

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur bangunan tahan gempa yaitu bangunan yang tidak runtuh meski mengalami kerusakan pada strukturnya ketika diguncang gempa besar, serta memiliki fleksibilitas dalam meredam getaran yang terjadi. Perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah keruntuhan bangunan akibat gempa kuat (ekstrim) yang terjadi di lokasi bangunan. Untuk bertahan terhadap gempa kuat tanpa mengalami keruntuhan maka struktur bangunan harus didesain sedemikian rupa untuk menghasilkan struktur bangunan yang berperilaku duktail.

Filsafat yang merupakan dasar untuk peraturan muatan gempa adalah sebagai berikut : filsafat ini diambil dari pedoman penasehat yang diterbitkan pada tahun 1978. Dimana gedung-gedung harus dapat :

- Menahan gempa bumi yang besar tanpa mengakibatkan kerusakan besar terhadap bagian strukturnya dan juga keamanan jiwa yang terkena kerusakan gedung harus dilindungi.
- Menahan gempa bumi yang sedang (*moderate earthquakes*) tanpa mengakibatkan kerusakan struktur yang berarti.
- Menahan gempa bumi yang kecil tanpa sama sekali mengalami kerusakan.

karena gedung atau bangunan yang akan direncanakan terletak pada kategori design seismik gempa (KDS C) dengan percepatan gravitasi 0,19 g, maka dalam penulisan Tugas Akhir Skripsi ini menggunakan metode Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Yang dimaksud dengan sistem Pemikul Momen menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh *Prof. Ir Racmat Purwono, M.Sc* adalah suatu rangka sistem ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur geser dan aksial.

Sistem Rangka Pemikul Momen adalah suatu sistem rangka ruang dalam yang komponen-komponen strukturnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Ciri-ciri SRPM yaitu beban lateral khususnya gempa ditransfer melalui mekanisme lentur antara balok dan kolom sehingga peranan balok, kolom dan sambungan balok kolom sangat penting. (*Nanar Syarif, 2011*).

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah yaitu sistem rangka ruang dalam mana komponen-komponen strukturnya dan joint-jointnya menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial, sistem ini pada dasarnya memiliki daktilitas sedang dan dapat digunakan di kategori resiko gempa III (3) dengan tingkat kegempaan sedang dan memiliki koefisien modifikasi respon Gempa (R) = 5,5.

Suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaanya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Pada SNI 03-2847-2013 (tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung), SRPMM dijelaskan secara tersendiri pada pasal 21.3. pada pasal tersebut, dijelaskan tata cara perhitungan beban geser batas berikut pemasangan tulangan gesernya. Kemampuan penampang dalam mengantisipasi perbalikan momen juga disyaratkan pada peraturan tersebut.

Kuat geser rencana balok, kolom dan kontruksi pelat dua arah yang memikul beban gempa tidak boleh kurang dari pada :

- Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilitasnya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa (E) dimana nilai E diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

2.4 Peraturan – peraturan yang digunakan

Desain perencanaan ini mengacu pada beberapa peraturan perencanaan, yaitu :

1. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI-03-2847-2013).
2. Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI-03-1726-2012).
3. Peraturan pembebanan (SNI-1727-2013).

2.5 Pembebanan Komponen Struktur

Beban yang bekerja dan diperhitungkan adalah beban vertikal dan beban horizontal. Beban horizontal dapat berupa beban angin dan beban gempa. Struktur portal direncanakan terhadap beban horizontal akibat beban gempa saja karena perencanaan struktur beton bertulang beban gempa lebih dominan dibandingkan beban angin. Beban vertikal meliputi beban mati dan beban hidup. Dari analisa pembebanan inilah akan direncanakan untuk dapat menahan beban, sehingga konstruksi dapat digunakan dengan aman. Pembebanan struktur ini berdasarkan pada peraturan pembebanan SNI-1727-2013 dan SNI-03-1726-2012 tentang gempa, antara lain :

2.5.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap atau posisinya tidak berubah selama usia penggunaan bangunan. Biasanya beban mati merupakan berat sendiri dari suatu bangunan, sehingga dapat dihitung secara akurat berdasarkan ukuran, bentuk dan berat jenis materialnya. Jadi, segala beban tambahan finishing, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut (*Peraturan Pembebanan 1727-2013*).

Beban Mati pada struktur terdiri dari Beban Mati Pelat Atap dan Beban Mati Pelat Lantai.

- Beban mati pelat atap, terdiri dari :

1. Berat sendiri pelat
2. Berat plafond an rangka
3. Lapisan penutup atap dan kedap air
4. Instalasi listrik, AC dan Instalansi air (bersih dan kotor)

- Beban mati pada pelat lantai, terdiri dari:

1. Berat sendiri pelat
2. Beban pemasangan keramik
3. Beban spesi
4. Beban plafond dan rangka
5. Instalansi listrik, AC dan Instalansi air (bersih dan kotor)

2.5.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh aktivitas diatas bangunan. Aktivitas yang timbul diatas bangunan sebenarnya tak menentu, hal ini disebabkan oleh fungsi dari bangunan itu sendiri. Menurut *Scheller (1989)* menjelaskan beban yang disebabkan oleh isi benda-benda di dalam atau di atas suatu bangunan disebut bahan penghunian (*occupancy load*).

Tabel 2. 1 Beban hidup terdistribusi merata minimum

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses Ruang kantor		
Ruang komputer	50 (2,4)	2 000 (8,9)
	100 (4,79)	2 000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	
Ruang pertemuan	100 (4,79) ^a	
Kursi tetap (terikat di lantai) Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	100 (4,79) ^a	
	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi(4,79 kN/m ²)	

Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor Lantai pertama Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in.x 2 in. [50 mmx50 mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1 in.x 1 in. [25 mm x 25 mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79)	
	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92) ^{a,b,c} c	

Tabel 2-1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{de} tidak boleh direduksi	<i>e,f,g</i>
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1 000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18) ^{a, h}	1 000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Pabrik ringan, berat	125 (6,00) ^a	2 000 (8,90)
	250 (11,97) ^a	3 000 -13,4
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban		
yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2 000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2 000 (8,90)

Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2 000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,79)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3,59) ^a	
Bangsas dansa dan Ruang dansa	100 (4,79) ^a	
Gimnasium	100 (4,79) ^{a,k}	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	60 (2,87) ^{a,k}	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)		
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	10 (0,48) ^l	
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semua ruang kecuali tangga dan balkon	20 (0,96) ^m	
Semua hunian rumah tinggal lainnya	30 (1,44)	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	

Tabel 2-1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Atap	20 (0,96) ⁿ	
Atap datar, berbubung, dan lengkung	100 (4,79)	
Atap digunakan untuk taman atap	Sama seperti hunian dilayani	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	<i>a</i>	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	<i>i</i>	
Awning dan kanopi	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka		
kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Rangka tumpu layar penutup		200 (0,89)
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	

Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung		2 000 (8,9)
dengan pekerjaan lantai		300 (1,33)
Titik panel tunggal dari batang bawah ranga atap atau		
setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang		
mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan		
garasi		
Semua komponen struktur atap utama lainnya		
Semua permukaan atap dengan beban pekerja		
pemeliharaan		
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1 000 (4,5)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,5)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1 000 (4,5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)

Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97) ^{a,p}	8 000 (35,6) ^q
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 ^r
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	
Gudang diatas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer		
(jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) ^a	
Berat	250 (11,97) ^a	

Tabel 2-1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata	Terpusat
	psf (kN/m ²)	lb (kN)
Toko		
Eceran		
Lantai pertama Lantai diatasnya	100 (4,79)	1 000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	75 (3,59)	1 000 (4,45)
	125 (6,00) ^a	1 000
		-4,45

Penghalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 ,79) ^a	

2.6 Beban Gempa

Dalam SNI 1726 : 2012 telah dijabarkan secara detail tahapan analisa gempa untuk bangunan gedung. Tahapan inilah yang akan menentukan aman atau tidaknya struktur tersebut ketika menerima beban gempa ditinjau dari simpangan horizontal yang dihasilkan dibandingkan dengan simpangan horizontal yang diijinkan. Analisa gempa pada bangunan gedung juga berfungsi untuk mengetahui apakah sistem struktur yang digunakan pada gedung tersebut mampu menahan beban lateral akibat gempa.

Menurut SNI 2847-2013 pasal 9.2.1 kekuatan perlu U harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor. Pengaruh salah satu atau lebih beban yang tidak bekerja secara serentak harus diperiksa (beban S (salju) dalam kombinasi beban yang tercantum di pasal 9.2.1 :

- a. Kombinasi beban

mati

$$U = 1,4D \quad (2.1)$$

- b. Kombinasi beban mati dan beban

hidup

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(A \text{ atau } R) \quad (2.2)$$

- c. Kombinasi beban mati, beban hidup, dan bebangempa

$$U = 1,2D + 1,0L + 1,0E \quad (2.3)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (2.4)$$

SNI 1726:2012 pasal 7.4 mengatur kombinasi beban gempa yang diperhitungkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L + 1,0\rho E_x + 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L + 1,0\rho E_x - 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L - 1,0\rho E_x + 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L - 1,0\rho E_x - 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L + 0,3\rho E_x + 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L + 0,3\rho E_x - 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L - 0,3\rho E_x + 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0L - 0,3\rho E_x - 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0\rho E_x + 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 1,0\rho E_x - 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D - 1,0\rho E_x + 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D - 1,0\rho E_x - 0,3\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 0,3\rho E_x + 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D + 0,3\rho E_x - 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D - 0,3\rho E_x + 1,0\rho E_y \\
 U &= (1,2 + 0,2 \text{ SDS})D - 0,3\rho E_x - 1,0\rho E_y
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- D : Pengaruh beban mati
- L : Pengaruh beban hidup
- A : beban hidup atap
- R : Pengaruh beban hujan
- W : Pengaruh beban angin
- E : Pengaruh beban gempa
- U : kuat perlu
- E_x : beban gempa arah x
- E_y : beban gempa arah y
- SDS : Parameter percepatan spectrum respons desain pada periode pendek

ρ : faktor redundansi

Dalam hal ini, faktor beban pada beban hidup L dalam pers. (2.2) sampai pers. (2.3) diizinkan direduksi sampai 0,5, kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana L lebih besar dari 500 Kg/ m²

Bila W didasarkan pada beban angin tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam pers.(2.2) sampai (2.4) dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam pers. (2.2).

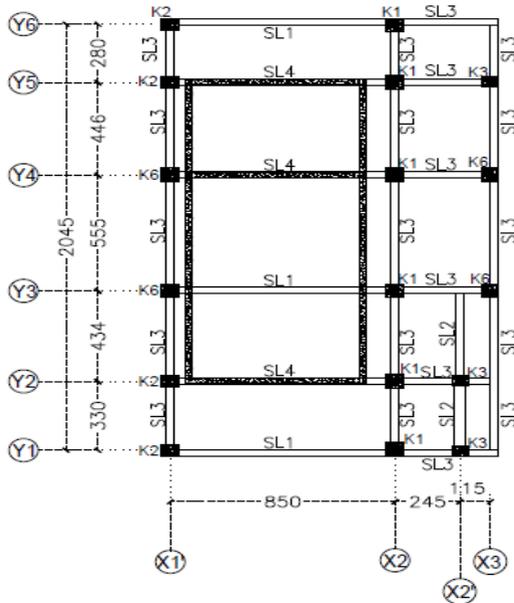
2.6.1. Analisa Pengaruh Beban Gempa Pada Gedung SRPMM

Data struktur dan pembebanan

Gambar dibawah ini menunjukkan suatu struktur gedung hipotetikal yang didesain menggunakan sistem rangka pemikul momen (SRPM) untuk masing-masing arah pembebanan gempa.

Data-data Gedung meliputi :

- Tipe bangunan : Rumah Sakit
- Letak bangunan : jauh dari pantai
- Kategori gempa : KDS C
- Tinggi bangunan : 30 meter
- Jumlah lantai : 10 lantai
- Mutu beton ($f'c$) : 24.9 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa (ulir)
240 Mpa (polos)



Gambar Layout Tipikal

2.6.2. Kuat Rencana

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban nominal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari standar, yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ).

Tabel 2. 2 Faktor Reduksi kekuatan (ϕ)

No	Uraian	Faktor Reduksi
1	Penampang terkendali tarik	0,9
2	Penampang terkendali tekan a. Komponen struktur dengan tulangan spiral b. Komponen struktur bertulang lainnya	0,75 0,65
3	Geser dan torsi	0,75
4	Tumpuan pada beton	0,65
5	Daerah angkur pasca tarik	0,85
6	Model strat dan pengikat, dan strat, pengikat, daerah pertemuan (<i>nodal</i>), dan daerah tumpuan dalam model	0,75
7	Penampang lentur dalam komponen struktur pratarik dimana penanaman <i>strand</i> kurang dari panjang penyaluran a. Dari ujung komponen struktur ke ujung panjang transfer b. Dari ujung panjang transfer ke ujung panjang penyaluran boleh ditingkatkan secara linier	0,75 0,75 ~ 0,9

(SNI 2847:2013 pasal 9.3)

2.6.3. Kategori Resiko Gempa dan Faktor Keutamaan Gempa

Table resiko gempa dikelompokkan menjadi empat kategori resiko berdasarkan jenis pemanfaatan gedung.

Tabel 2. 3 Kategori Resiko Gempa

Sumber : SNI 1726:2012

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
-------------------	-----------------

<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Fasilitas pertanian, perkebunan, pertemakan, dan perikanan ➤ Fasilitas sernentara ➤ Gudang penyimpanan ➤ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,II,III,dan IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Perumahan ➤ Rumah toko dan rumah kantor ➤ Pasar ➤ Gedung perkantoran ➤ Gedung apartemen/ rumah susun ➤ Pusat perbelanjaan mall ➤ Bangunan industn ➤ Fasilitas manufaktur ➤ Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko 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 	III
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Bangunan untuk orang jompo 	

<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagaaian, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Pusat pembangkit listrik biasa ➤ Fasiitas penanganan air ➤ Fasilitas penanganan limbah ➤ Pusat telekomunikasi 	
<p>Gedung dan non gedung 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 non gedung yang ditunjukkan 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 sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat 	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat 	

<ul style="list-style-type: none"> ➤ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya ➤ 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 	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

Tabel 2. 4 Faktor Keutamaan Gempa

Sumber : SNI 1726:2012

Katagori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.6.4. Klasifikasi Situs

Dalam perumusan criteria desain seismic suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat keahlian yang

menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Penetapan situs SA dan kelas situs SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 meter lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit pondasi dan permukaan batuan dasar.

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka tanah tersebut harus diklarifikasikan sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE tau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs-nya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah atau dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF.

Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan definisi dari tabel 3 dan pasal-pasal sebagai berikut :

Tabel 2. 5 Definisi Kelas Situs

Sumber : SNI 1726:2012

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u
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

	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40 \%$, dan <p>Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa</p>
SF (tanah khusus, yang	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,
Membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifisitas	- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m),
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$),
	- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa.

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.6.5. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCER)

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda

1 detik (F_v). Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SMI) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$SMS = F_a S_s$$

$$SMI = F_a S_s$$

Keterangan :

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

S_I = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Dan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 4 dan Tabel 5. Jika digunakan prosedur desain sesuai dengan pasal 8, maka nilai F_a harus ditentukan sesuai pasal 8.8.1 yang tertera di SNI 1726:2012 serta nilai F_v , SMS dan S_{mI} tidak perlu ditentukan.

Tabel 2. 6 Koefisien Situs, F_a

Sumber : SNI 1726:2012

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan				
	pada periode pendek, $T= 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1

<i>SD</i>	1,6	1,4	1,2	1,1	1
<i>SE</i>	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
<i>SF</i>	SSb				

Catatan :

- a. Untuk nilai-nilai antara Ss dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik

Tabel 2. 7 Koefisien Situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ ≤ 0,2	S ₁ ≤ 0,3	S ₁ ≤ 0,4	S ₁ ≤ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SSb				

Catatan :

- a. Untuk nilai-nilai antara Ss dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik

- **Kecepatan Rata-Rata Gelombang Geser, Vs**

Nilai $\overline{V_s}$ harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut :

$$\overline{V_s} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{V_{si}}}$$

Keterangan :

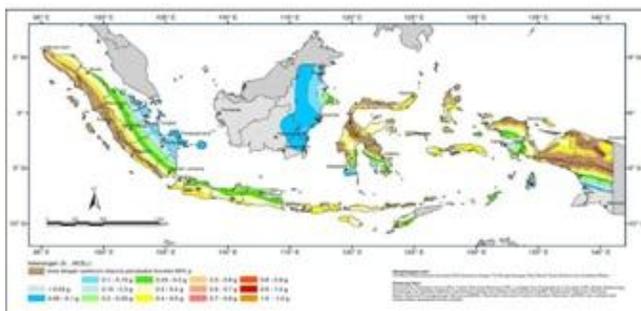
di = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

V_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan I dinyatakan dalam meter per detik (m/detik)

$$i = \sum_{i=1}^n di = 30 \text{ meter}$$

- **Peta Gempa Yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (McER)**

Peta gempa yang dipertimbangkan memiliki dua variable perioda 1 detik (S_1) dan percepatan pada perioda pendek (S_s), seperti dibawah ini :



Gambar 2. 1 S_1 gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER), kelas situs SB (Sumber : SNI 1726:2012)

2.7 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 kategori desain seismik sesuai dengan parameter percepatan respons spectral pada perioda pendek bisa dilihat pada tabel 2.5. apabila sesuai dengan

parameter percepatan respons spectral pada perioda 1 detik bisa dilihat tabel 2.6.

Tabel 2. 8 kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S DS

(Sumber : tabel 6 SNI 1726:2012)

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2. 9 kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S DI

(Sumber : tabel 7 SNI 1726:2012)

Nilai S_{DI}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek, SDS dan pada periode 1 detik, SD1 harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$\triangleright \text{SDS} = \frac{2}{3} \text{SMS}$$

$$\triangleright SD1 = \frac{2}{3} SM1$$

Dengan :

$$\triangleright SMS = fa. Ss$$

$$\triangleright SM1 = fv. S1$$

Dengan :

Ss dan S1 didapat dari peta gempa

Fa an fv didapatkan dari koefisien situs

Cs = koefisien respon gempa

W = berat bangunan

2.8 Spektrum Respons Desain

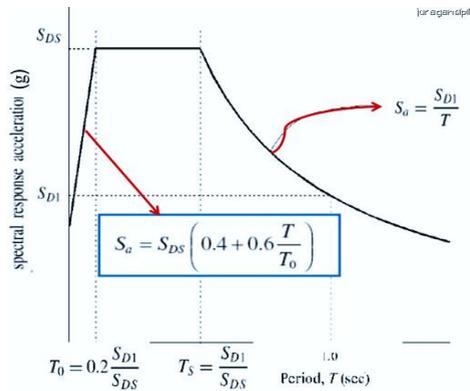
Berikut ini beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam spectrum respon desain, antara lain :

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil berdasarkan persamaan berikut ini :

$$S_a = SDS \left[0.40 + 0.60 \frac{T}{T_0} \right]$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spectrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$



Gambar 2. 2 Spektrum Respons Desain

Sumber : *Konsep SNI Gempa 1726 : 201X, Seminar HAKI 2011*

Dimana :

S_{DS} : parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek

S_{DI} : parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

T : perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,20 \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

2.9 Gaya Geser Dasar Akibat Gempa

Besarnya gaya geser dasar ditentukan berdasarkan persamaan :

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana :

Cs = koefisien respon gempa
W = berat bangunan

2.10 Koefisien Respon Gempa

Koefisi respon gempa ditentukan dengan persamaan :

$$C = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dengan :

SDS = parameter percepatan spectrum desain

R = factor modifikasi respon

Ie = factor keutamaan gempa

2.11 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Gaya lateral gempa (V_x (KN) yang timbul disemua tingkat garis ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar seismic (V) yang timbul di tingkat I, dalam (KN).

Geser tingkat desain gempa tingkat (V_x) (KN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertical sistem penahan gaya gempa ditingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relative elemen penahan vertical dan diafragma.

2.12 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya lateral gempa (V_x (KN)) yang timbul disemua tingkat garus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \text{ dan } C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum(W_i h_i^k)}$$

Dimana :

C_{vx} = factor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total geser didasar struktur, KN

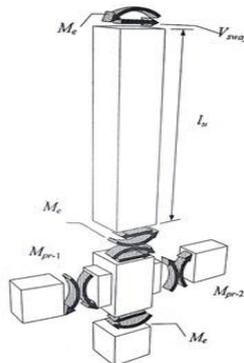
W_i dan W_x = Berat efektif total struktur pada tingkat yang ditinjau

H_i dan h_x = tinggi dasar struktur sampai tingkat yang ditinjau

K = eksponen yang terkait periode struktur sebagai berikut :

$T \leq 0,5$ detik, maka $k = 1$; $T \geq 2,5$ detik, maka $k = 2$ jika T antara 0,5-2,5 detik, harus dilakukan dengan interpolasi.

2.13 Desain Hubungan Balok dan Kolom SRPMM



Sketsa Hubungan Balok dan Kolom

Desain hubungan balok-kolom SRPMM yang ditulis (*Iswandi Imran & fajar hendrik*) dihal. 172-173 mengenai Perhitungan perencanaan hubungan balok-kolom yang merupakan tempat pertemuan komponen balok dan kolom yang telah didesain pada subbab 6.2 dan 6.3 akan diuraikan Analisa gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok kolom (HBK).

SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10.5(3) menyatakan bahwa tulangan hubungan balok-kolom SRPMM harus memenuhi syarat dan ketentuan dalam Pasal 13.11.2, yaitu pada join-join elemen portal ke kolom setidaknya harus disediakan tulangan lateral yang tidak kurang dari :

$$A_v = \frac{75 \sqrt{f_c} b_w s}{1.200 f_y}$$

2.14 Struktur Bawah (Lower - Structure)

Pondasi adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meyalurkan beban di atasnya (*upper structure*) kelapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup kuat. Pondasi tidak boleh terjadi penurunan melebihi batas ijin, oleh karena itu diperlukan perencanaan yang matang dan teliti dalam menghitung dan memilih tipe pondasi yang akan digunakan. Menurut Yulianti (2014) terdapat beberapa persyaratan dasar pondasi yaitu :

- a. Memiliki faktor keamanan (2 atau 3) agar aman terhadap kemungkinan keruntuhan geser.
- b. Bila terjadi penurunan pondasi (*settlement*), maka penurunan tersebut harus masih berada dalam batas toleransi.
- c. *Differential settlement* (penurunan sebagian) tidak boleh menyebabkan kerusakan serius atau mempengaruhi struktur bangunan.

2.14.1. Kriteria Pemilihan Pondasi

Pemilihan jenis struktur bawah yaitu pondasi, menurut *Suyono (1984)* harus mempertimbangkan hal-hal berikut :

- a. Keadaan tanah pondasi
Keadaan tanah pondasi kaitanya adalah dalam pemilihan tipe pondasi yang sesuai. Hal tersebut meliputi jenis tanah, daya dukung tanah, kedalaman lapisan tanah keras.
- b. Batasan – batasan keadaan lingkungan sekitarnya
Yang termasuk dalam batasan ini adalah kondisi lokasi proyek, dimana perlu diingat bahwa pekerjaan pondasi tidak boleh mengganggu ataupun membahayakan bangunan dan lingkungan yang telah ada di sekitarnya.
- c. Batasan – batasan akibat struktur di atasnya
Keadaan struktur atas akan sangat mempengaruhi pemilihan tipe pondasi. Hal ini meliputi kondisi beban (besar beton, arah beban dan penyebaran beban), sifat dinamis bangunan di atasnya (statis tertentu atau tak tentu, dan kekakuannya).
- d. Biaya dan waktu pelaksanaan pekerjaan
Sebuah proyek pembangunan akan sangat memperhatikan aspek waktu dan biaya pelaksanaan pekerjaan, karena hal ini sangat erat hubungannya dengan tujuan pencapaian kondisi yang ekonomis dalam pembangunan.

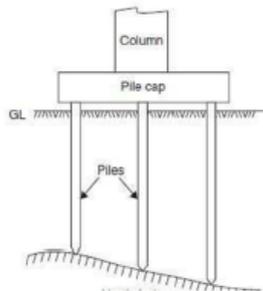
Adapun pemilihan jenis pondasi yang sesuai dengan hasil penyelidikan tanah berdasarkan pengalaman di lapangan :

1. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 3-10 meter di bawah permukaan tanah, maka disarankan untuk menggunakan pondasi dangkal dengan perbaikan tanah atau pengakuan struktur, pondasi sumuran atau disebut tiang mini.

2. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter dibawah permukaan tanah, dalam kondisi ini menggunakan pondasi telapak.
3. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter dibawah permukaan tanah, dalam kondisi ini menggunakan pondasi tiang apung.
4. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 20 meter dibawah permukaan tanah, maka pada kondisi ini apabila penurunannya diizinkan dapat menggunakan tiang geser dan apabila tidak boleh terjadi penurunan, biasanya menggunakan tiang pancang, tetapi bila terdapat batu besar pada lapisan antara permukaan kaisan lebih menguntungkan.
5. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman 40 meter dibawah permukaan tanah, dalam kondisi ini menggunakan tiang baja dan tiang beton yang dicor ditempat. (Bowles J.E, 1993).

Melihat kondisi bangunan, yang merupakan gedung bertingkat 10 lantai. Maka pondasi yang disarankan untuk di aplikasikan di gedung ini yaitu pondasi tiang.

2.14.2. Pondasi Tiang



Gambar Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang digunakan bila lapisan tanah di kedalaman normal tidak mampu mendukung beban dan lapisan tanah keras berada sangat dalam. Pondasi ini terbuat dari kayu, beton dan baja dengan diameter yang lebih kecil dan lebih panjang dibanding pondasi sumuran yang biasanya dipakai untuk bangunan dengan rekayasa beban menengah (*El-Esnawy, 2010*). Pondasi tiang pancang ini berfungsi untuk memindahkan atau mentranferkan beban-beban dari kontruksi di atasnya (*super structure*). Pondasi tiang diperlukan untuk mendukung struktur atas untuk kondisi – kondisi sebagai berikut :

- a. Pada kondisi beban horizontal yang besar, pondasi tiang dapat menahan beban horizontal (bending) sementara daya dukung vertikalnya relatif tidak terganggu.
- b. Apabila lapisan tanah atas terlalu lunak untuk mendukung beban dengan menggunakan pondasi dangkal, maka diperlukan pondasi yang dalam (panjang) untuk meneruskan beban dari atas ke dalam lapisan tanah bawah yang lebih kuat.
- c. Kondisi tanah dasar yang beresiko terhadap penggerusan. Kondisi ini sering dijumpai pada struktur pilar dan abutment jembatan dimana resiko erosi akibat aliran air sangat besar.
- d. Pada kondisi tanah yang mudah hancur.
- e. Kondisi – kondisi yang memungkinkan adanya gaya angkat (up lift) yang cukup besar.
- f. Pertimbangan biaya kontruksi, dimana pada keadaan umum biasanya pondasi dangkal memerlukan biaya yang lebih murah, namun pada keadaan khusus dimana kontruksi tiang dapat menjadi lebih murah di banding pondasi dangkal.

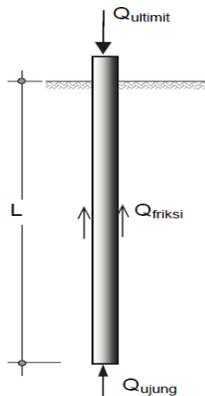
2.14.3. Kapasitas Pondasi Tiang

- **Tiang Tunggal (Tiang Soliter)**

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan atau kapasistas tiang dalam mendukung beban (Hardiyanto, 2011). Jika dalam kapasistas dukung pondasi dangkal satuannya adalah satuan tekanan (kPa) maka dalam kapasitas dukung tiang pancang satuannya adalah satuan gaya (kN).

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif, adalah jumlah tahanan gesek sisi tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi anantara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya.

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil nilai SPT dengan menggunakan Metode *Mayerhof* dan faktor keamanan, $SF1=3$, dari data SPT dengan kedalaman 49 m.



Gambar 2. 3 Daya Dukung Tiang Tunggal

$$Q_{ultimit} = Q_{ujung} + Q_{friksi} \text{ Atau } Q_{ultimit} = q \times A_{ujung} + f \times A_{selimut}$$

$$f = 0. L$$

keterangan :

$Q_{ultimit}$: kapasitas ultimit pondasi tiang tunggal (kN)

Q_{ujung} : tahanan ujung tiang (kN)

Q_{friksi} : tahanan ujung gesek (kN)

Q : kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (kN/m^2)

F : gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang (kN/m^2)

O : keliling tiang (m)

L : panjang tiang (m)

A_{ujung} : luas permukaan ujung tiang (m^2)

$A_{selimut}$: luas permukaan selimut tiang (m^2)

Non-koheusif :

$$f_{total} = \sum(f_i \cdot L_i)$$

$$f_i = 2 \cdot N \tau$$

$$q = 40 \cdot N (L/D) < 400 \cdot N$$

Keterangan :

F_{total} : total gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk setiap lapisan yang dijumpai (kN/m)

f_i : gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk lapisan ke- i (kN/m^2)

L_i : tebal lapisan tanah ke- i (m)

L : total panjang tiang (m)

D : diameter tiang (m)
 q : kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (kN/m^2)

$$Q_{\text{ultimit}} = Q \cdot A \text{ ujung} + 0 \cdot f \text{ total}$$

Keterangan :

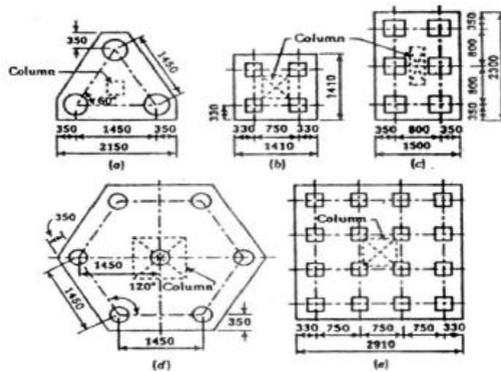
Q_{ijin} : kapasitas ijin pondasi tiang tunggal (KN)

SF : faktor aman yang nilainya 2,5 – 3

- **Daya Dukung Kelompok Tiang Dan Effisiensi**

Meskipun pada tiang yang berdiameter besar ataupun untuk beban yang ringan sering digunakan pondasi tiang tunggal untuk memikul beban kolom atau beban struktur, namun pada umumnya beban kolom struktur atas dapat pula dipikul oleh suatu kelompok tiang. Penggunaan kelompok tiang mempunyai keuntungan-keuntungan sebagai berikut :

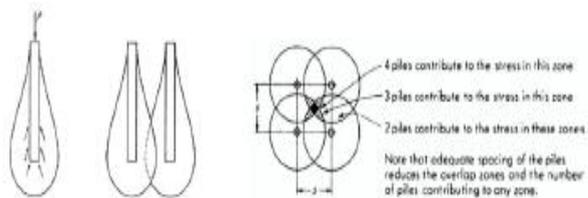
- Dapat digunakan bila tiang tunggal tidak mempunyai kapasitas khusus untuk menahan kolom.
- Kegagalan dari sebuah tiang dapat diminimalisasi dengan adanya tiang-tiang yang lain. (prinsip redundancy).
- Menyebabkan terjadinya pemadatan pada arah lateral, terutama pada pemancangan tiang. Hal ini akan meningkatkan tekanan tanah lateral yang bekerja di sekeliling tiang, sehingga meningkatkan kapasitas tahanan geseknya. Hal ini juga berlaku pada jenis tanah pasir.



Gambar. Beberapa Konfigurasi Kelompok Tiang Tipikal

(sumber : Manual Pondasi Tiang)

Pondasi tiang yang duduk di atas lapisan pasir padat biasanya merupakan tiang tahanan ujung. Untuk overlapping tegangan yang terjadi akan memperbesar tegangan keliling di sekitar tiang. Hal ini menguntungkan untuk pondasi yang duduk di pada tanah pasir karena daya dukungnya akan meningkat.



Gambar. Ilustrasi Overlapping Zona Tegangan

Di sekitar Kelompok Tiang

(sumber : Manual Pondasi Tiang)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{\text{Daya Dukung Kelompok Tiang}}{\text{jumlah tiang} \times \text{daya dukung tiang tunggal}}$$

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya. Laporan dari *ASCE Committe on Deep Foundation (1984)*, menganjurkan untuk tidak menggunakan efisiensi kelompok untuk mendeskripsikan aksi kelompok tiang (group action).

Laporan yang dihimpun berdasarkan studi dan publikasi sejak tahun 1963 itu menganjurkan bahwa tiang gesekan pada tanah pasiran dengan jarak tiang sekitar $2.0 D \sim 3.0 D$ akan memiliki daya dukung yang lebih besar dari pada jumlah total daya dukung individual tiang dan sedangkan untuk tiang gesekan pada tanah kohesif, geser blok di sekelilingi kelompok tiang ditambah dengan daya dukung ujung besarnya tidak boleh melebihi jumlah total daya dukung masing-masing tiang.

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa factor diantaranya :

- Jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang.
- Modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung).
- Prosedur pelaksanaan kontruksi (tiang pancang atau tiang bor).
- Urutan instalasi tiang.
- Jangka waktu setelah pemancangan.
- Interaksi anatara pile cap dengan tanah di permukaan.

- **Efisiensi Kelompok Tiang**

Berdasarkan referensi dari buku “Analisa Dan Desain Pondasi”, jilid 2, karya Joseph E. Bowles, pada halaman 279 perhitungan daya dukung pile dalam kelompok haruslah mempertimbangkan nilai efisiensi. Daya dukung tiang kelompok ditentukan oleh daya dukung tiap-tiap tiang dan susunan tiang-tiang tersebut dalam sebuah grup.

Dengan formula sederhana yang didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai satu kesatuan (blok).

$$E_g = \frac{2.(m+n-2).s+4.D}{p.m.n}$$

Dimana :

- m = jumlah tiang pada deretan baris
- n = jumlah tiang pada deretan kolom
- s = jarak antar tiang
- D = diameter atau sisi tiang
- P = keliling dari penampang tiang

Pada tiang pancang, baik pada tiang gesekan maupun tiang tahanan ujung dengan $s \geq 3.0D$, daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh daya dukung tiang tunggal ($E_g = 1$).

- **Daya Dukung Kelompok Tiang**

Daya dukung batas kelompok tiang didasarkan pada aksi blok yaitu bila kelompok tersebut berperan sebagai blok. Daya dukung kelompok tiang dapat ditentukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

$$\Sigma Q_{\text{tiang kelompok}} = (m.n.E_g). Q_a$$

Dimana :

- m = Jumlah tiang pada deretan baris
- n = Jumlah tiang pada deretan kolom
- Q_a = Daya dukung ijin tiang tunggal

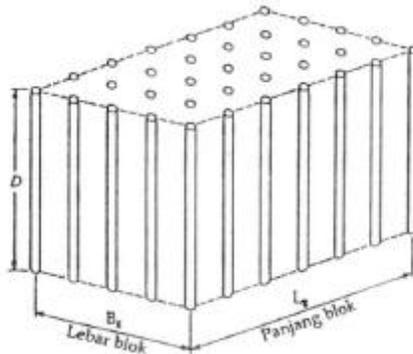
Tentukan daya dukung dari blok kelompok tiang yang berukuran $L_g \times B_g \times H$:

$$\Sigma q_u = L_g \cdot B_g \cdot q_p + \Sigma [2 \cdot (L_g + B_g) \cdot \Delta L \cdot f_s]$$

Dimana :

L_g = Panjang Balok

B_g = Lebar Balok



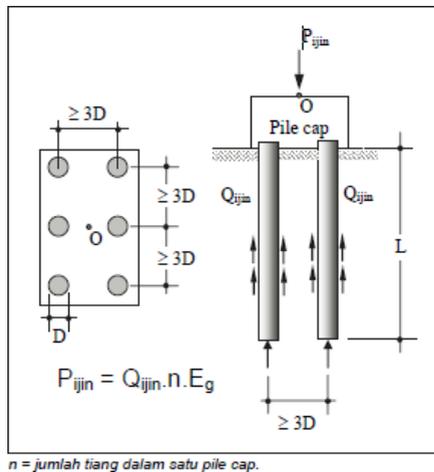
Gambar Kelompok Tiang Sebagai Pondasi Blok

Bandingkan kedua besaran ΣQ_u di atas, dan gunakan nilai terkecil sebagai kapasitas daya dukung ultimit dari kelompok tiang.

Hingga saat ini belum ada metode yang paling memuaskan menilai efisiensi kelompok tiang, sehingga seorang perencana geoteknik seringkali harus menggunakan “judgement”. Namun demikian terdapat beberapa petunjuk praktis sebagai berikut :

- Tentukan apakah keruntuhan blok akan terjadi. Umumnya bila jarak antar tiang cukup besar, keruntuhan tidak ditentukan oleh blok. Keruntuhan blok hanya terjadi bila jarak antara tiang cukup rapat ($s < 2D$), sehingga umumnya tidak terjadi masalah.

- Kapasitas dukung sementara kelompok tiang pancang pada tanah kohesif berkurang sebagai akibat tekanan air pori eksese yang timbul saat pemancangan. Efisiensi kelompok tiang sementara dapat turun hingga 0.4 ~ 0.8, tetapi akan meningkat terhadap waktu.
- Kelompok tiang pada tanah non-kohesif mencapai kapasitas maksimum sesaat setelah pemancangan karena air pori eksese akan segera terdisipasi. Efisiensi kelompok tiang umumnya lebih besar dari 1.0 untuk desain dapat digunakan nilai $E_g = 1.2$ untuk tiang pancang dan $E_g = 1.0$ pada pondasi tiang pancang pre-drilling.



Gambar 2. 4 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Tanah non-kohesif

- End bearing piles* (E_g diasumsikan 1,0)
- Floating* atau *friction piles* (E_g diasumsikan 1,0)

Tanah kohesif

Untuk jarak antara pile (pusat ke pusat) $3.D$

- a. *End bearing piles* (E_g diasumsikan 1,0)
- b. *Floating* atau *friction piles* ($0,7 \leq E_g \leq 1,0$)

Nilai E_g bertambah linier dari 0,7

Untuk $S = 3.D$ hingga 1,0 untuk $S = 8.D$

Untuk jarak antara pile (pusat ke pusat) $< 3.D$

Kapasitas P_{ijin} dihitung keruntuhan balok $SF = 3$

• **Perhitungan Beban Maksimum Yang Diterima Oleh Tiang.**

Gaya yang bekerja pada sebuah tiang akibat beban luar :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x_i^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y_i^2}$$

Di mana :

P_i = total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau terhadap arah
x

x_{max} = jarak maksimum yang ditinjau terhadap arah x

Σx_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as
poer arah x

Σy_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as
poer arah y

2.14.4. Pile Cap

Pile cap adalah matras beton tebal yang bertumpu pada beton atau tumpukan kayu yang telah digerakkan ke tanah lunak dan untuk mengikat pondasi sebelum didirikannya kolom di bagian atasnya.

Fungsi pile cap adalah untuk menerima beban dari kolom yang kemudian akan terus disebarkan ke tiang pancang dimana masing-masing pile menerima $1/N$ beban oleh kolom dan harus \leq daya dukung yang diijinkan ($Y=\text{ton}$) ($N=\text{jumlah kelompok pile}$). Jadi beban maksimum yang bisa diterima oleh pile cap dari satu kolom adalah sebesar $N \times (Y \text{ ton})$.

Bila beban eksentris atau beban sentris namun diikuti oleh momen, perancangan pelat penutup tiang dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

- a. Pelat penutup tiang sangat kaku.
- b. Ujung atas tiang menggantung pada pelat penutup (*pile cap*). Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pelat penutup ke tiang.
- c. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Anggapan-anggapan di atas memungkinkan hitungan beban tiang dan tegangan pada pelat penutup tiang secara teori elastis.