struktur dan kendaraan yang melintas. Beban angin diasumsikan sebagai beban menerus $1,46 \text{ kN/mm}$, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

2.3.3.2 Pengaruh Gempa

Dalam merencanakan suatu jembatan perancangan disarankan memiliki kemungkinan terkecil terjadinya keruntuhan atau kegagalan pada struktur yang diakibatkan oleh pengaruh gempa. Beban gempa dianggap sebagai gaya horizontal yang didapat berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) seperti rumus berikut.

$$E_Q = \frac{Csm}{R_d} \times Wt \quad \dots \dots \dots \quad (2.7)$$

Keterangan:

E_0 = gaya gempa yang bekerja secara horizontal statis (kN)

Csm = 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)

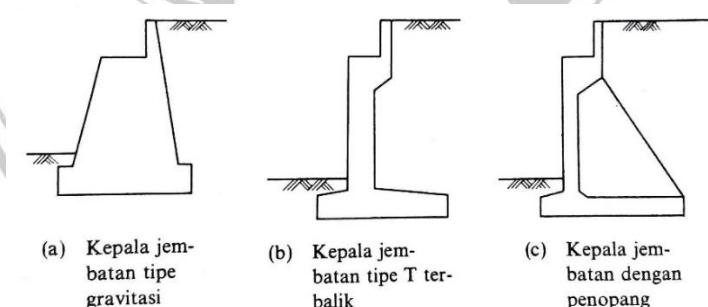
Sumber: SNI 1725:2016 Hal 58

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 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

2.4 Abutment Jembatan

Abutment atau kepala jembatan merupakan struktur bawah jembatan yang berada pada ujung-ujung jembatan. *Abutment* memiliki fungsi untuk memikul serta meneruskan beban yang bekerja pada jembatan ke pondasi. Apabila syarat keamanan dari daya dukung tanah yang terletak pada bagian bawah *abutment* tidak terpenuhi maka daya dukungnya harus ditambah, yaitu dengan melakukan perencanaan pondasi.

Ada berbagai bentuk dan jenis abutment jembatan, namun dalam merencanakan perlu dipertimbangkan tinggi, jenis bangunan atas, kondisi tanah dan lain lain. Adapun bentuk umum abutment jembatan disajikan seperti Gambar 2.5. Tinggi *abutment* sebaiknya disesuaikan seperti pada Tabel 2.8.



Gambar 2.5 Bentuk Umum Kepala Jembatan

Sumber: Sosrodarsono, dkk. 2000. Hal: 303

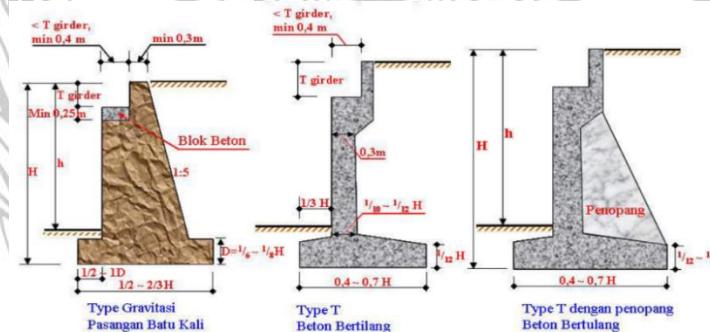
Tabel 2. 5 Tinggi Pemakaian Abutment Jembatan untuk Berbagai Bentuk

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

Sumber: Sosrodarsono, dkk. 2000: 303

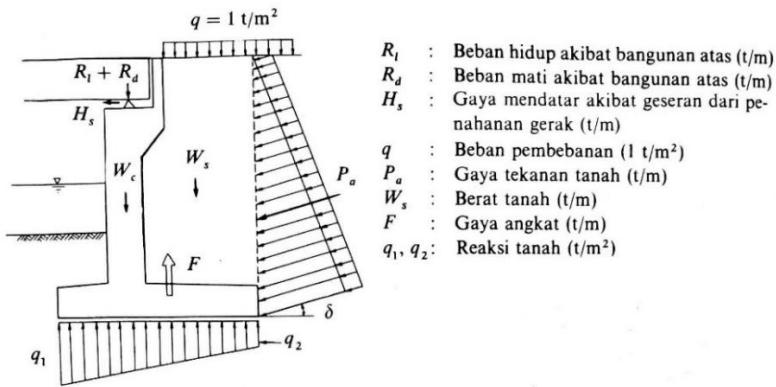
2.4.1 Perencanaan Struktural dan Dimensi *Abutment*

Perencanaan *abutment*, hal pertama yang harus dilakukan adalah menentukan dimensi *abutment*. Penentuan dimensi *abutment* yang direncakan merujuk pada Perencanaan Jembatan oleh Direktorat Jembatan dan Direktorat Jenderal Bina Marga, maka dimensi *abutment* yang dapat digunakan yaitu seperti pada **Gambar 2.6**.

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

Sumber: Supriadi & Muntohar. 2007: 122

Pada perencanaan kepala jembatan (*abutment*) ini akan diperhitungkan banyak gaya dan beban yang bekerja pada kepala jembatan tersebut. Gaya-gaya tersebut digambarkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Gaya Luar Yang Bekerja Pada Kepala Jembatan

Sumber: Nakazawa, 2000, "Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi", Hal.308

Adapun gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* seperti pada gambar diatas dipengaruhi oleh beberapa faktor diantaranya adalah sebagai berikut:

- #### a. Gaya Horizontal Tanah

- ### 1) Tekanan Tanah Aktif

Beban bekerja pada $\frac{1}{3} H$ dari dasar dinding penahan

$$Ka = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \quad (2.7)$$

Tekanan tanah aktif total (Pa) untuk dinding penahan tanah setinggi H

Keterangan:

Ka = Koefisien tekanan tanah aktif

ϕ = Sudut geser tanah

Pa = Tekanan tanah aktif (ton)

γ = Berat jenis tanah urug (ton/m³)

H = Tinggi abutment (m)

Sumber: Buku Analisis &

2) Tekanan tanah pasif

- Beban bekerja pada 1/3

$$K = \pm \sqrt{2} \left(4\pi \theta + \frac{\phi}{c} \right)$$

Table 1 shows the effect of P_2O_5 on the dilution and the reduction of H_2O_2 .

$$B = 0.5 \cdot H^2 = K$$

$$T_p = 0.5 \times H \times \gamma \times k_p \dots \quad (2.10)$$

Keterangan.

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

P_p = Tekanan tanah pasif (ton)

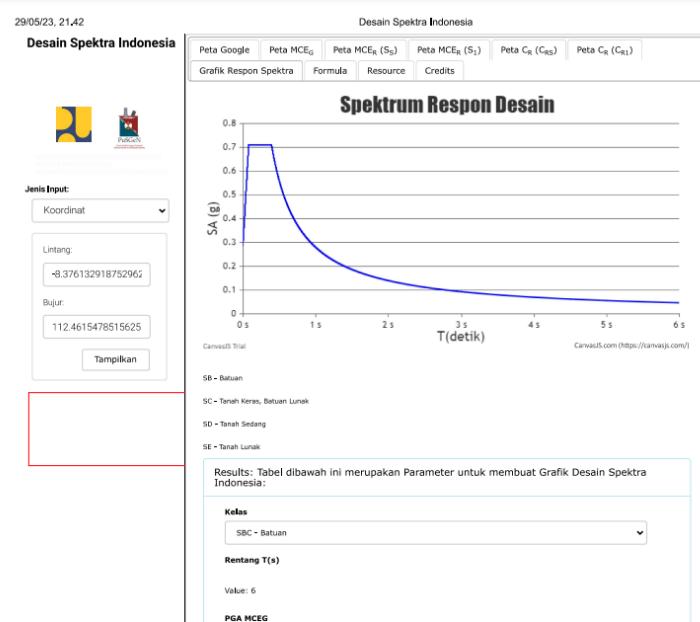
Sumber: Buku Analisis & Perancangan Pondasi, J. Harry Christady H. Hal 456

b. Gaya Gempa pada Abutment

1) Spektrum Respon Desain

Dalam menentukan beban gempa yang bekerja pada *abutment*, diperlukan analisa percepatan dan respon spektrum untuk menentukan nilai periode getar fundamental struktur (T) pada batuan dasar sesuai dengan kelas situs tanah pada lokasi pembangunan jembatan.

Grafik korelasi antara percepatan respon spektral tentang periode gempa pada lokasi pembangunan jembatan pada semua klasifikasi tanah pada Gambar 2.8. Data gempa tersebut diperoleh melalui situs <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>



Gambar 2. 8 Grafik percepatan Respon Spektra Gempa Wilayah Lokasi Jembatan

Penentuan kelas situs tanah berdasarkan nilai N-SPT pada lokasi eksisting mengacu pada SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 6 Kelas Situs Tanah Berdasarkan Nilai N-SPT

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{s}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :			
<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa 			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : <ul style="list-style-type: none"> - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7,5m dengan PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m 		

Sumber: SNI 2388:2016 Hal 15

2) Perhitungan Koefisien Respon Gempa Elastic

Dalam menghitung koefisien respons gempa elastic (C_{sm}) menurut SNI 2833:2016 Hal 17 terdapat beberapa ketentuan, antara lain:

- Untuk periode lebih kecil dari T_0 dihitung dengan persamaan (2.11)

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots \dots \dots \quad (2.11)$$

- Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , nilai C_{sm} adalah sama dengan S_{ds}
 - Untuk periode lebih besar dari T_s , dihitung dengan persamaan (2.12)

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \dots \quad (2.11)$$

Keterangan:

Csm = Koefisien respon elastik

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

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

$$T_0 = 0,2 \text{ Ts}$$

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

Sumber: SNI 2833:2016 Hal 17

3) Tekanan Tanah Akibat Gaya Gempa

Kondisi kesetimbangan gaya di belakang *abutment* diformulasikan dengan gaya tekan tanah akibat pengaruh gempa seperti rumus berikut :

Dengan nilai koefisien tanah aktif seismic (K_{AE}) sebagai berikut :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} x \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi)x \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \Phi + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2} \quad \dots \dots \dots (2.13)$$

Adapun komponen tekanan tanah pasif yang cenderung mendorong tanah timbunan dirumsukan sebagai berikut :

$$E_{AE} = 0,5 \times \gamma \times H_t^2 \times (1 - k_v) \times K_{AE} \dots \quad (2.14)$$

Keterangan:

γ = berat jenis tanah (kN/m^3)

H_t = tinggi tanah (m)

Φ = sudut geser internal tanah ($^{\circ}$)

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{(1-k_v)} \right) ({}^o)$$

δ = sudut geser di antara tanah dan *abutment* ($^{\circ}$)

k_h = koefisien percepatan horizontal

k_v = koefisien percepatan vertical (pada umumnya diambil 0)

i = sudut kemiringan timbunan ($^{\circ}$)

β_c = kemiringan dinding jembatan terhadap bidang vertical ($^{\circ}$)

Sumber : SNJ 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban C

Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa Hal. 54

2.4.2 Stabilitas Abutment

Dalam mengontrol kestabilan *Abutment* dari segi guling, geser, eksentrisitas, serta tegangan dengan mempertimbangkan dua kondisi, yaitu kondisi normal dan pada kondisi gempa seperti persamaan dibawah ini:

- 1) Stabilitas *Abutment* terhadap Daya Dukung Tanah dihitung menggunakan persamaan (2.15)

$$Q_{un} = \left[cNc \left(1 + \frac{0,3B}{L} \right) \right] + Po(Nq - 1) + \left[0,5\gamma'BN\gamma \left(1 - \frac{0,2B}{L} \right) \right] \dots \quad (2.15)$$

Keterangan :

c = Kohesi tanah (kN/m²)

L = Kedalaman Pondasi (m)

B = Lebar Pondasi (m)

γ' = Berat volume tanah efektif (kN/m^3)

Dengan nilai N_c , N_q , dan N_y menurut Terzaghi tersaji dalam Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Faktor-faktor Kapasitas Dukung Menurut Terzaghi

φ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_c	N_q	N_Y	N'_c	N'_q	N'_Y
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber : Buku Teknik Fondasi 1 oleh Harry Christady Hardiyatmo 2017
Hal.94

2) Stabilitas *abutment* terhadap geser

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

Dengan:

FK \geq 1,5 (kondisi normal)

FK ≥ 1,2 (kondisi gempa)

Keterangan:

$\sum R_h$ = Tahanan *abutment* terhadap geser

$\sum P_h$ = Jumlah gaya-gaya horizontal

Sumber : Buku Teknik Fondasi 1, Harry Christady Hardiyatmo, 2017:396

3) Stabilitas *abutment* terhadap guling dirumuskan sebagai berikut:

Dengan :

$F_{gl} > 1.5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gl} > 2$ untuk tanah dasar kohesif

Keterangan :

$$\sum M_{\alpha\beta} = \mathbf{W} h_1$$

$$\sum M_{al} = \sum P_{ab} h_1 + \sum P_{av} B$$

ΣM = Momen yang melawan gaya guling (kN m)

ΣM_{\perp} = Momen yang mengakibatkan guling (kN m)

W_{ab} = Berat tanah diatas pelat pondasi + berat sendiri abutment (kN)

B = Lebar kaki abutment (m)

$\Sigma P_{\perp i} = \text{Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)}$

ΣP = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

Sumber : Buku Teknik Fondasi 1, Harry Christady Hardiyatmo, 2017:399

4) Stabilitas abutment terhadap eksentrisitas (e)

Gaya-gaya resultan yang bekerja pada konstruksi harus diusahakan berada pada daerah inti, yaitu dari bagian tengah dan dasar dinding dengan jarak kiri dan kanan sebesar $1/6$ lebar dasar. Cek keamanan terhadap eksentrisitas dapat menggunakan rumus:

Keterangan :

B = Lebar dasar *abutment* (m)

$\sum M_x =$ Momen yang melawan gaya guling (kN.m)

ΣM_V = Momen yang mengakibatkan guling (kN.m)

$$\Sigma V = \text{Gaya vertikal (kN)}$$

Sumber : Fajar Santoso, 2009. Tinjauan Bangunan Bawah (*Abutment*) Jembatan Karang Kecamatan Karangpandan Kabupaten Karanganyar Hal. 16 dari 63

5) Kontrol terhadap tegangan

Pengecekan keamaan *abutment* terhadap tegangan dapat diketahui dengan melakukan perhitungan menggunakan persamaan berikut:

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{R \cdot L} - \left(1 \pm \frac{6e}{R} \right) \leq Qijin \quad \dots \dots \dots \quad (2.19)$$

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

Jika $\sigma_{maks} < O_{all}$ (OK)

Keterangan:

B = Lebar dasar abutment (m)

L = Panjang dasar abutment (m)

$$\Sigma V = \text{Gaya vertikal (kN)}$$

e ≡ Stabilitas abutment terhadap eksentrisitas

Sumber : Fajar Santoso, 2009. Tinjauan Bangunan Bawah (Abutment) Jembatan Karang Kecamatan Karangpandan Kabupaten Karanganvar Hal. 16 dari 63

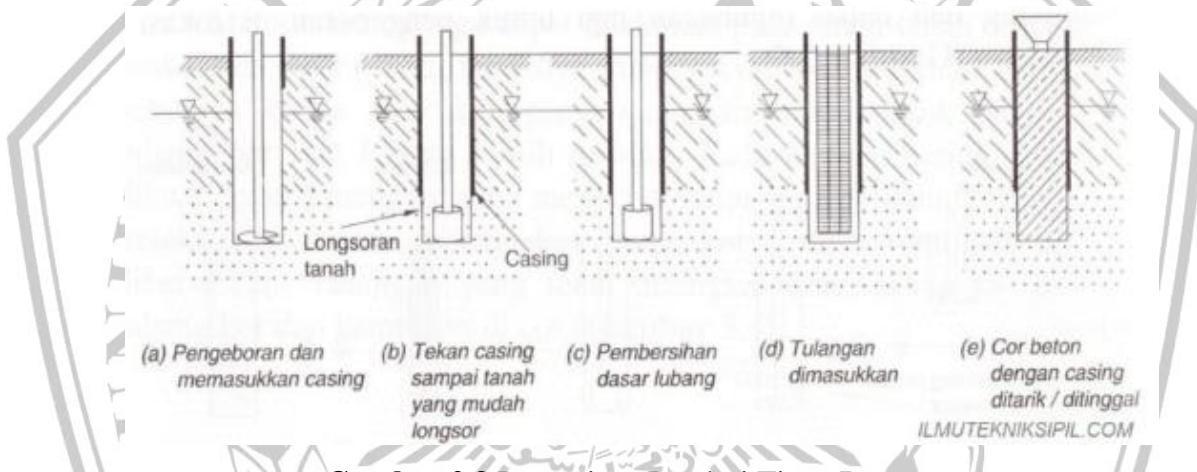
Dalam melakukan perhitungan, apabila nilai $e > B/6$ maka nilai q_{\min} akan bertanda negatif sehingga lebar dasar dari dinding penahan perlu diperbesar.

Perencanaan *abutment* harus dilakukan dengan baik dan teliti agar beban yang bekerja pada *abutment* tidak menyebabkan terjadinya tekanan yang besar ke tanah.

di bawahnya. Hal ini dikarenakan, tekanan yang besar dapat menyebabkan terjadinya penurunan yang besar pula bahkan dapat menyebabkan terjadinya keruntuhan pada *abutment*.

2.5 Pondasi Tiang Bor (Bore Pile)

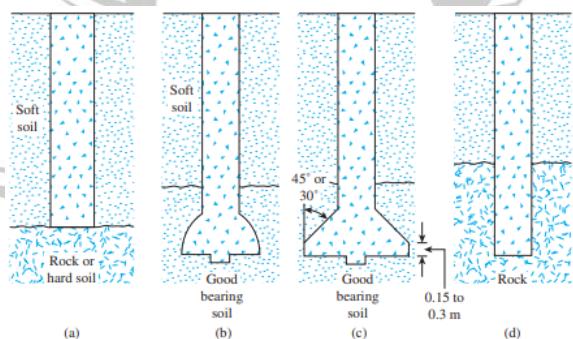
Pondasi bore pile adalah pondasi yang dalam penggerjaannya dilakukan pengecoran langsung pada lokasi proyek dengan cara melakukan pengeboran pada titik-titik yang hendak disiapkan sebagai tiang bor. Dalam tahap pengecoran taing digunakan bantuan pipa selubung baja (*casing*) yang digunakan sebagai penahan pada lubang pengeboran agar tidak terjadi kelongsoran. Pemasangan pipa *casing* dilakukan dengan rencana seperti Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Pengerjaan Pondasi Tiang Bor

Sumber: [Pondasi Bor dengan Metode Casing - IlmuTeknikSipil.com](http://IlmuTeknikSipil.com)

Jenis-jenis pondasi tiang bor terlihat seperti pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10 Jenis Pondasi Tiang Bor

Sumber: Das, Braja M (2011:638)

- a) Tiang bor lurus digunakan untuk lapisan tanah keras
- b) Tiang bor yang memiliki ujung diperlebar berbentuk bel
- c) Tiang bor yang memiliki ujung diperbesar berbentuk trapesium
- d) Tiang bor yang memiliki ujung lurus, biasanya digunakan untuk tanah bebatuan

Tabel 2. 8 Kelebihan dan Kekurangan Penggunaan Pondasi Tiang Bor

Kelebihan Pondasi Tiang Bor	Kekurangan Pondasi Tiang Bor
<ol style="list-style-type: none"> 1) Getaran yang ditimbulkan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan padat penduduk 2) Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter lebih besar dan kedalaman tiang yang lebih dalam 3) Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak, dan daya dukung setiap tiang lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil 4) Cara pemboran dalam arah berlawanan arah jarum jam dan lapisan tanah dapat langsung diamati 5) Pengaruh jelek terhadap bangunan didekatnya cukup kecil 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Beton yang terendam air kualitasnya lebih rendah dari tiang pracetak dan pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung 2) Ketika beton dituangkan, ditakutkan beton akan bercampur dengan runtuhan tanah, oleh karena itu beton harus segera dituangkan dengan baik 3) Terkadang tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur pada dasar tiang 4) Diameter yang cukup besar dapat memerlukan banyak beton sehingga biaya cukup mahal 5) Proses pengeboran menggunakan air dengan berlawanan arah jarum jam akan membuat lokasi menjadi kotor

Sumber: Buku Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Sosrodarsono dan Nakazawa Hal. 94

2.6 Daya Dukung Pondasi Bore Pile

Bored pile mempunyai daya dukung diperoleh dari kuat dukung ujung (*end bearing capacity*), yang diperoleh dari tekanan pada ujung tiang dan kuat dukung geser atau selimut (*friction bearing capacity*) yang diperoleh dari kuat dukung gesek atau gaya adhesi antara bored pile dengan tanah disekelilingnya. Pondasi tiang bor berhubungan langsung dengan tanah guna menciptakan daya dukung yang mampu memikul dan memberikan keamanan untuk struktur atas serta kenyamanan bagi penggunanya.

2.6.1 Daya Dukung Ijin Tekan Tiang Bor

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan persamaan sebagai berikut:

- a) Daya dukung pada ujung tiang

- b) Daya dukung ijin vertikal (tekan) berdasarkan data N-SPT (Meyerhof)

Keterangan:

R_a = Daya dukung ijin tekan tiang

qd = nilai intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (lihat Tabel 2.10 dan Gambar 2.11)

A_p = Luas penampang tiang

l_i = Panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = Gaya geser pada selimut segmen tiang (lihat Tabel 2.11)

FK1, FK2 = Faktor keamanan, 3 dan 5

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 43

Untuk mengetahui nilai q_d dapat dilihat pada Tabel 2.10 dan digunakan diagram intensitas daya dukung tanah ujung tiang dilihat dari hubungan L/D dan q_d/N pada Gambar 2.11.

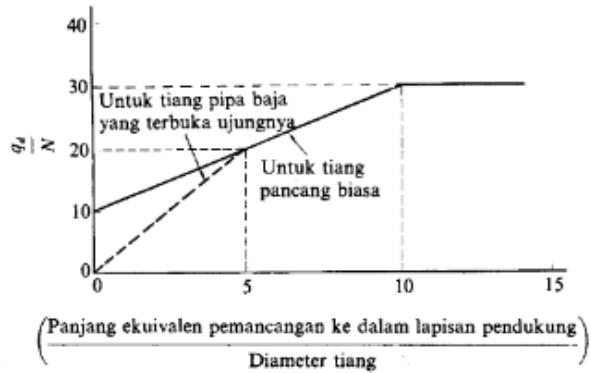
Tabel 2.9 Perkitaan qd untuk Tiang yang Dicor di Tempat pada Satuan t/m²

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

1) Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan.

2) Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan kriteria perencanaan pondasi kaison q_u adalah kekuatan geser *unconfined* (t/m^2).

Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000:102



Gambar 2. 11 Diagram Intensitas Daya Dukung Tanah Ujung Tiang

Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:101

Tabel 2.10 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang (fi)

Jenis Tanah Pondasi	Jenis Tiang	
	Tiang Pracetak	Tiang yang Dicor di Tempat
Tanah Berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah Kohesif	c atau N(≤ 12)	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:102

2.6.2 Daya Dukung Horizontal

Pondasi tiang dibedakan menjadi dua macam menurut model ikatan penutup tiang, yaitu:

- a. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*) merupakan tiang yang ujung atasnya terjepit atau tertanam pada *pile cap* lebih dari 60 cm
 - b. Tiang ujung bebas (*free end pile*) merupakan tiang yang ujung atasnya hanya tertanam atau terjepit pada *pile cap* sedalam kurang dari 60cm.

Pada tiang ujung terjepit daya dukung horizontal dapat dihitung dengan persamaan sesuai ketentuan berikut:

- Tiang Pendek dan Tanah Kohesif

Daya dukung horizontal bisa dihitung dengan rumus berikut:

- Tiang Sedang

Daya dukung horizontal pada tiang sedang dapat dihitung dengan rumus:

$$My = \left(\frac{9}{4}\right)Cu \times Dg^2 - 9 \times Cu \times Df \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}\right) \dots \dots \dots (2.24)$$

Nilai Hu dihitung dengan persamaan:

- Tiang Panjang

Dikategorikan sebagai tiang panjang apabila nilai $M_{max} > M_y$, dimana H_u dinyatakan dengan rumus persamaan :

Dengan nilai f yang diperoleh dengan persamaan rumus

$$f = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \dots \dots \dots \quad (2.27)$$

Menurut pendekatan Stroud (1974) untuk menentukan kolerasi dengan *undrained shear strength* (C_u) dapat dinyatakan dalam rumus persamaan

Keterangan:

Hu = daya dukung tiang horizontal

$C_u = \text{undrained strength (kN/m}^2\text{)}$

D = diameter pondasi tiang (m)

Lp = kedalaman pondasi (m)

$K = 3,5 - 6,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (Hardiyatmo 2002:363)

N = nilai N-SPT

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 60-61

2.6.3 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang Bor

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan persamaan sebagai berikut:

Data N SPT (Meyerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\Sigma Lifi \times Ast) \times 0,70}{FK2} + Wp \quad \dots \dots \dots \quad (2.29)$$

Keterangan:

P_{ta} = Daya dukung ijin tekan tiang (ton)

Wp = Berat pondasi (ton)

Ast = Keliling penampang tiang

li = Panjang segen tiang yang ditinjau

fi = Gaya geser pada selimut segmen tiang

$FK2$ = Faktor keamanan, 3 dan 5

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 51

2.6.4 Perencanaan Tiang Bor Kelompok

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$np = \frac{\Sigma V}{Ra} \quad \dots \dots \dots \quad (2.30)$$

Keterangan:

np = Jumlah tiang

ΣV = Gaya aksial yang terjadi

Ra = Daya dukung izin tiang

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 54-55

Dengan jarak antar tiang disyaratkan sesuai dengan ketentuan pada persamaan:

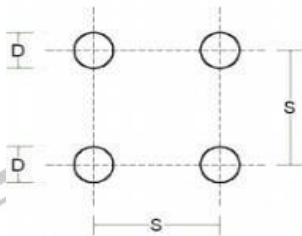
$$S \geq 2,5D \quad \dots \dots \dots \quad (2.31)$$

(Nakazawa, 2000:96)

Keterangan:

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

D = diameter tiang



Gambar 2. 12 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

Sumber: Sardjono (1991: 13)

2.6.5 Efisiensi Kelompok Tiang Pondasi

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang baru dijelaskan pada point ‘Stabilitas Kepala Jembatan (*Abutment*)’ masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi. Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah:

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad \dots \quad (2.32)$$

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} \dots \quad (2.33)$$

Daya dukung vertikal kelompok = $Eg \times$ jumlah pile \times daya dukung ijin tiang

Keterangan:

Eg = Efisiensi kelompok tiang

$$\theta = \text{Arc tg} (D/s) (^\circ)$$

D = Ukuran penampang tiang

s ≡ Jarak antara tjiang (as ke as)

m = Jumlah tiang dalam 1 kolom

n = Jumlah tjiang dalam 1 baris

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

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 55-56

2.6.6 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang pondasi akan mengalami gaya tekan atau tarik, untuk memastikan bahwa masing-masing tiang dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya maka diperlukan kontrol pada masing-masing tiang pondasi.

Pada kelompok tiang pondasi dan *pile cap* terjadi pendistribusian beban aksial dan momen. Beban aksial dan momen yang bekerja direncanakan agar aman terhadap deformasi atau lengkung maka berdasarkan rumus elastis, *pile cap* diasumsikan kaku sempurna. Untuk mengetahui nilai beban maksimum dan beban minimum yang bekerja pada kelompok tiang pondasi digunakan persamaan:

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times X_{max}}{ny \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \times Y_{max}}{nx \Sigma Y^2} \quad \dots \dots \dots \quad (2.34)$$

Keterangan:

P_{maks} = Beban maksimum tiang

P_u = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = Jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = Jarak tiang arah sumbu y terjauh

ΣX^2 = Jumlah kuadrat X

ΣY^2 = Jumlah kuadrat Y

n_x = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_p = Jumlah tiang

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 57

Catatan:

- Apabila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile* mendapatkan gaya tekan.
- Apabila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile* mendapatkan gaya tarik.

Berdasarkan hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada.

2.6.7 Penurunan (*Settlement*) Kelompok Tiang

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c . Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.35)$$

Keterangan:

S = Penurunan total (m)

S_i = *Immediate settlement* (m)

S_c = *Consolidation settlement* (m)

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 79

1. Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang terjadi secara segera setelah beban bekerja, hal itu dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (2.36)$$

Keterangan:

S_i = Penurunan segera (m)

q = Tekanan yang terjadi (Pu/A)

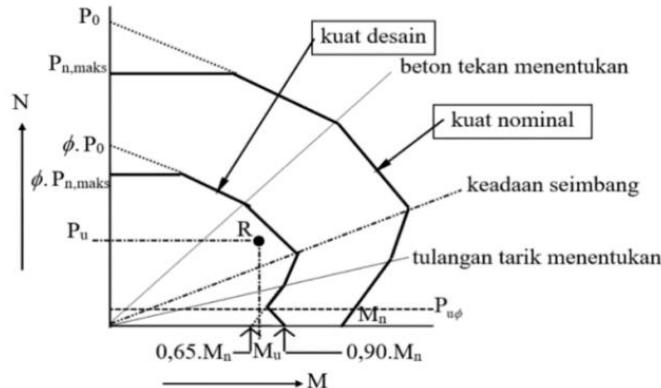
B = Lebar kelompok tiang (m)

E = Modulus elastisitas tanah (kN/m²)

μ_1 = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

kombinasi beban P_u dan M_u yang berada di dalam diagram interaksi menandakan penampang dapat memikul beban yang terjadi. Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2.14 Diagram Interaksi Kolom

b. Tulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Hal. 87 desain penampang yang dikenai geser harus memiliki syarat $\phi V_c > V_u$ dimana nilai V_n adalah sebagai berikut.

- Menentukan ϕV_c

$$\phi V_c = 0,65 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \dots \dots \dots \quad (2.38)$$

Apabila $\phi V_c < V_u$ maka diperlukan tulangan geser dengan langkah berikut.

- Menentukan kekuatan geser nominal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \quad \dots \dots \dots \quad (2.39)$$

- Menentukan luas tulangan geser yang diperlukan

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot def} \quad \dots \dots \dots \quad (2.40)$$

- Menentukan luas tulangan minimum

$$Av_{min} = 0,083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b \cdot s}{f_y} \quad \dots \dots \dots \quad (2.41)$$

- Menentukan luas tulangan yang digunakan

$$A_{vuse} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{sh} \times \frac{s}{sv} \quad \dots \dots \dots \quad (2.42)$$

$$Av_{use} > Av_{perlu} (\text{Aman})$$

Sumber: Direktorat Jendral Bina Marga tentang Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan (2021), Hal. 108-109.

a. Tulangan Geser

$$\text{Tulangan bagi: } As \text{ bagi} = 20\% \times As_{\text{pokok}} \dots \dots \dots \quad (2.43)$$

2.6.9 Penulangan Pile Cap Abutment

a. Perencanaan Tulangan Lentur

Penulangan pada *pile cap abutment* menggunakan rumus yang sama pada penulangan struktur seperti berikut:

$$\rho_b = \left(\frac{0,85 x \beta_1 x f'c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \dots \dots \dots \quad (2.44)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots \quad (2.48)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots \quad (2.49)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f'c} \dots \dots \dots \quad (2.50)$$

$$M_n = \frac{M_n}{\emptyset} \dots \dots \dots \quad (2.51)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots \quad (2.52)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right\} \dots \dots \dots \quad (2.53)$$

$$\text{Luas tulangan: } As = \rho_{\min} \times b \times d \dots \dots \dots \quad (2.54)$$

$$\text{Luas tulangan pakai: } As \text{ pakai} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times \frac{b}{s} \dots \dots \dots \quad (2.55)$$

Kontrol momen kapasitas :

$$\emptyset M_n = 0,9 \times As \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) > Mu \dots \dots \dots \quad (2.56)$$

$$\text{Tulangan bagi: } As \text{ bagi} = 20\% \times As_{\text{pokok}} \dots \dots \dots \quad (2.55)$$

b. Kontrol geser satu arah

$$\text{Menentukan gaya geser pada penampang kritis: } \sigma = \frac{P_u}{A} \quad (2.56)$$

Daerah pembebanan geser satu arah:

$$G' = L - \left(\frac{\text{panjang pondasi}}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} + \text{def} \right) \quad (2.57)$$

$$\text{Gaya geser pada penampang kritis: } V_u = \sigma \times L \times G' \dots \dots \dots \quad (2.58)$$

Kontrol kuat geser beton:

$$\emptyset V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d > Vu \dots \dots \dots \quad (2.59)$$

Sumber: Buku Desain Pondasi Tahan Gempa, Anugerah Pamungkas, dkk. Hal. 90-91

2.7 Perencanaan Penulangan Pondasi Tiang Bor

2.7.1 Perencanaan Tulangan Longitudinal

Perencanaan tiang pondasi bor (*bore pile*) diasumsikan sama dengan perencanaan kolom dengan penampang lingkaran/bulat, dalam perencanaannya terdapat beberapa langkah, antara lain:

- a. Perhitungan A_{st} atau luas tulangan longitudinal yang akan digunakan.

Menurut SNI 2847 (2013:78), luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,08 A_g$.

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \dots \dots \dots \quad (2.66)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \dots \dots \dots \quad (2.67)$$

Keterangan :

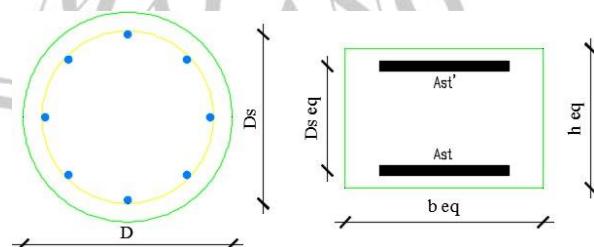
A_g = luas penampang beton (mm^2)

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

D = diameter penampang beton (mm)

n = jumlah tulangan

Untuk kemudahan perencanaan penampang tiang bor diekuivalenkan sebagai penampang berbentuk segi empat untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan *balance* yang terlihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15 a. Penampang Lingkaran, b. Penampang Ekuivalen Persegi

- Tinggi ekuivalen penampang segi empat

- Lebar ekuivalen penampang segi empat

- Luas tulangan total Ast didistribusikan pada dua lapis

- Menentukan D_s

- Jarak antar tuangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad \dots \dots \dots \quad (2.72)$$

Keterangan :

D_s = tinggi efektif penampang (mm)

- b. Cek nilai eksentrisitas rencana (e) terhadap eksentrisitas balance (cb)

- Menentukan d_{eq}

- Menentukan C_h

- Menentukan A_b

- Menentukan regangan baja pada tulangan

$$\varepsilon_s' = \frac{\varepsilon_c x \left(C_b - \frac{(h_{eq} - D_{seq})}{2} \right)}{C_b} \dots \quad (2.76)$$

- Menentukan tekan leleh pada tulangan

$$f_s' = Es \times \varepsilon_s' > f_y \text{ (tekan leleh)} \dots \dots \dots \quad (2.77)$$

- Pemeriksaan P_{nb} terhadap P_u untuk mengetahui tiang akan mengalami keruntuhan tekan atau tarik, dengan menghitung persamaan berikut:

$$P_{nb} = (0.85 \times f'c \times a_b \times b_{eq}) + (A_s' \times f's') - (A_s \times f_y) \dots \dots \dots (2.78)$$

$$\phi P_{nb} = 0.7 \times P_{nb} \dots \dots \dots (2.78)$$

Dengan:

$$\phi P_{nb} > P_u \text{ (mengalami keruntuhan tarik)}$$

$$\phi P_{nb} < P_u \text{ (mengalami keruntuhan tekan)}$$

- $e = \frac{Mu}{P_u}$ (2.79)

- $e_{min} = 0,05 \times D$ (2.80)

- Persamaan untuk penampang bulat jika mengalami keruntuhan tarik:

$$P_n = 0,85 \times f'c' \times h^2 \times \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho g \times m \times D_s}{2,5 \times h}} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right) \right) \dots \dots \dots (2.81)$$

- Persamaan untuk penampang bulat jika mengalami keruntuhan tekan:

$$P_n = \frac{A_s \times f_y}{\frac{3e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \times f'c'}{\frac{9,6 \times h \times e}{(0,8h + 0,67D_s)^2} + 1,18} \dots \dots \dots (2.82)$$

- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c'}$ (2.84)

- $\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}}$ (2.85)

Syarat: $\phi P_n \geq P_u$

2.7.2 Perencanaan Sengkang

Tiang bor pondasi bor (bore pile) berbentuk lingkaran/bulat, maka untuk penulangan sengkang atau pengikat digunakan tulangan spiral. Dalam perencanaan tulangan spiril diberlakukan beberapa ketetapan sesuai dalam SNI 2847 (2013:55):

- Tulangan spiral yang digunakan untuk konstruksi yang pengecorannya dilakukan di tempat tidak boleh kurang dari diameter 10 mm
- Syarat untuk jarak atau spasi antar tulangan spiral tidak kurang dari 25 mm dan tidak boleh melebihi 75 mm.
- Rasio volume tulangan spiral

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \times \frac{fc'}{fyt} \quad \dots\dots\dots \quad (2.86)$$

- Perencanaan jarak antar tulangan spiral

$$As = \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \quad \dots\dots\dots \quad (2.87)$$

$$S = \frac{4 \times As \times (Dc - ds)}{\rho s \times Dc^2} \quad \dots\dots\dots \quad (2.88)$$

2.7.3 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde

- Dalam kondisi tarik

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3 panjang jangkar penulangan atau panjang penyaluran untuk tulangan ulir dalam kondisi tarik, l_d , dihitung sebagai berikut:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{c_b + K_t}{d_b}} \right) x db \quad \dots\dots\dots \quad (2.89)$$

Keterangan:

d_b = diameter tulangan pokok

f_y = kuat Tarik baja tulangan

f'_c = mutu beton

λ = untuk beton normal digunakan 1,0

= untuk beton ringan tidak boleh lebih dari 0,75

ψ_t = apabila tulangan horizontal dipasang hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor di bawah Panjang sambungan, $\psi_t = 0,3$ untuk kondisi yang lain dipakai $\psi_t = 1,0$

ψ_e = apabila batang tulangan dilapisi epoksi, atau dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$, atau spasi bersih kurang dari $6d_b$, maka $\psi_e = 1,5$. Untuk semua batang tulangan yang dilapisi epoksi, atau batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi lainnya, maka $\psi_e = 1,2$. Apabila tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng (digalvanis), maka $\psi_e = 1,0$.

ψ_s = untuk batang tulangan ulir D-19 atau yang lebih kecil maka $\psi_s = 0,8$.

Untuk batang tulangan D-22 dan yang lebih besar maka $\psi_s = 1,0$.

c_b = yang lebih kecil dari jarak dari pusat batang tulangan atau kawat ke permukaan beton terdekat, dan setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan.

K_{tr} = diizinkan menggunakan 0 sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal.

- Dalam kondisi tekan

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 25.4.9.3 panjang jangkar penulangan atau panjang penyaluran untuk tulangan ulir dalam kondisi tekan, l_{dc1} harus dihitung sebagai berikut.

Keterangan:

d_h = diameter tulangan pokok

f_v = kuat Tarik baja tulangan

f_c' = mutu beton

λ = untuk beton normal digunakan 1,0

= untuk beton ringan tidak boleh lebih dari 0,75