

## **BAB II TINJAUAN PUSTAKA**

### **2.1. Klasifikasi Umum**

Konstruksi bangunan pada umumnya dibedakan menjadi 2, yaitu : struktur atas (*upper*) dan struktur bawah (*lower*). Struktur bagian atas, seperti kolom, balok, plat, tangga terletak di atas lapisan tanah. Namun, yang dimaksud dengan "struktur bawah" adalah pondasi dan struktur lainnya yang berada di bawah permukaan tanah. Di dalam sebuah struktur, masing- masing komponen melakukan peran yang berbeda. Struktur bawah memikul beban yang diterima dari struktur atas, beban hidup (LL), beban mati (DL), beban gempa (E), dan beban angin adalah beberapa contoh beban (Pamungkas & Harianti, 2013 : 3).

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure* / *super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk tujuan itu pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban-beban berguna dan gaya-gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain (Gunawan, 1983 : 9).

Struktur atas merupakan istilah yang biasa dipakai untuk menjelaskan bagian-bagian dari system rekayasa yang membawa beban kepada pondasi atau struktur dibawahnya. Istilah struktur atas mempunyai arti khusus untuk bangunan-bangunan dan jembatan-jembatan, akan tetapi, pondasi tersebut dapat juga hanya menopang mesin-mesin, mendukung peralatan industrial (pipa, manara, tangka), bertindak sebagai alas atau papan iklan dan sejenisnya. Karena sebab inilah maka lebih baik menggambarkan pondasi sebagai bagian dari satu system rekayasa pendukung beban yang mempunyai bidang antara (*interfacing*) terhadap tanah. (Bowles, 2005 : 1).

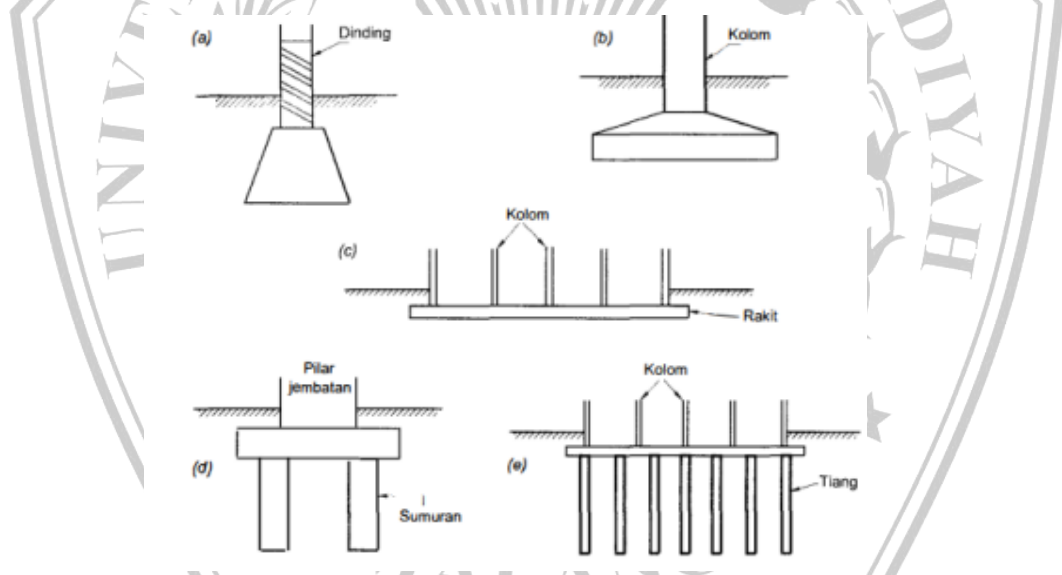
### **2.2. Macam-macam Jenis Pondasi**

Pondasi adalah bagian terbawah bangunan yang menyalurkan beban konstruksi ke tanah atau batuan di bawahnya. Ada dua klasifikasi pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang secara langsung memikul beban, seperti pondasi telapak, pondasi memanjang

dan pondasi terapan. Pondasi dalam mengacu pada pondasi yang memindahkan beban konstruksi ke tanah keras atau batuan yang relatif jauh dari permukaan, seperti pondasi sumuran dan pondasi tiang (Hardiyatmo, 1996 : 62).

### 2.2.1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah struktur bangunan paling bawah yang berfungsi meneruskan (mendistribusi) beban bangunan ke lapisan tanah yang berada relatif dekat dengan permukaan tanah. Meskipun pondasi dangkal sangat umum dipakai, namun pada kondisi tertentu pondasi tersebut tidak cocok untuk dipergunakan. sebagai contoh, apabila lapisan tanah yang dekat permukaan sangat jelek (lembek) atau ada kemungkinan terjadi gerusan dari air permukaan (erosi), genangan air atau bila pondasi menahan beban lateral yang sangat besar maka pondasi dangkal kurang cocok untuk digunakan (Setya Budi, 2011: 1). Pondasi dangkal memiliki beberapa jenis yang disajikan pada **Gambar 2.1**.



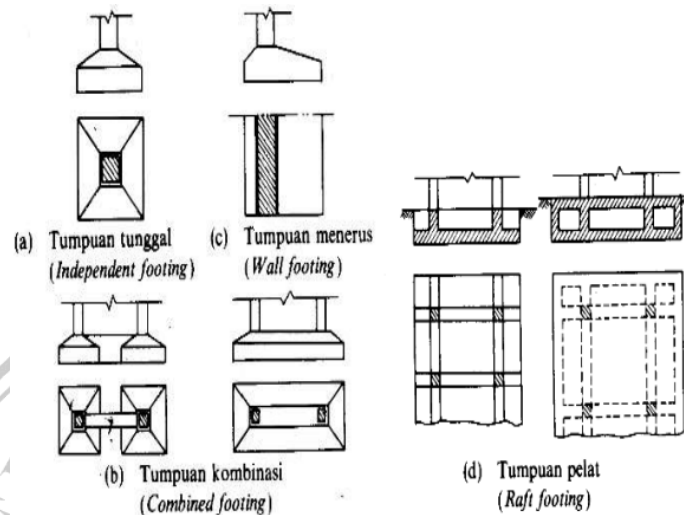
**Gambar 2.1** Jenis-Jenis Pondasi Dangkal. (a) pondasi memanjang; (b) pondasi telapak; (c) pondasi rakit; (d) pondasi sumuran; (e) pondasi tiang

(Hardiyatmo, 2011: 104)

#### a. Pondasi Telapak

Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang menopang bangunan langsung di atas tanah pondasi, dengan lapisan tanah yang baik dan cukup tebal untuk menopang bangunan tersebut sedikit dibawah permukaan tanah pondasi. Pondasi telapak pada umumnya di bangun di atas tanah yang menahan beban dengan cara

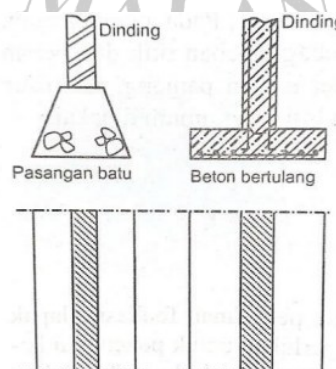
membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya sesuai dengan daya dukung bangunan dan tanah pondasi itu (Sosrodarsono, 2000 : 79). Pada Gambar 2.2 menyajikan contoh pondasi telapak yang dibedakan sebagai berikut :



**Gambar 2. 2** Jenis- jenis Pondasi Telapak. (a) tumpuan Tunggal; (b) tumpuan kombinasi; (c) tumpuan menerus; (d) tumpuan pelat (Sosrodarsono, 2000 : 80)

### b. Pondasi Memanjang

Pondasi memanjang adalah pondasi yang dirancang untuk menopang dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom berjarak dekat, sehingga sisi- sisinya sejajar satu sama lain. Pada perancangan, beban kolom biasanya dianggap sebagai beban titik dan beban dinding dianggap sebagai beban garis per satuan panjang. (Hardiyatmo,1996: 212). Pada Gambar 2.3 menyajikan contoh bentuk pondasi memanjang.



**Gambar 2. 3** Pondasi Memanjang (Hardiyatmo, 1996: 212)

**c. Pondasi Rakit**

Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak, atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berhimpit satu sama lain (Hardiyatmo, 2011: 103).

**d. Pondasi Sumuran**

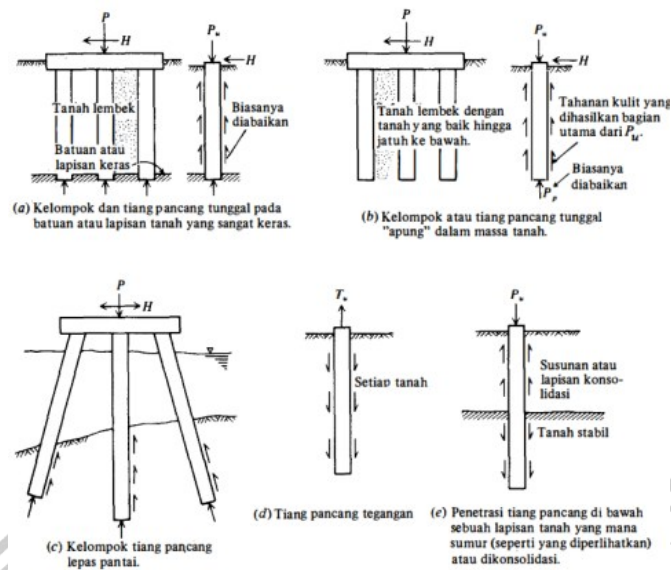
Pondasi sumuran atau kasion (*pier foundation/caisson*) yang merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam (Hardiyatmo, 2011: 103).

**2.2.2. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)**

Pondasi dalam seringkali disebut dengan pondasi tiang, yaitu struktur pondasi yang mampu menahan gaya tegak lurus sumbu tiang dan menampung lentur. Faktanya pondasi dalam lebih mahal dibandingkan pondasi telapak. Oleh karena itu, dalam menentukan sifat- sifat tanah pada kedalaman kritis perlu sangat berhati- hati agar pada saat merencanakan pondasi dapat menentukan secara pasti jenis pondasi yang dibutuhkan tanpa berlebihan (Hadihardaja, 1997 : 5) seperti yang dijelaskan pada pengertian jenis- jenis pondasi. Pondasi dalam sendiri memiliki beberapa jenis yaitu :

**a. Pondasi Tiang Pancang**

Dari beberapa macam tipe pondasi yang dapat digunakan salah satu diantaranya adalah pondasi tiang pancang. Pemakaian tiang pancang digunakan untuk suatu pondasi pondasi bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam. (Sardjono, 1988:7). Pada **Gambar 2.4** menyajikan contoh bentuk pondasi tiang pancang.



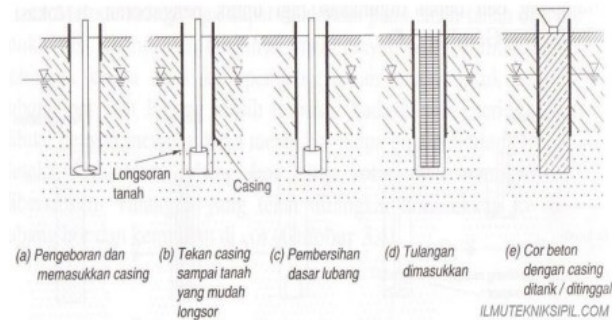
Gambar 2. 4 Pondasi Tiang Pancang

(Bowles, 2000:236)

#### b. Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

Tiang bor atau Bored Pile adalah pondasi yang dibuat dengan cara terlebih dahulu dibor ke dalam tanah dengan diameter tertentu kemudian dilakukan perkuatan dan penuangan pada titik tersebut. Keuntungan tiang bor adalah ramah lingkungan, karena pelaksanaannya tidak menimbulkan masalah kebisingan dan getaran seperti pondasi tiang pancang, dan pondasi ini juga sangat cocok untuk area proyek yang dibangun padat. Namun pelaksanaan pondasi ini membutuhkan peralatan yang besar dan sangat dipengaruhi oleh kondisi cuaca pada saat penuangan (Hardiyatmo, 2015:398).

Langkah-langkah pengerjaan tiang bor diantaranya adalah (a) Pengeboran dan memasukkan casing, (b) Menekan casing hingga sampai kepada tanah yang mudah longsor, (c) Pembersihan dasar lubang, (d) Memasukkan tulangan yang dibutuhkan, dan (e) Mengecor beton dengan casing ditarik atau ditinggal. Langkah-langkah tersebut dapat dilihat melalui **Gambar 2.5**.



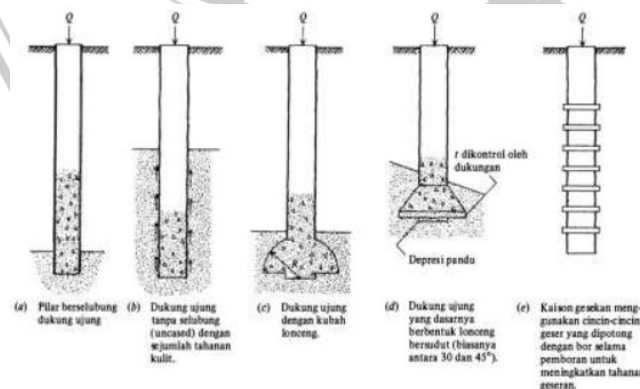
Gambar 2. 5 Langkah-langkah pelaksanaan Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

*Sumber* : (Hardiyatmo, 2015:400)

Kapasitas beban dihasilkan dari kapasitas beban ultimit dan kapasitas beban gesekan dihasilkan dari beban gesekan dan gaya rekat antara tiang bor dan tanah di sekitarnya. Struktur dasar ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga saat merencanakan celah, hasil akhirnya stabil dengan bantuan bor. Pondasi tiang bor diklasifikasikan menurut strukturnya untuk mentransfer beban statis ke lapisan tanah yang keras.

Pondasi bored pile diklasifikasikan sesuai dengan rancangan untuk meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras. Jenis-jenis pondasi bored pile dapat dilihat pada **Gambar 2.6**.

1. Tiang bor (*Bored Pile*) lurus untuk tanah keras.
2. Tiang bor (*Bored Pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk bel.
3. Tiang bor (*Bored Pile*) yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium.
4. Tiang bor (*Bored Pile*) lurus untuk tanah berbatu.



Gambar 2. 6 Jenis-Jenis Pondasi Tiang Bor (Bored Pile)

*Sumber* : (Bowles, 2000 : 283)

Maka, perbedaan utama antara pondasi dangkal dan pondasi dalam terletak pada kedalaman kondisi tanah pendukungnya. Pondasi dangkal digunakan ketika tanah keras berada dekat permukaan, kedalaman pondasi ini umumnya adalah  $D \leq B$ . Sementara itu, pondasi dalam digunakan jika tanah keras berada di kedalaman yang lebih besar, dan beban bangunan disalurkan melalui elemen seperti tiang. Pondasi dalam sering dibuat dalam bentuk tiang pancang maupun kaisan dengan  $D > 4$  sampai  $5B$  (Shidarta S dkk, 1997:1).

### 2.3. Pemilihan Jenis Pondasi

Memilih jenis pondasi adalah salah satu langkah terpenting dalam desain bangunan. Sistem pondasi harus menahan beban bangunan di atasnya. Jika ada cacat struktural pada pondasi, misalnya retak atau pecah, dapat terjadi hal-hal seperti:

1. Kerusakan dinding, keretakan, ketidakseimbangan.
2. Lantainya retak, terkelupas dan bergelombang
3. Penurunan atap dan bagian bangunan lainnya.

Menurut Pamungkas & Harianti (2013 : 16-17) Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Ini dikarekan tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Berikut ini adalah beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam menentukan jenis pondasi yang akan digunakan :

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
  - a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi telapak) dan pondasi strauss
  - b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa dipakai adalah pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.

- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa digunakan adalah pondasi tiang pancang atau tiang bor bila mana tidak terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaisan lebih menguntungkan.
  - d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa digunakan adalah pondasi kaisan terbuka tiang baja atau tiang yang di cor di tempat.
  - e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasa digunakan adalah tiang baja dan tiang beton yang di cor di tempat.
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*upper structure*)  
Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung oleh pondasi), dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.
  3. Faktor lingkungan  
Factor lingkungan merupakan factor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangan pondasi pasti akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.
  4. Waktu pekerjaan  
Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan Kembali apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang dangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.
  5. Biaya

Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan aman. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Misal konstruksi struktur pada lokasi dimana kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang. Atau penggunaan pondasi tiang pancang jenis precast yang membutuhkan biaya yang tinggi dalam bidang pelaksanaan dan transportasi bisa diganti dengan pondasi tiang yang di cor di tempat dengan spesifikasi pondasi yang sama untuk menekan biaya.

#### **2.4. Pembebanan**

Beban merupakan faktor penting dalam perancangan bangunan. Oleh karena itu, dalam perencanaan struktur perlu ditentukan beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban tarik, mati dan gempa. Beban yang bekerja pada bangunan merupakan faktor yang menimbulkan akibat berupa tegangan dan regangan pada suatu Struktur. Gaya beban dapat berupa aksi terpusat, gravitasi, momen, merata, tidak merata, simetris, antisimetris, dll. (SNI 1727:2013)

##### **2.4.1. Beban Mati atau *Dead Load***

Pengertian beban mati menurut SNI 1727-2020 (BSN, 2020:21), 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 arsitektual dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Sedangkan dalam menentukan beban mati rencana, harus diperhitungkan berat peralatan layan yang digunakan dalam bangunan gedung seperti plambing, mekanikal elektrik, dan alat pemanas, ventilasi, dan sistem pengondisian udara.

### 2.4.2. Beban Hidup atau *Live Load*

Menurut SNI 1727-2020 (BSN, 2020:25), beban hidup yaitu beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Penjelasan di atas ialah semua dari beban yang ada dalam struktur yang diakibatkan oleh penghunian dan pemakaian dari 16 sebuah gedung, sehingga akan mengakibatkan perubahan yang terjadi dalam tahap pembebanan.

Tabel 2. 1 Beban Hidup Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf(kn/m <sup>2</sup> )	Terpusat Ib (kN)
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
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)	2000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,90)

Sumber : (SNI-1727-1 2013 :26)

### 2.4.3. Beban Gempa atau *Earthquake Load*

Gempa merupakan salah satu aktivitas alam yang tidak dapat kita cegah maupun kita hindari dan bisa terjadi kapan pun dan dimana pun. Bangunan yang semakin tinggi akan mengalami ketidakstabilan apabila bangunan tersebut mendapatkan gaya horizontal berupa gaya gempa. Oleh karena itu dalam merencanakan suatu bangunan khususnya bangunan bertingkat tinggi diperlukan suatu perhitungan beban gempa agar pondasi dari bangunan tersebut mampu menahan gaya gempa yang terjadi.

Menurut Pamungkas, Anugrah. Harianti, (2013 : 4) beban gempa ialah beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan lempeng tanah yang berada dibawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah tersebut membuat struktur bangunan yang berada di atasnya menjadi bergoyang. Goyangan tersebut di asumsikan sebagai beban horizontal terhadap struktur bangunan atau gedung di atasnya dan kemudian di formulasikan sebagai beban gempa.

#### 2.4.3.1. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Gempa

Pada SNI 1726-2019 (BSN, 2019:24-25) setiap bangunan berdasarkan jenis pemanfaatannya dibedakan menjadi 4 kategori risiko, berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai **Tabel 2.1.** pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa *Ie* menurut **Tabel 2.2.** 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. 2 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	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 kehidupan Masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- fasilitas penanganan air</li> <li>- fasilitas penanganan limbah</li> <li>- pusat telekomunikasi</li> </ul>	
<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>	

Tabel 2. 2 Lanjutan

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> </ul>	IV

Sumber : SNI 1726-2019 (BSN, 2019:24-25)

Tabel 2. 3 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726-2019 (BSN, 2019:25)

#### 2.4.3.2. Klasifikasi Situs

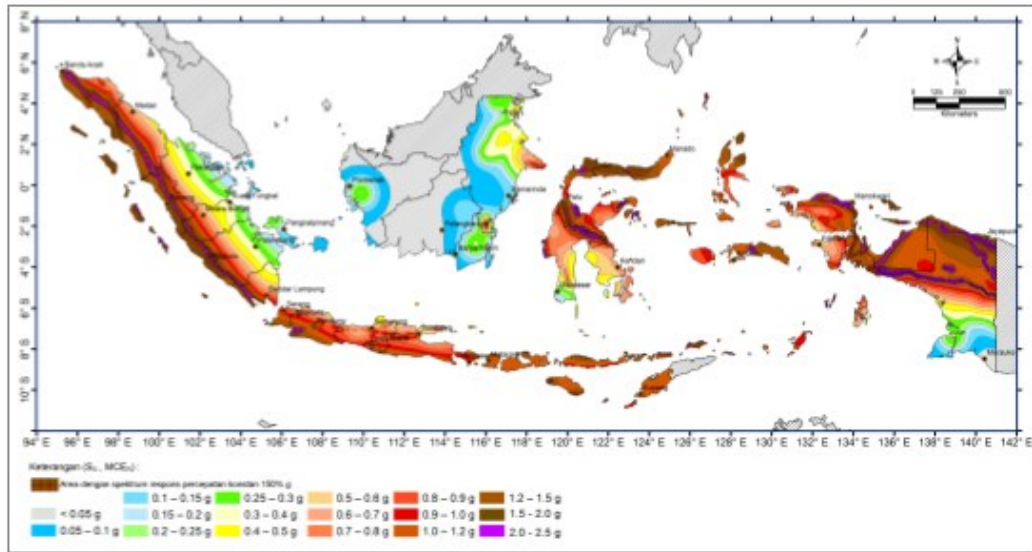
Tabel 2. 4 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (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	$\geq 100$
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 $\bar{S}_u < 25$ 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 plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1726-2019 (BSN, 2019:29-30) CATATAN : N/A = tidak dapat dipakai

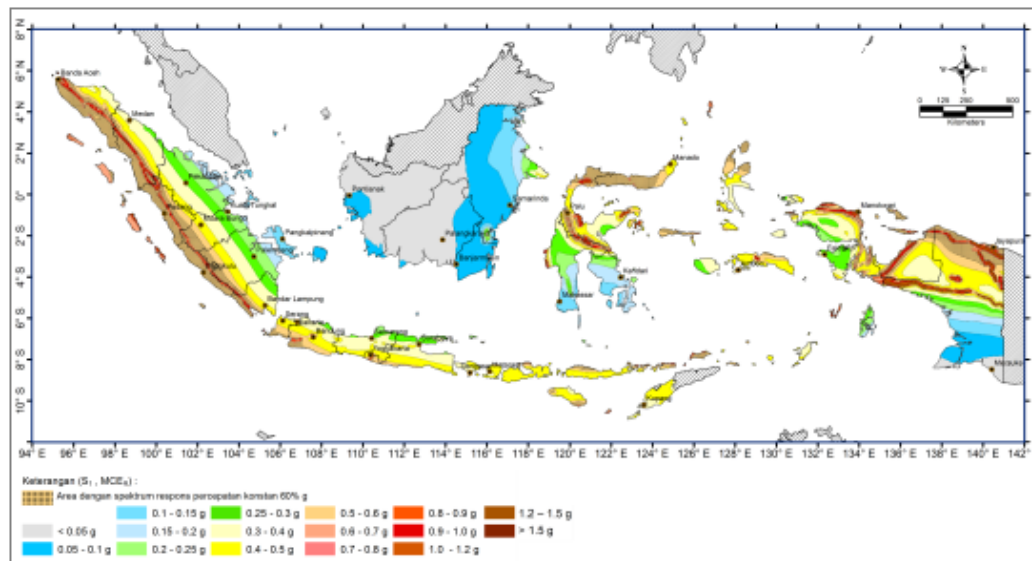
#### 2.4.3.3. Peta Gempa yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019: 34) peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake, MCE*) yang ditunjukkan pada gambar 1 dan gambar 2, yaitu parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 0,2 detik ( $S_s$ ) dan parameter respons spectral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik ( $S_1$ ). Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCER) disajikan pada **Gambar 2.7.** dan **Gambar 2.8.**



Gambar 2. 7 Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget

Sumber : SNI 1726:2019



Gambar 2. 8 S1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget

Sumber : SNI 1726:2019

Menurut SNI 1726:2019 (BSN, 2019:32) ntuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu dan lapisan tanah non-kohesif, nilai N ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad [2.1]$$

Keterangan :

$d_i$  : tebal setiap lapisan antara kedalaman 0-30 meter

$N_i$  : nilai tahanan penetrasi standar 60% energi (N60)

#### 2.4.3.4. Koefisien Situs ( $F_a$ dan $F_v$ )

Dengan koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  mengikuti **Tabel 2.4** dan **Tabel 2.5**. jika kelas situs SE digunakan sebagai kelas situs berdasarkan 0, maka nilai  $F_a$  tidak boleh kurang dari 1,2. Jika digunakan prosedur desain sesuai dengan pasal 0, maka nilai  $F_a$  harus ditentukan sesuai 0 serta nilai  $F_v$ , SMS, dan SM1 tidak perlu ditentukan.

Tabel 2. 5 Koefisien Situs,  $F_a$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
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	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$S_s (a)$					

Sumber : SNI 1726:2019 (BSN, 2019:34)

Tabel 2. 6 Koefisien Situs,  $F_v$

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$S_s (a)$					

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

#### 2.4.3.5. Parameter Percepatan Gempa ( $S_{M1}$ dan $S_{MS}$ ) dan Percepatan Gempa Desain ( $S_{D1}$ dan $S_{DS}$ )

Berdasarkan SNI 1726-2019 (BSN, 2019: 34) Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad [2.2]$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad [2.3]$$

Keterangan:

$S_{MS}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

$S_{M1}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

$F_a$  = Faktor koefisien periode pendek

$F_v$  = Faktor koefisien periode 1,0 detik

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

$S_1$  = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

Sesuai dengan SNI 1726-2019 (BSN, 2019:35), parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad [2.4]$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad [2.5]$$

Keterangan:

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

$S_{D1}$  = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1,0 detik

#### 2.4.3.6. Spektrum Respon Desain

Dari data zona daerah gempa ditentukan besarnya nilai spektral  $S_s$  dan  $S_1$ , yang selanjutnya diperlukan untuk menghitung gaya geser beban geser (gempa)

bangunan. Data seismik dapat diperoleh dari SNI 1726:2019 atau tersedia di website Spectra Design Indonesia (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>).

Berdasarkan SNI 1726:2019 (BSN, 2019:35), Berikut adalah grafik hubungan antara percepatan respon spektral dan periode waktu kawasan Pasuruan berdasarkan klasifikasi tanah yang ditunjukkan pada **Gambar 2.7** berdasarkan ketentuan sebagai berikut :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$  spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = SDS \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad [2.6]$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan SDS;
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$  tetapi lebih kecil dari atau sama dengan  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad [2.7]$$

4. Untuk periode lebih besar dari  $T_L$ , respons spektral percepatan desain, berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD1 \times T_L}{T^2} \quad [2.8]$$

Keterangan :

SDS = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek.

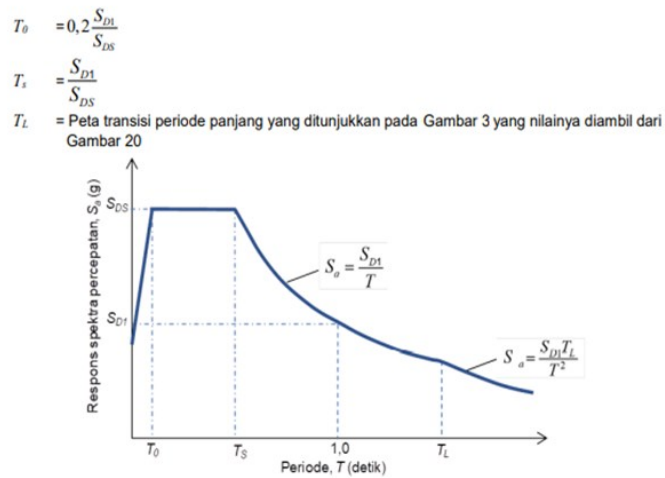
SD1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

T = Periode getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDS} \quad [2.9]$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad [2.10]$$

$T_L$  = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada **Gambar 2.7**



Gambar 2. 9 Spektrum Respon Desain

Sumber : SNI 1726:2019 (BSN, 2019:36)

Kurva percepatan respons spektral di atas dibangun dari hubungan antara beberapa parameter perhitungan beban seismik, yang kemudian diklasifikasikan berdasarkan jenis tanah lokasi proyek. Hasil analisis data situs tersebut disesuaikan dengan kondisi tanah tapak proyek.

Koefisien situs getaran periode pendek  $F_a$  dan getaran periode 1 detik  $F_v$  dapat ditentukan dengan **Tabel 2.7** dan **Tabel 2.8**.

Tabel 2. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	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

Sumber : SNI 1726-2019 (BSN, 2019:37)

Tabel 2. 8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai $S_{DI}$	Kategori risiko	
	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

Sumber : SNI 1726-2019 (BSN, 2019:37)

### 2.4.3.7. Parameter Sistem Struktur

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019:49-51), 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  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 2.9**.

Tabel 2. 9 Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem pemikul gaya seismic

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, $R_a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain sesismik				
				B	C	D	E	F
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>								
<b>B. Sistem rangka bangunan</b>								
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan</b>								
<b>E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing konsentrik khusus	6	2 ½	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6 ½	2 ½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2 ½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3 ½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5 ½	2 ½	4 ½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3 ½	2 ½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding Geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respons, $R_a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain sesismik				
				B	C	D	E	F
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5 ½	2 ½	4 ½	TB	TB	TI	TI	TI
<b>F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa</b>								
<b>G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :</b>								
<b>H. Sistem baja tidak detail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever</b>								

Sumber : SNI 1726-2019 (BSN, 2019:49-51)

Catatan :

- Koefisien modifikasi respons,  $R$ , untuk penggunaan pada keseluruhan standar. Nilai  $R$  mereduksi gaya ke level kekuatan bukan pada level tegangan izin.
- Jika nilai pada tabel faktor kuat lebih,  $\Omega_0$ , lebih besar atau sama dengan 2,5, maka  $\Omega_0$  diizinkan untuk direduksi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel.
- Faktor pembesaran simpangan lateral,  $C_d$ , untuk penggunaan dalam, 0,0, dan 0.
- TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.
- Lihat 7.2.5.4 untuk penjelasan sistem pemikul gaya sesismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 72 m atau kurang.
- Lihat 7.2.5.4 untuk sistem pemikul gaya seismik yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 48 m atau kurang.
- Dinding geser didefinisikan sebagai dinding struktural. h Definisi “Dinding Struktural Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.

- h. Penambahan ketinggian sampai 13,7 m diizinkan untuk fasilitas gudang penyimpanan satu tingkat.
- i. Rangka baja dengan bresing konsentrik biasa diizinkan pada bangunan satu tingkat sampai ketinggian 18 m dimana beban ati atap tidak melebihi 0,96 kN/m<sup>2</sup> dan struktur griya tawang (penthouse)
- j. Lihat 0 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D, E, atau F. 1 Lihat 0 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D,E, atau F.
- k. Definisi “Rangka Momen Khusus”, termasuk konstruksi pracetak dan cor di tempat.
- l. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan harus dibatasi untuk bangunan dengan tinggi satu lantai sesuai dengan standar yang berlaku.
- m. Sebagai alternatif, efek beban seismik dengan kuat lebih  $E_{mh}$ , diizinkan berdasarkan perkiraan kekuatan yang ditentukan sesuai dengan standar yang berlaku.
- n. Rangka pemikul momen biasa diizinkan untuk digunakan sebagai pengganti rangka pemikul momen menengah untuk kategori desain seismik B atau C.

#### 2.4.3.7. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad [2.11]$$

Keterangan :

$h_n$  adalah ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur. Berdasarkan SNI 1726-2019 (BSN, 2019:72) Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m:

$$V = 0,1 x N \quad [2.12]$$

Keterangan:

N = jumlah tingkat

#### 2.4.3.8. Geser Dasar Seismik

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019: 69) Gaya geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s x W t \quad [2.13]$$

Keterangan :

Cs = Koefisien Modifikasi Respons

Wt = Berat seismic efektif

#### 2.4.3.9. Koefisien Respon Seismik

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019:70), koefisien respons seismik (Cs) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad [2.14]$$

Keterangan :

SDS = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

Nilai Cs yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak perlu melebihi berikut ini :

Untuk  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad [2.15]$$

Untuk  $T > T_L$

$$C_s = \frac{SD1 \times T_L}{T^2 \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad [2.16]$$

Cs tidak harus kurang dari

$$C_s = 0,044 \times SDS \times I_e \geq 0,01 \quad [2.17]$$

#### 2.4.3.10. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Gaya seismic lateral ( $F_x$ ) (Kn) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut (SNI 1726-2019 : 73) :

$$F_x = C_{vx} V \quad [2.18]$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{I=1}^n W_i h_i^k} \quad [2.19]$$

Keterangan :

Cvx = Faktor distribusi vertical

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  = Bagian berat seismic 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)

$k$  = Komponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut :

- Untuk struktur dengan  $T \leq 0,5$  detik,  $k = 1$
- Untuk struktur dengan  $T \geq 2,5$  detik,  $k = 2$
- Untuk struktur dengan  $0,5 < T < 2,5$  detik,  $k = 2$  atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

#### 2.4.4. Beban Kombinasi Terfaktor

Tabel 2. 10 Beban Kombinasi Terfaktor

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

Sumber : SNI 1726-2019 : 26

Menurut SNI 1726-2019, arah penerapan gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang menghasilkan pengaruh beban yang paling kritis. Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban yang paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen an pondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang diterapkan berikut: 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya arah tegak lurus.

#### 2.5. Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan dan mendukung beban-beban struktur bangunan, baik berupa struktur di atas maupun di bawahnya, dengan syarat tidak menyebabkan keruntuhan geser atau rusaknya struktur bangunan. Kapasitas beban yang diijinkan dari pondasi tiang ditentukan berdasarkan kuat tarik yang diijinkan dan kuat tekan yang diijinkan seperti yang didefinisikan oleh Pamungkas dan Harianti (2013 : 42).

### 2.5.1. Daya Dukung Vertikal yang Diijinkan

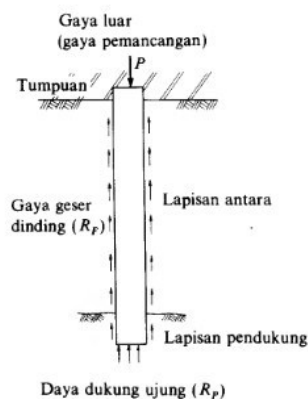
Menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (2000:99) Daya dukung tiang pada tanah pondasi biasanya diambil dari jumlah kapasitas beban sentripetal tiang dan tahanan geser pada dinding tiang, seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 2.8.**, dan kapasitas beban yang diijinkan  $R_a$  diperoleh dari persamaan berikut :

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

$$R_u = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \quad [2.20]$$

Keterangan :

- $n$  : faktor keamanan  
 $R_u$  : daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)  
 $R_p$  : daya dukung terpusat tiang (ton)  
 $R_f$  : gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2. 10 Mekanisme Daya Dukung Tiang

Sumber : Sosrodarsno & Nakazawa, 2000:99

### 2.5.2. Daya Dukung Horizontal yang Diijinkan

Menurut Pamungkas dalam bukunya (2013:60) Saat menganalisis gaya lateral yang bekerja pada tiang yang terbuat dari tanah yang berbeda, perlu dibedakan menurut jenis fiksasi penutup tiang yang digunakan, yaitu tiang ujung tetap dan tiang ujung bebas. Tanah kohesif yang ujungnya dijepit untuk menentukan besarnya daya dukungnya dinyatakan dengan persamaan berikut:

1. Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang pendek dirumuskan sebagai berikut:

$$Hu = 9 \cdot Cu \cdot D \left( Lp - \frac{3D}{2} \right) \quad [2.21]$$

$$Mmax = Hu \left( \frac{Lp}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad [2.22]$$

2. Untuk tiang sedang

Daya dukung horizontal pada tiang sedang dirumuskan sebagai berikut:

$$My = \left( \frac{9}{4} \right) Cu \cdot Dg^2 - 9 \cdot Cu \cdot Df \left( \frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad [2.23]$$

$Hu$  dihitung dengan mengambil :

$$Lp = \frac{3D}{2} + f + g \quad [2.24]$$

3. Untuk tiang panjang

Jika  $Mmax > My$  maka tiang termasuk tiang panjang, dimana  $Hu$  dinyatakan oleh persamaan berikut ini :

$$Hu = \frac{2 My}{\frac{3D}{2} + \frac{L}{2}} \quad [2.25]$$

$$f = \frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \quad [2.26]$$

4. Untuk mencari korelasi atau hubungan antara nilai penetrasi standar (N-SPT) dengan *undrained shear strength* ( $Cu$ ). Menurut pendekatan *Stroud* (1974) adalah sebagai berikut :

$$Cu = k \times N \quad [2.27]$$

Keterangan :

$N$  : nilai SPT

$Cu$  : undrained strength ( $kN/m^2$ )

$Lp$  : panjang tiang yang tertanam (m)

$K$  : nilai rata-rata konstanta, 3,5-6,5 ( $kN/m^2$ )

$D$  : diameter tiang (m)

### 2.5.3. Daya Dukung Tarik Tiang yang Diijinkan

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N-SPT metode Mayerhof menggunakan rumus sebagai berikut (Pamungkas, 2013:51) :

$$Pta = \frac{(\sum l_i f_i \cdot A_{st}) \cdot 0,70}{FK2} + Wp \quad [2.28]$$

Keterangan :

- $P_{ta}$  : daya dukung ijin tarik tiang (ton)  
 $A_{st}$  : Keliling Penampang Tiang  
 $l_i$  : panjang segmen tiang yang ditinjau (m)  
 $f_i$  : gaya geser pada segmen selimut tiang  
 $FK2$  : faktor keamanan, 3 dan 5  
 $W_p$  : berat pondasi (ton)

#### 2.5.4. Daya Dukung Tekan Tiang yang Diijinkan

Analisa daya dukung tekan pondasi tiang bor berdasarkan pada kekuatan tanah di lokasi konstruksi dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Hardiyatmo, 2010 : 184):

- 2.1. Nilai N 8D di atas dasar tiang ( $N_1$ ), Nilai N 4D dibawah dasar tiang ( $N_2$ )

$$8D = 8 \times D \quad 4D = 4 \times D \quad [2.29]$$

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

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad [2.30]$$

- 2.3. Daya dukung ijin tiang =  $\frac{qd}{N}$  [2.31]

$$Q = \frac{qd}{N} \quad [2.32]$$

- 2.4. Gaya gesek maksimum dinding tiang

$$= \text{keliling tiang (U)} \times \sum l_i \cdot f_i \quad [2.33]$$

- 2.5. Daya dukung ultimit pada tiang tunggal

$$R_u = qd \times A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \quad [2.34]$$

Berdasarkan data N-SPT (mayerhof)

$$P_a = \frac{Q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i \cdot f_i \times A_{st}}{FK2} \quad [2.35]$$

Dimana :

- $P_a$  = daya dukung ijin tekan tiang  
 $Q_c$  = 20 N, untuk slit / clay  
= 40 N, untuk sand  
 $N$  = nilai SPT  
 $A_p$  = Luas penampang tiang  
 $A_{st}$  = Keliling segmen tiang yang mampu ditinjau

$F_i$  = N maksimum 12 ton/m<sup>2</sup>, untuk slit / clay

= N maksimum 10 ton/m<sup>2</sup>, untuk sand

FK1, FK2 = Faktor keutamaan 3 dan 5

## 2.6. Perencanaan Kelompok Tiang

### 2.6.1. Jumlah Tiang yang Diperlukan

Perhitungan jumlah tiang yang digunakan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi baban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, 2013: 54).

$$N_p = \frac{P}{P_{all}} \quad [2.36]$$

Dimana:

$N_p$  = jumlah tiang

$P$  = gaya aksial yang terjadi

$P_{all}$  = daya dukung ijin tiang

### 2.6.2. Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut Pamungkas (2013 : 55) perhitungan efisiensi kelompok tiang dapat dihitung menggunakan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* yaitu :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad [2.37]$$

Dimana:

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$\theta$  =  $\arctg(D/s)$  (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 vertical kelompok tiang =  $E_g \times$  Jumlah pile x daya dukung ijin tiang

Daya dukung ijin tiang kelompok harus > gaya aksial yang terjadi.

### 2.6.3. Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang

Karena adanya beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh pembentukan tiang pada kelompok tiang, maka tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh

karena itu tiang harus diperiksa untuk memastikan bahwa setiap tiang masih dapat memikul beban pada bangunan atas sesuai dengan daya dukungnya.

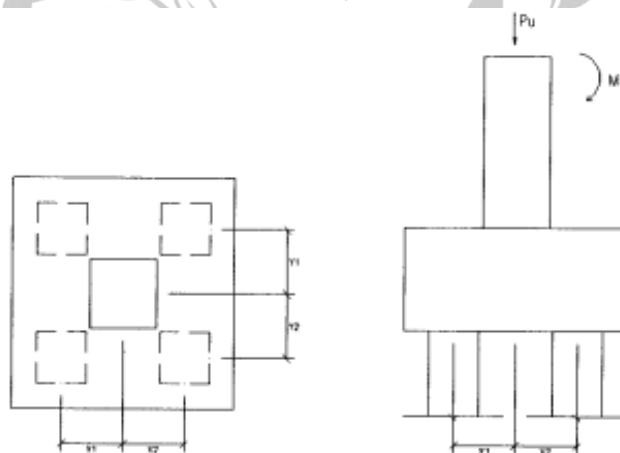
Beban dan momen aksial yang diberikan akan didistribusikan ke kepala tiang dan badan tiang sesuai dengan rumus elastis dengan asumsi kepala tiang benar-benar keras, sehingga pengaruh gaya yang diterapkan tidak akan membuat kepala tiang menjadi keras, tidak bengkok atau deformasi, dapat dilihat melalui

**Gambar 2.9.** (Pamungkas, 2013 : 57).

$$P_{maks} = \frac{P_u}{N_p} \pm \frac{M_y \times X_{maks}}{N_y \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{maks}}{N_x \Sigma Y^2} \quad [2.38]$$

Dimana:

- P maks = beban maksimum tiang
- P<sub>u</sub> = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
- M<sub>y</sub> = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
- M<sub>x</sub> = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
- X<sub>max</sub> = jarak tiang arah sumbu x terjauh
- Y<sub>max</sub> = jarak tiang arah sumbu y terjauh
- Σ x<sup>2</sup> = jumlah kuadrat x
- Σ y<sup>2</sup> = jumlah kuadrat y
- n<sub>x</sub> = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
- n<sub>y</sub> = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
- n<sub>p</sub> = jumlah tiang



Gambar 2. 11 Beban yang bekerja pada Pile Cap

Sumber : Pamungkas (2013 :58)

Bila dalam P maksimum yang pada awalnya mempunyai nilai positif, *Pile Cap* akan memiliki gaya tekan. Dimana dalam P maksimum yang memiliki nilai negatif, maka *Pile Cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang memenuhi daya dukung tekan dan/tarik bila ada (Pamungkas, 2013:58).

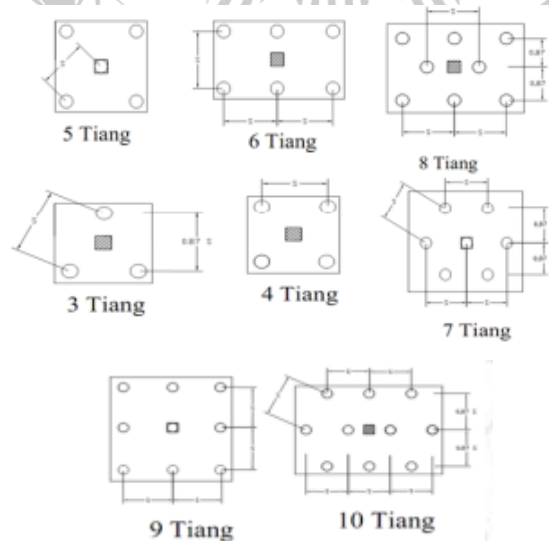
#### 2.6.4. Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok Tiang

Tiang-tiang jarang dipasang pada lokasi yang benar-benar lurus seperti yang sudah direncanakan. Hal ini menyebabkan masih ada momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Sehingga disarankan untuk menggunakan paling sedikit 3 tiang untuk pondasi kolom utama dan dua tiang untuk pondasi dinding memanjang. Jarak antar tiang dijelaskan melalui **Tabel 2.10**. Menurut Teng 1962 dalam H.C.Hardiyatmo Jarak antar tiang dalam tiang kelompok disarankan pada **Gambar 2.10**. (Hardiyatmo 2008:192).

Tabel 2. 11 Jarak Tiang Minimum

Fungsi Tiang	Jarat as-as tiang minimum
Tiang dukung ujung dalam tanah keras	2-2,5d atau 75 cm
Tiang dukung ujung pada batuan keras	2d atau 60 cm
Tiang gesek	3-5d atau 75 cm

Sumber : Hardiyatmo, 2008 : 192



Gambar 2. 12 Jarak antar tiang

Sumber : Hardiyatmo (2008 : 194)

### 2.6.5. Penurunan Tiang Kelompok

Menurut (Hardiyatmo, 2008:179), dari penelitian Terzaghi dan Peck (1948) dalam perencanaan pondasi ini yang termasuk kedalam jenis tiang dengan tahanan gesek dan tahanan ujung, cara yang dipakai adalah mengasumsikan bahwa luasnya sama dengan luas kelompok tiang ditambah lebar yang diberikan oleh kemiringan beban  $4V : 1H$  yang terletak pada  $2/3$  Lp. Sementara, untuk kedalaman berikutnya, beban tiang disebarakan dengan penyebaran  $2V : 1H$  dengan menghitung pada jarak tiang tegak lurus terhadap bidang pada kedalaman dasar pondasi ekuivalen (Hardiyatmo, 2010:269).  $8D = 8 \times D$

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*)  $S_c$  (Pamungkas 2013: 79).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut yang ditunjukkan pada rumus dibawah ini :

$$S = S_i + S_c \quad [2.39]$$

Keterangan :

S : penurunan total

$S_i$  : penurunan segera (*immediate settlement*)

$S_c$  : penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

### 2.6.6. Penurunan Segera

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Olerrum, dan Kjaernsti (1956) dalam Anugrah Pamungkas dan Erny Harianti, (2013:80), hal itu dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \cdot \mu_0 \frac{q \cdot B}{E_u} \quad [2.40]$$

$$B_1 = B_0 + (1/2 \times H \times 2) \quad [2.41]$$

$$L_1 = L_0 + (1/2 \times H \times 2) \quad [2.42]$$

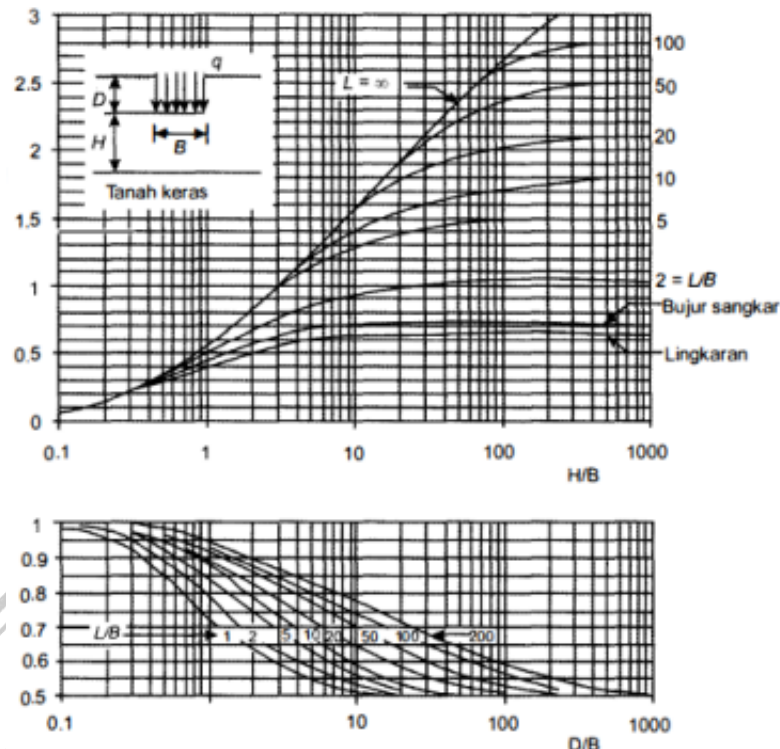
Keterangan :

- $S_i$  : Penurunan Segera (m)  
 $q$  : tekanan yang terjadi ( $P_u/A$ )  
 $B$  : lebar kelompok tiang (m)  
 $E_u$  : modulus deformasi pada kondisi undrained ( $kN/m^2$ )  
 $\mu_i$  : faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H  
 $\mu_0$  : faktor koreksi untuk kedalaman pondasi  $D_f$

Harga dari modulus deformasi  $E_u$  diperoleh dari kurva tegangan regangan (stress strain curve) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah kondisi (undrained). Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga  $E_u$  dari plate bearing test di dalam lubang bor atau trial pits. Cara yang lain untuk mendapatkan nilai  $E_u$  adalah dengan menggunakan hubungan antara  $E_u$  dengan kekuatan geser undrained (undrained shear strength)  $C_u$  dari tanah liat.

$$E = 10 \times (NSPT + 15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \quad [2.43]$$

Menurut Hardiyatmo (2011: 276) penurunan segera merupakan penurunan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering atau tidak jenuh terjadi dengan segera sesudah beban bekerja. Penurunan segera merupakan bentuk penurunan elastis yang sangat sulit memperkirakan besarnya penurunan segera. Hal ini tidak hanya karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen dan anisotropis dengan modulus elastisitas yang bertambah dengan kedalaman, tetapi juga terdapat kesulitan dalam mengevaluasi kondisi tegangan dan regangan yang terjadi pada lapisan tanah. Penurunan segera banyak diperhatikan pada pondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar. Hitungan besarnya penurunan segera dilakukan dengan membagi tanah ke dalam beberapa lapisan yang terbatas. Jika tegangan pada tiap lapisan dapat dihitung, maka akan dapat diperoleh penurunan segera totalnya. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang yang kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal, dan untuk mencari hubungan dan , kedalaman pondasi, dan lebar pondasi menggunakan grafik pada **Gambar 2.13**.



Gambar 2. 13 Grafik untuk menentukan  $\mu_1$  dan  $\mu_0$

Sumber : Hardiyatmo, 2011 : 285

### 2.6.7. Penurunan Konsolidasi

Menurut Braja (1995 : 177) apabila penurunan segera yang sudah ada dibahas sebelumnya terjadi pada lapisan tanah berpasir, penurunan konsolidasi ini terjadi pada tanah lempung. Hal ini terjadi karena keluarnya air dan udara dalam pori tanah. Penurunan terjadi lebih lama namun nilainya cukup besar. Besarnya penurunan yang terjadi bergantung dari lamanya waktu pembebanan. Berdasarkan periodenya penurunan konsolidasi dibedakan menjadi dua, yaitu :

1. Penurunan Konsolidasi Primer Terjadi karena akibat beban yang menekan tanah sehingga membuat keluarnya air dan udara dari tanah. Penurunan konsolidasi primer dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$Cc = 0,156 \times e_0 + 0,0107 \quad [2.44]$$

$$P'_0 = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_{sat1} \times \gamma_w) \times h_2 + (\gamma_{sat2} \times \gamma_w) \times h_3 + (\gamma_{sat3} \times \gamma_w) \times h_4 \quad [2.45]$$

$$A_0 = B_0 \times L_0 \quad [2.46]$$

$$q = Pu/A_0 \quad [2.47]$$

$$L1 = L_0 + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad [2.48]$$

$$B1 = B_0 + 2\left(\frac{1}{2}H \times \tan 30^\circ\right) \quad [2.49]$$

$$A1 = L1 \times B1 \quad [2.50]$$

$$Sc = \frac{Cc \times h}{1+eo} \text{Log} \frac{Po + \Delta p}{Po} \quad [2.51]$$

Keterangan:

Cc : Indeks pemampatan

H : Tebal lapisan tanah (m)

Po : Tekanan awal akibat berat tanah (kN/m<sup>2</sup>)

ΔP : Penambahan tekanan (kN/m<sup>2</sup>)

Eo : Angka pori awal

## 2. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Terjadi karena akibat perpindahan butiran partikel tanah menuju posisi yang lebih stabil.

### 2.6.8. Waktu Penurunan Pondasi

Persamaan yang digunakan dalam menentukan jangka waktu penurunan konsolidasi pondasi dapat dihitung dengan menggunakan rumus yang disarankan oleh Hardiyatmo (2011:310) seperti dibawah ini :

$$T_{90} = \frac{Tv \cdot Ht^2}{Cv} \quad [2.52]$$

$$St = Si + U \cdot Sc \quad [2.53]$$

Keterangan:

St : total Penurunan (m)

t : waktu konsolidasi (tahun)

Tv : faktor waktu

Ht : panjang lapisan drainase

Cv : koefisien konsolidasi (m<sup>2</sup>/det)

Besar nilai Tv berhubungan dengan besar persen konsolidasi yang ingin direncanakan, sebagaimana pada **Tabel 2.12**.

Tabel 2. 12 Variasi Faktor Waktu ( $T_v$ ) terhadap Derajat Konsolidasi ( $U$ )

<b>U %</b>	<b><math>T_v</math></b>
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,484
100	$\infty$

Sumber : Das Braja M. (1995:207)

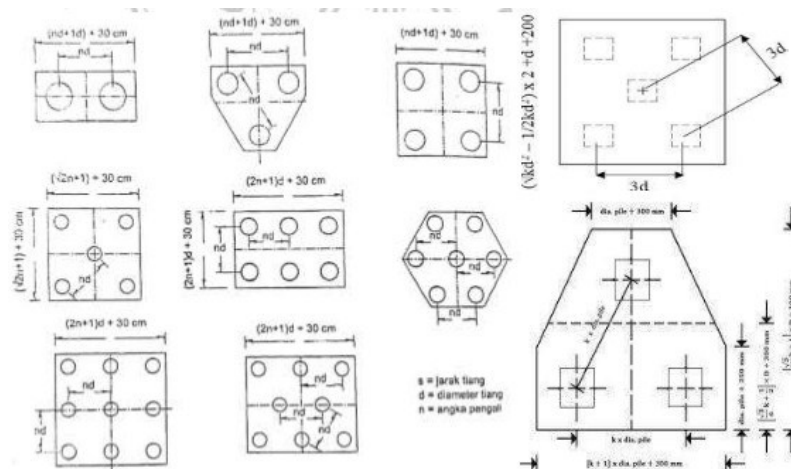
## 2.7. Perencanaan *Pile Cap*

Menurut Pamungkas (2013: 87), *Pile Cap* sendiri berfungsi untuk mengikat tiang- tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile Cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *Pile Cap* dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

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

### 2.7.1. Dimensi *Pile Cap*

Dimensi dari *Pile Cap* sangat bergantung pada jarak antar tiang dan banyaknya tiang yang dibutuhkan dalam satu kesatuan kelompok tiang. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya direncanakan dengan ketentuan  $2,5D - 3D$  di mana  $D$  adalah diameter tiang. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *pile cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak (Pamungkas, 2013 : 87). Skema susunan perencanaan kelompok dapat dilihat seperti pada **Gambar 2.12**.



Gambar 2. 14 Jarak antar Tiang Dalam Kelompok

Sumber : *Hardiyatmo, (2015:194) Teknik Pondasi 2*

Menurut SNI 2847 (2019: 267) ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang. Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

Menurut Pamungkas (2013: 88) kuat geser telapak pondasi di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum. Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk *Pile Cap* sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak.

### 2.7.2. Penulangan *Pile Cap*

Menurut Pamungkas (2013: 94) Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

1. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.

2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Penulangan *Pile Cap* dapat direncanakan serupa dengan penulangan balok.

Perhitungan tulangan *Pile Cap* dapat ditentukan dengan beberapa langkah sebagai berikut :

1. Merencanakan *Pile Cap* dengan bentuk balok persegi

2. Menentukan berat *Pile Cap* ( $q_u$ )

$$q_u = A \times \text{Berat jenis beton} \quad [2.54]$$

3. Menghitung momen yang bekerja pada *Pile Cap* ( $M_u$ )

$$M_u = (n_y \cdot P_{\text{maks}} \cdot X_{\text{maks}}) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot x^2\right) \quad [2.55]$$

4. Menentukan Rasio tulangan Tarik

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi \times b_w \times d^2} \quad [2.56]$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \cdot \frac{K}{f_c'}} \quad [2.57]$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y} \quad [2.58]$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 \cdot f_y} \quad [2.59]$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_b \quad [2.60]$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad [2.61]$$

5. Melanjutkan perhitungan luas tulangan apabila harga rasio penulangan tarik sudah memenuhi persyaratan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{\text{rencana}} \quad [2.62]$$

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

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan} \quad [2.63]$$

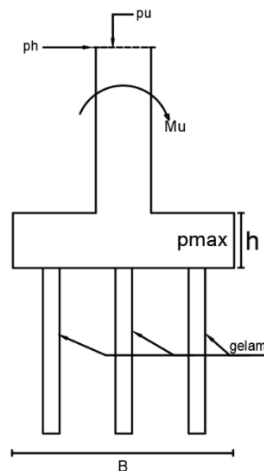
7. Kontrol kapasitas momen

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w} \quad [2.64]$$

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad [2.65]$$

## Keterangan

- $M_u$  : momen yang terjadi pada balok (kg.m)  
 $M_n$  : kuat nominal penampang akibat lentur (kg.m)  
 $b$  : lebar balok (m)  
 $d$  : tinggi efektif (m) [h - 60 mm]  
 $h$  : tinggi balok (m)  
 $\emptyset$  : faktor reduksi (0,8)  
 $f_c'$  : mutu beton (MPa)  
 $f_y$  : mutu tulangan (MPa)  
 $A_s$  : luas tulangan  
 $\rho$  : rasio tulangan tarik (%)  
 $\beta$  : rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek



Gambar 2. 15 Momen yang bekerja pada pile cap

### 2.7.3. Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Satu Arah

Menurut Pamungkas, (2013:88) perhitungan gaya geser yang bekerja terhadap satu arah pada penampang kritis dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.66]$$

$$V_u = n_y \cdot P_{max} \quad [2.67]$$

Kekuatan geser beton yang diperoleh harus memiliki nilai yang lebih besar daripada nilai dari gaya geser nominal penampang sehingga

$$V_n \leq V_c \text{ atau } V_u = \emptyset V_c + V_s \quad [2.68]$$

Keterangan:

$V_u$  : gaya geser satu arah sejarak  $d$  dari muka kolom

$V_c$  : geser beton

$V_s$  : gaya geser tulangan

#### 2.7.4. Kontrol Terhadap Gaya Geser yang Bekerja Dua Arah

Untuk nilai tahanan geser terhadap beton ( $V_c$ ) yang bekerja dengan dua arah maka harus diambil nilai terkecil dari tiga persamaan dibawah ini (Pamungkas, 2013:91) :

$$\beta = \frac{b_k}{h_k} \quad [2.69]$$

$$b_0 = 2 \times (b_k + h_k) \quad [2.70]$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.71]$$

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.72]$$

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.73]$$

Keterangan:

$b_0$  : keliling daerah kritis ( $2 \cdot (b_k + h_k)$ )

$B_0$  :  $h$  (sisi panjang kolom)  $b$  (sisi lebar kolom)

$d$  : tinggi efektif penampang

$b_w$  : lebar pondasi (m)

$d$  :  $h - d'$

$h$  : tinggi pelat [m]

$d'$  : selimut beton [m]

$\phi$  : 0,75 (reduksi kekuatan untuk geser)

$\lambda$  : 1,0 untuk beton no

$as$  : 40 (kolom interior), 30 (kolom tepi) , 20 (kolom sudut)

$\lambda$  : 1,0

Untuk kontrol kuat geser dipakai angka paling kecil dari  $V_c$  dengan rumus:

$$\phi V_c = \phi \cdot V_c \quad [2.74]$$

Dengan syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

### 2.7.5. Tulangan Susut

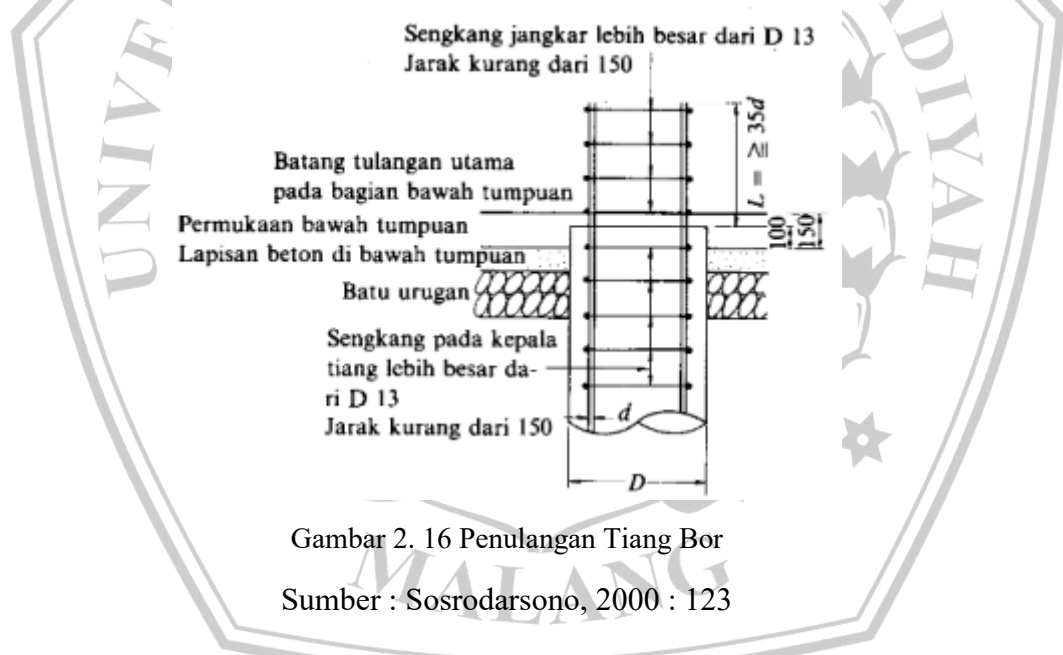
Berdasarkan SNI 2847:2019, tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan (*setting time*) berlangsung, dimana ada kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dan mengurangi kualitasnya, tulangan susut dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$A_{ss} = 0,0014 \times b_w \times d_{ef} \quad [2.75]$$

$$A_{ss} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 1000/150 \quad [2.76]$$

### 2.7.6. Penulangan Terhadap Pondasi *Bored Pile*

Menurut Sosrodarsono (2000: 123) Penulangan pada pondasi tiang bor (*Bored Pile*) adalah penulangan yang sama halnya pada penulangan kolom seperti pada **Gambar 2.14**, mempunyai beberapa langkah perhitungan tulangan sebagai berikut:



#### 2.7.6.1. Perhitungan Tulangan Longitudinal

- Menentukan luas tulangan longitudinal ( $A_{st}$ ) yang akan digunakan. Sesuai dengan SNI 2847-2019 : 215, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  atau lebih dari  $0,08 A_g$ .

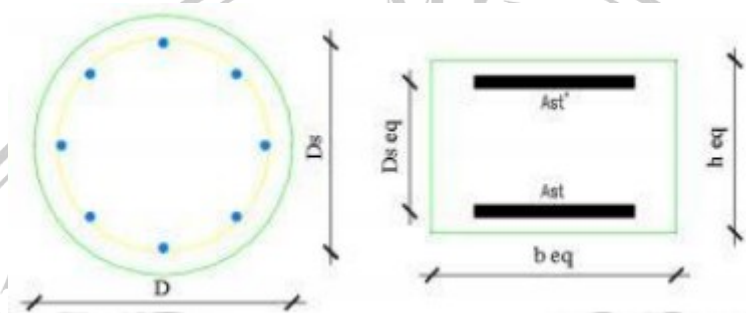
$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \quad [2.77]$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{st}^2 \times \rho \quad [2.78]$$

Keterangan:

- $A_g$  : Luas penampang beton (mm<sup>2</sup>)  
 $A_{st}$  : Luas penampang beton (mm<sup>2</sup>)  
 $D$  : Diameter penampang beton (mm)  
 $D_{st}$  : Diameter tulangan (mm)

2. Penampang pondasi tiang bor (*Bored Pile*) yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang segi empat guna untuk menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang (balance) seperti pada **Gambar 2.17**.



Gambar 2. 17 Penampang Lingkaran dan Penampang ekuivalen Panjang

- a) Tebal ekuivalen penampang segi empat
- $$h_{eq} = 0,8 \times D \quad [2.79]$$
- b) Lebar ekuivalen penampang segi empat
- $$b_{eq} = (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) / h_{eq} \quad [2.80]$$
- c) Luas tulangan total  $A_{st}$  didistribusikan pada dua lapis
- $$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} \times A_{st} \quad [2.81]$$
- d) Jarak antar lapis tulangan
- $$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad [2.82]$$

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

$$e_{dq} = D_{seq} + \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \quad [2.83]$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times e_{dq} \quad [2.84]$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad [2.85]$$

$$E = \frac{M_u}{P_u} \quad [2.86]$$

Regangan pada baja tulangan :

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c \times (Cb - \frac{heq - DSeq}{2})}{Cb} \quad [2.87]$$

Tegangan leleh baja tulangan :

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad [2.88]$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (balance) :

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad [2.89]$$

Momen dalam keadaan seimbang (balance) :

$$M_{ub} = 0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq} \times (1/2 \times heq - 1/2 \times A_b) + A_s' \times f_s' \times (1/2 \times heq - \frac{heq - DSeq}{2}) + A_s \times f_y \times (deq - 1/2 \times heq) \quad [2.90]$$

$$e_b = M_{ub} / P_{ub} \quad [2.91]$$

- Jika keadaan  $P_u < P_b$  atau  $e > e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan  $P_u > P_b$  atau  $e < e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

#### 2.7.6.2. Perhitungan Sengkang

Dalam perencanaan sengkang terdapat beberapa langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

- 1) Tinggi efektif penampang

$$d = D - 2d_c \quad [2.92]$$

- 2) Luas penampang lintang kotor dari kolom

$$A_c = 1/4 \times \pi \times D_c^2 \quad [2.93]$$

- 3) Rasio tulangan spiral

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}}\right) \quad [2.94]$$

- 4) Perencanaan jarak sengkang

$$a_s = 1/4 \times \pi \times D_s^2 \quad [2.95]$$

$$s = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_s)}{\rho_s \times D_c^2} \quad [2.96]$$