

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pembangunan sebuah konstruksi diawali dengan perencanaan, dalam perencanaan bangunan struktur dilakukan dengan seksama dan mempertimbangkan berbagai macam aspek, agar tidak ada kesalahan sehingga mencegah adanya kerugian. Hal yang harus diperhatikan adalah beban dari struktur, kekuatan bahan, keadaan tanah, keadaan sekitar proyek, serta perlengkapan keamanan dalam proses pengerjaan. Gedung Pelayanan Paviliun RSUD dr. Saiful Anwar Kota Malang direncanakan struktur bawah atau pondasi yang sesuai dengan kondisi di lapangan.

Dalam perencanaan sebuah gedung pembebanan dalam sebuah gedung adalah salah satu hal yang terpenting. Pembebanan baik perencanaan dan penerapan hitungan bangunan gedung tidak boleh ada kesalahan yang fatal karena berakibat terhadap desain bangunan tersebut. Perencanaan perhitungan pembebanan sangat penting dan dirancang dengan sangat matang untuk bangunan gedung agar aman dan dapat dipakai sesuai fungsinya. Untuk itu, dalam perencanaan struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban hidup, beban mati dan beban gempa. Beban-beban yang bekerja pada suatu bangunan pada hakekatnya merupakan faktor yang menghasilkan resultan dalam bentuk tegangan dan regangan di dalam sebuah struktur. Gaya beban dapat berupa aksi terpusat, merata, momen, terbagi merata, tidak merata, simetri, anti-simetri, dan sebagainya.

2.2 Pembebanan

2.2.1 Beban Mati atau Dead Load (D)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material (SNI 1727, 2020).

Berat sendiri komponen dan bahan bangunan gedung dan disajikan pada Tabel 2.1 berikut :

Tabel 2.1 Berat sendiri bahan bangunan dan komponen Gedung

Nama Material	Berat Isi	Satuan
Air	10	kN/m ³
Adukan semen / spesi	21	kN/m ³
Beton	22	kN/m ³
Beton Bertulang	24	kN/m ³
Dinding Bata Ringan	5,5	kN/m ²
Dinding (pasangan 1/2 bata)	2,5	kN/m ³
Langit - langit / Plafond	0,11	kN/m ²
Pasir	16	kN/m ³
Penutup lantai (keramik) per cm tebal	0,24	kN/m ²
Penggantung langit-langit	0,07	kN/m ²
Instalasi plumbing dan ME	0,5	kN/m ³
Pelapis Kedap Air	0,14	kN/m ³

Sumber : Pedoman Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG, 1987)

2.2.2 Beban Hidup atau Live Load (L)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penggunaan atau penghunian suatu gedung, termasuk beban pada lantai yang berasal dari barang yang dapat berpindah, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai atau atap gedung. Berdasarkan (SNI 1727, 2020), beban hidup untuk rumah sakit, seperti pada Tabel 2.2 berikut :

Tabel 2.2 Beban Hidup Rumah Sakit

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Rumah sakit		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)

Sumber : (SNI 1727, 2020)

2.2.3 Beban Angin atau Wind Load

Tekanan angin merupakan berat beban yang terdapat aktif di dalam langkah pekerjaan pembangunan proyek gedung yang disebabkan kelainan desakan yang terbentuk akibat udara. Berat beban tersebut dapat dibedakan dalam dua tekanan yaitu tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), di dalam kg/m². Energi kinetik yang di peroleh dari angin berganti selaku energi potensial berwujud tekanan maupun hisapan pada bangunan yang terletak pada lintasan angin lalu mengakibatkan angin berbelok atau terhenti. Kecepatan angin, rapat masa udara,

bentuk serta ketinggian bangunan, kekakuan struktur, serta letak geografis menjadi patokan bobot angin yang bertindak di struktur bangunan

2.2.4 Beban Kombinasi Terfaktor

Beban kombinasi terfaktor adalah jumlah total dari beban – beban luar yang bekerja pada struktur. Beban-beban luar ini dikalikan dengan faktor pembesaran beban yang bersumber dari metode ultimit dan metode tegangan. Beban kombinasi ini diberikan berguna agar struktur gedung maupun bukan gedung mampu menerima dan memikul beban yang lebih besar daripada beban aktual dari struktur tersebut, sehingga struktur tidak mengalami kegagalan. Beban kombinasi menurut (SNI 1727, 2020) dapat dilihat pada Tabel 2.3

Tabel 2.3 Kombinasi Beban Metode Ultimit dan Metode Tegangan Ijin

Beban	Metode Ultimit	Metode Tegangan Ijin
Beban Mati	1,4 D	D
Beban Hidup	1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau R)	D D + (Lr atau R) D + 0,75L + 0,75 (Lr atau R)
Beban Angin	1,2D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W) 1,2D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9D + 1,0 W	0,6 D + 0,6 W 0,6 D + 0,7 E D + (0,6W atau 0,7E)
Beban Gempa	1,2D + 1,0 E + L 0,9D + 1,0 E	D + 0,75 (0,6 W atau 0,7E) D + 0,75 (0,6W atau 0,7E) + 0,75 L + 0,75 (Lr atau R)

Sumber : (SNI 1727, 2020)

2.2.5 Beban Gempa atau Earhquake Load

Beban gempa adalah beban yang terjadi karena pergerakan tanah di bawah struktur bangunan atau bukan bangunan. Dinamika tanah berdampak mengakibatkan getaran di struktur atas, getaran yang terjadi tercatat berupa beban mendatar yang terletak pada garis lurus di struktur atas bangunan atau bukan

bangunan, sehingga ditetapkan menjadi beban gempa rencana. Menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2019) tata cara menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

2.2.5.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa pada Tabel 2.4 dibagi dalam beberapa kategori berdasarkan jenis pemanfaatan dari bangunan gedung atau bukan gedung sedangkan Faktor keutamaan gempa (I_c) ditunjukkan pada Tabel 2.5. Berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2019) khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non-gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : . Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan . Fasilitas sementara . Gudang penyimpanan . Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV,termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: .Perumahan .Rumah toko dan Rumah kantor .Pasar .Gedung perkantoran .Gedung apartemen/ Rumah susun .Pusat perbelanjaan/ mall .Bangunan industri .Fasilitas manufaktur .Pabrik	II

Lanjutan Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk
Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi, kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> .Bioskop .Gedung pertemuan .Stadion .Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat .Fasilitas penitipan anak .Penjara .Bangunan untuk orang jompo 	III
<p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan,</p> <ul style="list-style-type: none"> .Pusat pembangkit listrik biasa .Fasilitas penanganan air .Fasilitas penanganan limbah .Pusat telekomunikasi 	
<p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> .Bangunan-Bangunan monumental .Gedung sekolah dan Fasilitas pendidikan .Rumah ibadah .Rumah sakit dan Fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki Fasilitas bedah .Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat 	IV
<p>Tempat perlindungan ter tempat perlindungan darurat lainnya terhadap bencana</p> <ul style="list-style-type: none"> .Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat .Pusat pembangkit energi dan Fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat 	
<ul style="list-style-type: none"> .Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	
<p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

Sumber :(SNI 1726, 2019)

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan gempa, Ie
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber : (SNI 1726, 2019)

2.2.5.2 Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs berguna untuk menentukan aspek spesifikasi desain seismic bangunan. Untuk mendapatkan nilai N rata – rata pada lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif, Berdasarkan (Badan Standardisasi Nasional, 2019) tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung disediakan pada Tabel 2.6 berikut :

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

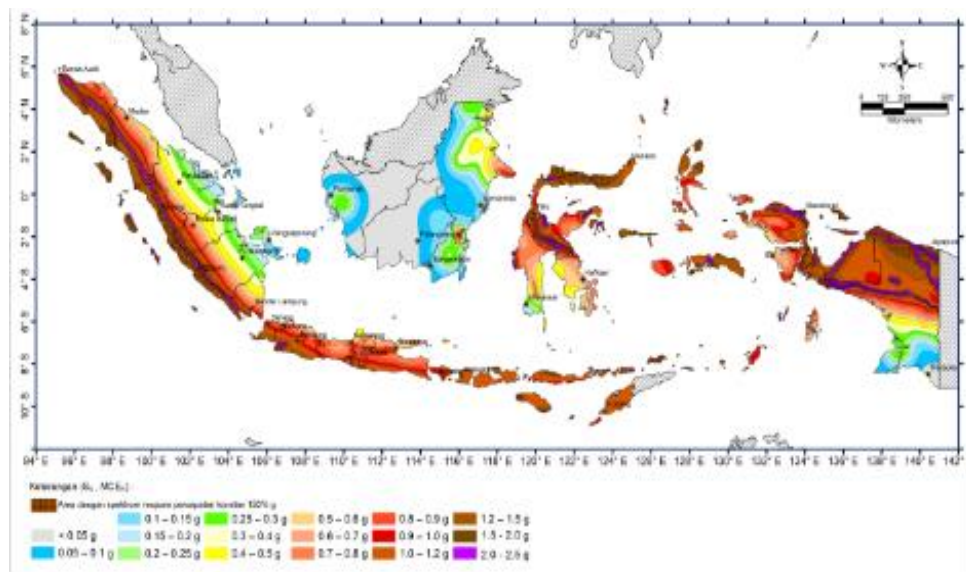
Kelas situs	Vs (m/detik)	N	Su (Kpa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
Sd (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,		
	2. Kadar air, $w \geq 40\%$		
	3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :		
	- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah		
	- Lempung sangat organik dan/atau gambut ketebalan $H > 3$ m)		
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$)		
	- Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

Sumber : (1726, 2019)

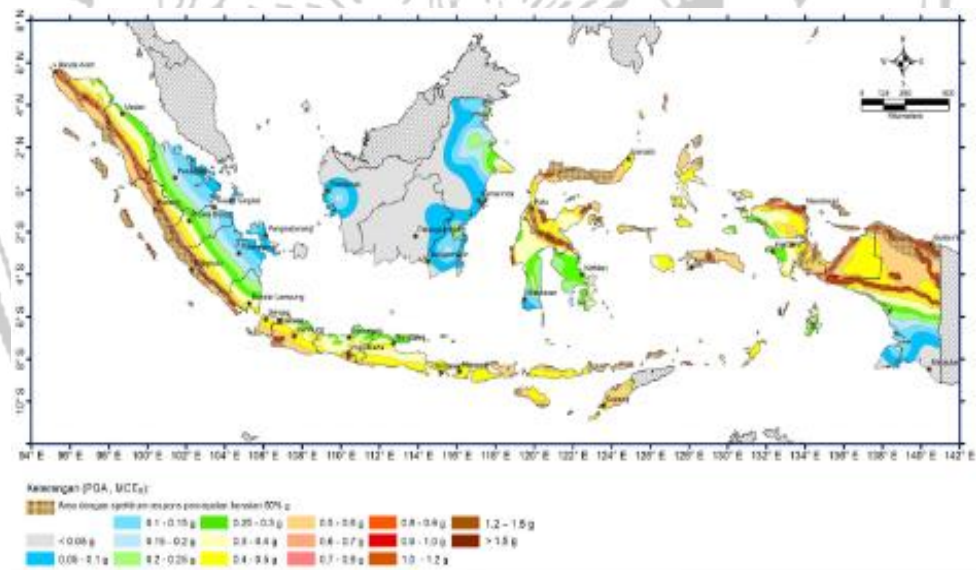
2.2.5.3 Parameter percepatan terpetakan

Menurut SNI 1726 (2019:33), peta-peta gerak tanah seismic dan koefisien risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake*, MCE) yaitu parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik. Untuk mendapatkan nilai S_s dan S_1 dapat dilakukan dengan melalui situs desain spektra

Indonesia yang dapat diakses pada alamat: puskim.pu.go.id. lihat Gambar 2.1 dan Gambar 2.2



Gambar 2.1 Parameter gerak tanah Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%) (SNI 1726, 2019)



Gambar 2.2 Parameter gerak tanah S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%) (SNI1726, 2019)

Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) Menurut SNI 1726 (2019:34) untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada

periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi factor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) lihat Tabel 2.7 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) lihat Tabel 2.8. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumus berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.2)$$

Keterangan:

F_a = getar periode pendek, lihat Tabel 2.7

F_v = getar periode 1 detik, lihat Tabel 2.8

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik

Tabel 2.7 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 2,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS					

Sumber : SNI 1726-2019:34

Tabel 2.8 Koefisien situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, T = 2,2 detik, Ss					
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1,0	Ss = 1,25	Ss ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS					

Sumber: (SNI 1726-2019:34-35)

2.2.5.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Menurut SNI 1726 (2019:35) parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek SDS dan pada periode 1 detik SD1, harus ditentukan melalui rumus berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

S_{D1} = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik

Hasil Analisa parameter percepatan tanah dan gempa dari aplikasi desain spektra Indonesia dapat dilihat pada Tabel 2.9,

Tabel 2.9 Parameter percepatan gempa

Variabel	Nilai	Variabel	Nilai
PGA (g)	0,406		
SS (g)	0,879	Sms (g)	1,010
S1 (g)	0,410	Sm1 (g)	0,775
CRS	0,000	Sds (g)	0,673
CR1	0,000	Sd1 (g)	0,516
Fa	1,148	To (detik)	0,153
Fv	1,889	Ts (detik)	0,767

Sumber :www.puskim.pu.go.id

2.2.5.5 Spektrum Respon Desain

Menurut SNI 1726 (2019:35), spektrum respons desain dapat ditentukan berdasarkan ketentuan berikut :

- a. Periode lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , menggunakan persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

- b. Periode lebih besar dari T_s , tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_1 , respons spektral percepatan desain, S_a , menggunakan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.6)$$

- c. Periode lebih besar dari T_1 , respons spektral percepatan desain, S_a , menggunakan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1 \cdot T_1}{T^2} \quad (2.7)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

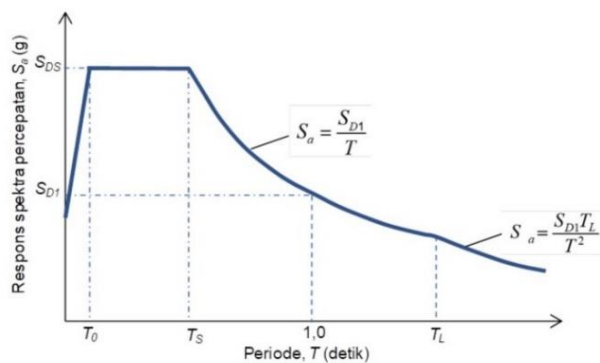
$SD1$ = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

T_0 = $0,2 \frac{SD1}{SDS}$

T_s = $\frac{SD1}{SDS}$

T_L = peta transisi periode panjang ditunjukkan pada gambar 2.3



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

Sumber : SNI 1726-2019

2.2.5.6 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726-2019, kategori desain seismik ditentukan berdasarkan parameter respons percepatan yang disajikan pada tabel 2.9 dan tabel 2.10.

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai SDS	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 < SDS < 0,33$	B	B
$0,33 < SDS < 0,50$	C	C
$0,50 < SDS$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019:37

Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons

Nilai SD1	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 < SD1 < 0,133$	B	B
$0,133 < SD1 < 0,20$	C	C
$0,20 < SD1$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019:37

Untuk menentukan periode suatu prinsip pendekatan (T_a) dalam satuan detik menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2019) digunakan untuk menghitung periode bangunan yang ketinggian bangunan tersebut tidak melebihi 12 tingkat, dengan N adalah jumlah tingkat bangunan, berikut ini adalah rumusnya :

$$T_a = 0,1 N \quad (2.8)$$

2.2.5.7 Kombinasi Sistem Struktur Dalam Arah Yang Berbeda

Menurut SNI 1726 (2019:48) sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R, Cd, dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan system struktur. Dapat dilihat pada Tabel 2.11

Tabel 2.12 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk system pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respond, R	Faktor kuat lebih system Ω_0	Faktor pembe saran defleksi, Cd	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)				
				B	C	D	E	F
A. Sistem dinding penumpu								
B. Sistem rangka bangunan								
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5(1/2)	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4(1/2)	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3(1/2)	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4(1/2)	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2(1/2)	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4(1/2)	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang	6	3	5(1/2)	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2(1/2)	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3(1/2)	3	3(1/2)	10	10	10	10	10

Sumber : SNI 1726-2019:49-51

2.2.5.8 Gaya Geser Seismik

Gaya geser dasar seismik dihitung dengan rumus menurut (Badan Standardisasi Nasional, 2019), sebagai berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.9)$$

Keterangan:

C_s : Koefisien respon seismik dari tabel sesuai dengan rencana

W : Berat bangunan yang telah dihitung (kN)

2.2.5.9 Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Menurut SNI 1726 (2019:69-70) koefisien respon seismik (C_s) dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.10)$$

Keterangan:

S_{DS} : Parameter percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek dapat dilihat pada situs resmi

http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_Indonesia-2019//)

R : Faktor modifikasi respons dapat dilihat pada Tabel 2.11

I_e : Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 2.5

Menurut SNI 1726 (2019:70) nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan tidak boleh melebihi persamaan berikut ini:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{SD1.T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.13)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

Keterangan:

Dimana I_e dan R sebagaimana didefinisikan dalam 0

SD1 = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

2.2.5.10 Distribusi vertikal gaya

Menurut SNI 1726 (2019:73) gaya seismik lateral, F_x , (kN) di seberang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.15)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i^k} \quad (2.16)$$

Keterangan:

C_{vx} = vektor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (KN)

W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

- untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, = 1

- untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, = 2

- untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.3 Analisa Struktur

Hasil perhitungan dari beban hidup, beban mati dan beban gempa kemudian dikombinasikan sesuai dengan yang ada di peraturan pembebanan menurut SNI 1727 (2013:11-12) dan di input ke program pendukung ETABS. Berikut merupakan kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam metode desain kekuatan menurut SNI 1727 (2013:11-12) antara lain:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Keterangan:

D = beban mati

W = beban angin

L = beban hidup

E = beban gempa

Lr = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

2.4 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang adalah pondasi yang digunakan pada struktur dengan beban atas struktur yang besar, sehingga mengakibatkan terjadinya guling pada bangunan hal ini disebabkan adanya beban dinamis seperti angin dan gempa. Pondasi tiang diharapkan mampu meneruskan beban struktur atas bangunan dari tanah lunak ke tanah keras sehingga daya dukung tanah yang diperoleh besar karena system pemadatan secara vertikal dan terjadinya gesekan antara dinding tiang dengan lapisan tanah disekelilingnya. Jenis pondasi tiang ada banyak tipe yang dapat disesuaikan dengan kebutuhan, karakteristik lapisan tanah, keadaan lingkungan dan beban struktur bangunan itu sendiri.

Pondasi tiang dengan jenis pracetak atau pre-cast adalah jenis pondasi yang pembuatannya berada di pabrik, sehingga membutuhkan pengangkutan ke lokasi pembangunan. Bentuk dari pondasi pracetak pada umumnya berbentuk prisma dan silindris, berikut ini ada tiang panjang yang terbagi kedalam beberapa jenis :

- a. Tiang Spun Piles beton prategang dan pratarik
- b. Tiang Segi empat beton prategang
- c. Tiang Segi tiga beton prategang

- d. Tiang Spun Pile (Silindris) beton prategang dan pasca tarik
- e. Tiang Spun Square beton prategang

2.5 Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013).

2.5.1 Daya Dukung Ijin Vertikal Tiang

Menurut (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000) daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang seperti pada Gambar 2.4, dan besar dari daya dukung yang diizinkan R_a , diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} R_u + \frac{1}{n} (R_P + R_F) \quad (2.17)$$

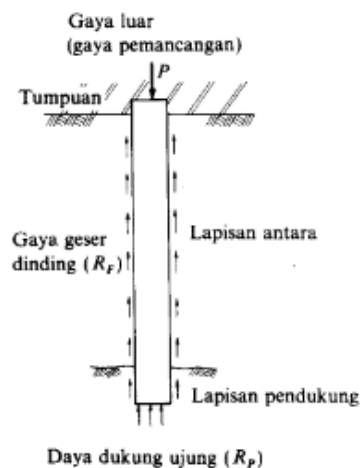
Dimana :

n : Faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam Tabel 2.12

R_u : Daya dukung batas tanah pondasi (ton)

R_P : Daya dukung terpusat tiang (ton)

R_F : Gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2.4 Mekanisme daya dukung tiang

Sumber : (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000)

Tabel 2.13 Faktor Kemanan

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konstruksi pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang geser	-	Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban tetap + Beban Sementara	-	-	2	-	
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

Sumber : (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000)

Kemudian diperkirakan berdasarkan rumus – rumus yang diajukan oleh Maeyerhof atau Terzaghi, serta dari rumus – rumus empiris yang diperoleh dari hasil pengikhtisaran data test pembebanan. Berikut ini adalah contoh yang dari rumus untuk jalan raya di Jepang:

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

$$R_a = \frac{1}{n}(R_U + W_s) + ws - w \quad (2.18)$$

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

$$R_a = \frac{1}{n}R_U \quad (2.19)$$

$$R_a = q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \quad (2.20)$$

Dimana :

R_u , R_a dan n yaitu besaran yang sama seperti diatas,

W_s : Berat tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W : Berat tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

q_d : Daya dukung terpusat tiang (ton/m^2)

A : Luas ujung tiang (m^2)

U : Panjang keliling tiang (m)

l_i : Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f_i : Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

Nilai q_d didapatkan dari diagram pada Gambar 2.5, dengan mengetahui hasil panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung dibagi dengan diameter tiang yang direncanakan maka dapat digarisakan garis vertical menyentuh garis diagonal pada grafik dan ditarik garis horizontal, maka nilai q_d diketahui.

Menurut (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000) N adalah harga rata-rata N yang dapat dilihat di data tanah pada ujung tiang, dengan rumus persamaan seperti dibawah ini:

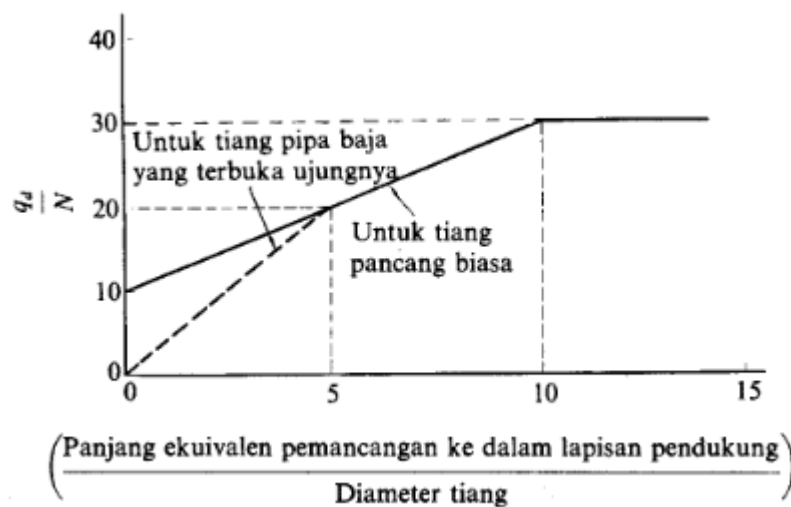
$$\underline{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (2.21)$$

Dimana :

\underline{N} : Harga N 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



Gambar 2.5 Diagram Perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

Sumber : (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000)

Tabel 2.14 Intensitas Gaya Geser pada Dinding Tiang

Jenis tiang	Tiang Pracetak	Tiang dicor di tempat
Jenis tanah pondasi		
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, Suyono Nakazawa, 2000)

Gaya geser maksimum pada dinding ft dapat ditentukan dengan melihat Tabel 2.13 disesuaikan jenis tiang dan jenis tanah pada pondasi. Kohesi tanah pondasi di sekitar tiang dan dianggap sebesar 0,5 kali q_u (kekuatan geser *unconfined/unconfined compression strength*).

- Gaya gesek maksimum dapat dihitung menggunakan rumus $U \sum l_i \cdot f_i$. Nilai U adalah keliling tiang yang berbentuk lingkaran dan nilai $\sum l_i \cdot f_i$
- Daya dukung ultimit pada tiang tunggal

Daya dukung ultimit pada tiang tunggal dihitung menggunakan rumus :

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \quad (2.22)$$

- Daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

$$R_a = \frac{q_d \cdot A}{FK_1} + \frac{U \cdot \sum l_i \cdot f_i}{FK_2} \quad (2.23)$$

2.5.2 Daya Dukung Ijin Tarik Tiang

Daya dukung izin tarik pondasi tiang menggunakan persamaan yang berdasarkan pada data N-SPT (Mayerhof) sebagai berikut. (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i \cdot f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK_2} + W_p \quad (2.24)$$

Dimana :

P_{ta} : daya dukung ijin tarik tiang

A_{st} : keliling penampang tiang

l_i : panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i : gaya geser pada setimut segmen tiang
: N maksimum 12 ton/m², untuk silt/ctay
: N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand

FK2 : faktor keamanan, 3 dan 5

W_p : berat pondasi

2.6 Jumlah Tiang yang Diperlukan pada Tiang Pancang 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 (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013).

$$np = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.29)$$

Dimana :

np : jumlah tiang

P : gaya aksial yang terjadi (ton)

P_{all} : daya dukung ijin tiang (ton)

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad (2.30)$$

Dimana :

E_g = efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

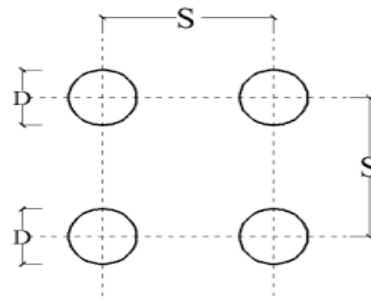
n = jumlah tiang dalam 1 baris

Daya dukung vertikal kelompok tiang = E_g x jumlah pile x daya dukung ijin tiang. Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013).

2.7 Jarak Antar Tiang Kelompok

Dianjurkan dalam tahap perencanaan jarak yang diharuskan adalah dari 3d ke tengah diantara tiang dengan 2d jarak yang sesungguhnya, artinya adalah jarak yang dilaksanakan dalam tahap pengerjaan di lapangan. Dimana dalam

pengerjaannya 2,5d ke arah tengah biasanya lebih mendapatkan keuntungan buruknya adalah efisiensinya berkurang (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013).



Gambar 2.6 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

(Sumber : Sardjono, 1991)

$$S \geq 2,5 D$$

$$S \geq 3 D$$

Dimana :

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

D = diameter tiang

2.8 Beban Maksimum Tiang pada Tiang Kelompok

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya. Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi. (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013). Beban maksimum yang terdapat dalam tiang bisa dihitung dari persamaan di bawah ini :

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times X_{max}}{n y \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \times Y_{max}}{n y \Sigma Y^2} \quad (2.31)$$

Dimana :

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

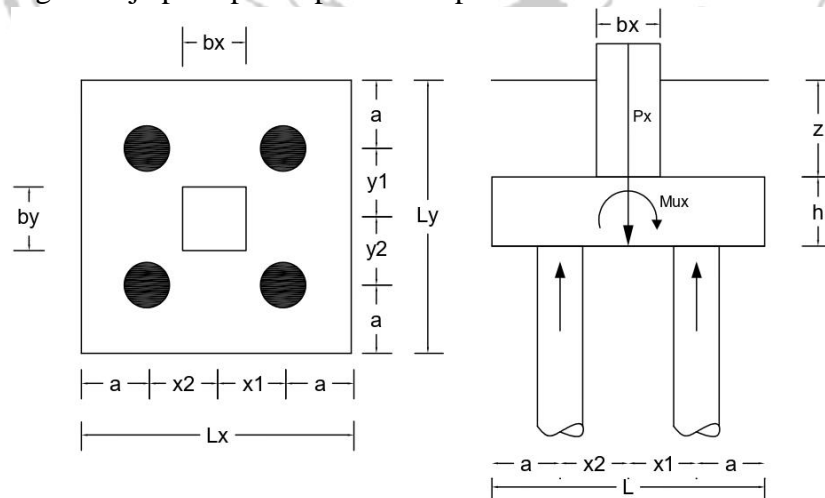
ΣY^2 : jumlah kuadrat Y

n_x : banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y : banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_p : jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan tetapi apabila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada. Adapun simulasi beban yang bekerja pada pile cap dilihat seperti Gambar 2.8 berikut :



Gambar 2.7 Beban yang bekerja pada pile cap

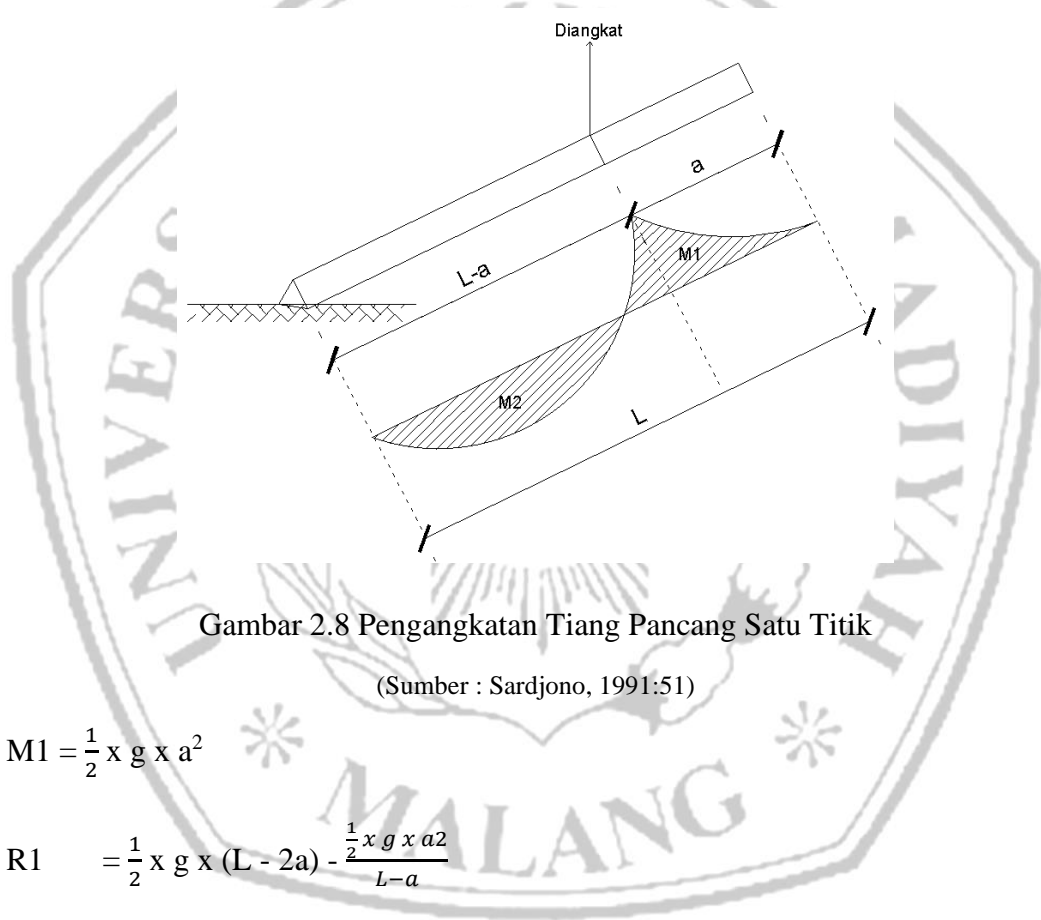
Sumber : (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013)

2.9 Kontrol Pengangkatan Tiang

Kontrol tiang pancang terhadap proses pengangkatan dimaksudkan agar tiang pancang tetap aman terhadap momen yang timbul yang diakibatkan oleh berat sendiri tiang pada saat pengangkatan. Dimana dalam prosesnya pengangkatan tiang terjadi dua proses yaitu.

2.9.1 Pengangkatan Satu Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan satu titik dapat dilihat pada Gambar 2.9 (Sardjono, 1991: 51).



Gambar 2.8 Pengangkatan Tiang Pancang Satu Titik

(Sumber : Sardjono, 1991:51)

$$M1 = \frac{1}{2} x g x a^2$$

$$\begin{aligned} R1 &= \frac{1}{2} x g x (L - 2a) - \frac{\frac{1}{2} x g x a^2}{L-a} \\ &= \frac{g x (L - a)}{2} - \frac{g x a^2}{2 x (L-a)} \\ &= \frac{g x (L^2 - a)}{2} - \frac{g x a^2}{2 x (L-a)} \end{aligned}$$

$$M1 = R1x - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.32)$$

Syarat ekstrim :

$$\frac{dMx}{dx} = 0 \quad (2.33)$$

$$R_1 - g \cdot x = 0$$

Maka :

$$X = \frac{R_1}{g} = \frac{L_2 \cdot 2a \cdot L}{2 \cdot (L-a)} \quad (2.34)$$

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_2 &= R_1 \frac{L_2 \cdot 2a \cdot L}{2 \cdot (L-a)} \\ &= \frac{1}{2} \cdot g \frac{L_2 \cdot 2a \cdot L}{2 \cdot (L-a)} \end{aligned} \quad (2.35)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \frac{L_2 \cdot 2a \cdot L}{2 \cdot (L-a)}$$

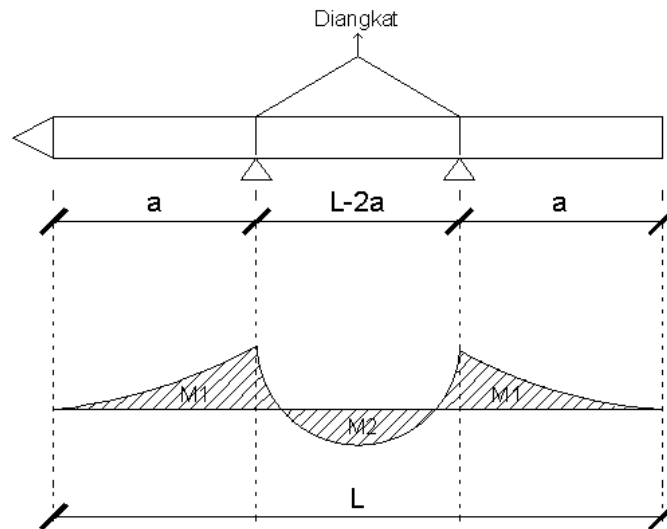
$$a = \frac{L_2 \cdot 2a \cdot L}{2 \cdot (L-a)}$$

$$2a^2 - 4 \cdot a \cdot L + L^2 = 0 \quad (2.36)$$

Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan. Penulangan pondasi selanjutnya memiliki cara yang sama persis dengan penulangan pile cap, yang dimana tiang pancang dianggap sebagai balok.

2.9.2 Pengangkatan Dua Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan dua titik dapat dilihat pada Gambar 2.10 (Sardjono, 1991: 51).



Gambar 2.9 Pengangkatan tiang pancang pada dua titik

(Sumber : Sardjono, 1991:51)

$$M_1 = \frac{1}{2} \times g \times a^2 \quad (2.37)$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times g \times (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \times g \times a^2 \quad (2.38)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \times g \times a^2 = \frac{1}{8} \times g \times (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \times g \times a^2 \quad (2.39)$$

$$4a^2 + 4a \cdot L - L^2 = 0$$

2.10 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan Pile Cap

Sambungan antara tiang pancang dengan pile cap diletakkan pada bagian yang tertanam cukup kecil memanfaatkan tulangan pada beton karena tiang masih bisa menahan momen. Perencanaan sambungan tiang pancang dengan pile cap ditunjukkan pada Gambar 2.11



Gambar 2.10 Sambungan tiang pancang dengan pile

Sumber : (Sosrodarsono, Suyono Nakazawa, 2000)

2.11 Perencanaan Pile Cap

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Pile cap biasanya terbuat dari beton bertulang (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013). Perencanaan pile cap dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

- Pile cap sangat kaku
- Ujung atas tiang menggantung pada pile cap. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pile cap ke tiang.
- Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

2.12 Penulangan Pile Cap

Penulangan pile cap dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan pile cap mempunyai beberapa langkah sebagai berikut (Rusdianto, 2005:115).

1. Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K_{\text{perlu}} = \frac{Mu}{b \cdot d^2} \quad (2.40)$$

Dimana :

Mu : Momen yang terjadi pada balok (kgm)

- b : lebar balok (m)
 h : tinggi balok (m)
 d : tinggi efektif (m) = h – 60 mm

2. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_c'}} \quad (2.41)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y} \quad (2.42)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.43)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.44)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.45)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, dimana :

f_c' : mutu beton (Mpa)

f_y : mutu baja (Mpa)

β_1 : 0,85

3. Harga rasio penulangan tarik dapat mencukupi syarat maka akan dilanjutkan dengan perhitungan luas tulangan $A_s = \rho \cdot b \cdot d_{rencana}$

Dimana :

A_s : luas tulangan (mm^2)

4. Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka data dilanjut dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang di sesuaikan dengan luas tulangan telah dihitung.

5. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$)

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan}$$

2.13 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastics etttement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c . (Pamungkas, Anugrah. Harianti, 2013)

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.46)$$

dimana:

S = penurunan total

S_i = immediate settlement

S_c = consolidation settlement

a. Penurunan segera (*immediate settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsti (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut :

$$S_i = \mu_i \mu_0 \frac{q B}{E_u} \quad (2.47)$$

Dimana :

S_i : penurunan segera

q : tekanan yang terjadi (P_u/A)

B : lebar kelompok tiang

E_u : modulus deformasi pada kondisi undrained

μ_i : faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_0 : faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

b. Penurunan Konsolidasi (*consolidation settlemen*)

Penurunan konsolidasi dihitung dari hasil test oedometer. Kurva tekanan angka pori (*pressure-voids ratio curve*) hasil dari test tersebut digunakan untuk menentukan koefisien pemampatan. Penurunan akibat konsolidasi dinyatakan dalam persamaan :

$$S_c = \frac{H}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2.48)$$

Dimana :

S_c : Penurunan pondasi

H : Total lapisan tanah cohesive dibawah dasar pondasi

e_0 : angka pori pada tekanan awal

C_c : indeks pemampatan

P_0 : tegangan tanah akibat di tengah – tengah lapisan inti cohesive dibawah dasar pondasi.

ΔP : tambahan tegangan akibat struktur pondasi

