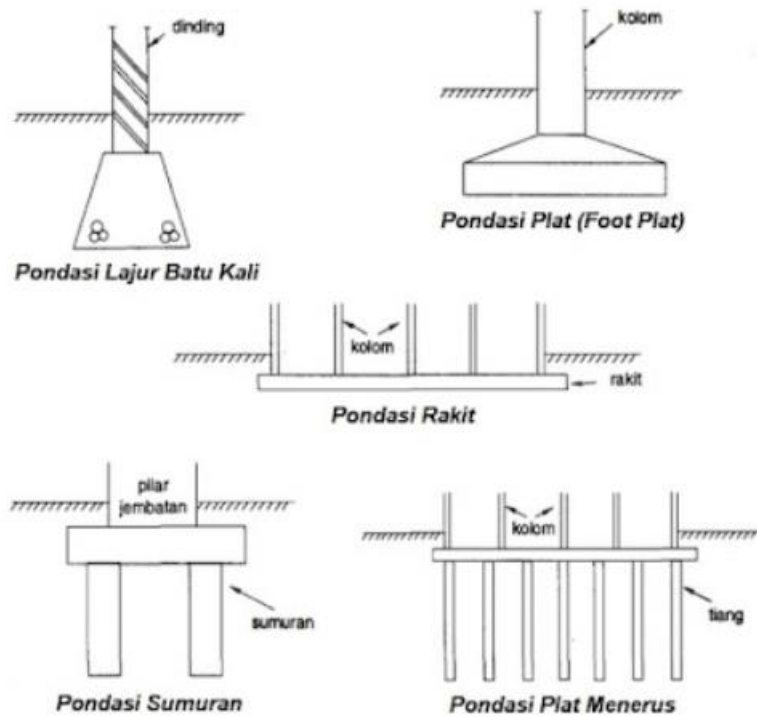


BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Pengertian Pondasi

Pondasi adalah bagian dari struktur bawah yang berfungsi meneruskan beban dari struktur atas dan beratnya pondasi itu sendiri ke dalam tanah atau batuan yang terletak di bawah pondasi (Bowles,1997). Menurut Hardiyatmo dalam bukunya yang berjudul Analisis dan Perancangan Fondasi I (2014:103) pondasi dapat dibagi menjadi 2 jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pada umumnya,pondasi dangkal didefinisikan sebagai jenis pondasi yang memiliki rasio kedalaman tiang terhadap lebarnya lebih kecil dari empat dan memindahkan beban ke tanah dekat permukaan melalui tekanan kontak langsung. Sebaliknya, jika rasio antara kedalaman tiang dan lebar melebihi angka empat, maka pondasi tersebut termasuk ke dalam kategori pondasi dalam, dan memindahkan beban ke lapisan tanah yang lebih dalam dan lebih stabil (keras). Bagaimana pondasi tiang ini meneruskan beban ke lapisan tanah yang keras dikelompokkan menjadi dua kategori.Pertama mengandalkan daya dukung ujung tiang antara tanah dan tiang yang mana ditahan oleh gaya geser yang timbul sepanjang permukaan tiang atau selimut tiang (*friction file*), dan kedua berdasarkan daya dukung ujung tiang (*end bearing file*) yang mana beban yang diterima oleh tiang akan diteruskan oleh ujung tiang ke lapisan tanah keras (Das, 1995,116). Pondasi dangkal merupakan pondasi yang mendukung beban dari struktur atas secara langsung, seperti: pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Pondasi dalam didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban dari struktur atas ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang. Untuk mengetahui bentuk dari macam-macam pondasi dapat dilihat pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2. 1 Jenis-Jenis Pondasi

sumber : Hardiyatmo (2014)

- a) Pondasi Memanjang (*continuous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk dinding menerus atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang memiliki jarak sangat dekat, sehingga apabila menggunakan pondasi telapak sisi-sisi dari pondasi akan berimpit antara satu sama lain.
- b) Pondasi Telapak (*spread footing*) merupakan sebuah pondasi yang berdiri sendiri dalam menahan beban struktur atas yang disalurkan melalui kolom.
- c) Pondasi Rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang cocok digunakan untuk mendukung bangunan yang di bangun di atas tanah lunak.
- d) Pondasi Sumuran atau kaison (*pier foundation/caisson*) merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan apabila tanah dasar yang sanggup menahan beban dari struktur terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

(Hardiyatmo, Teknik Fondasi II Edaran 4, 2008 : 293)

- e) Pondasi tiang (*pile foundation*), pondasi tiang pancang digunakan apabila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung beban dari struktur atas, sedangkan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam. (Hardiyatmo, Analisis dan Perancangan Fondasi I, 2011 : 103).

Seperti yang telah di jelaskan diatas pondasi dalam dapat diartikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan tanah yang mana bertujuan untuk mencari tanah keras yang mampu menjadi daya dukung dari pondasi itu sendiri untuk menahan beban struktur diatasnya. Contoh dari pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang dan pondasi sumuran atau kaison (*caisson*). Penggunaan atau pemakaian pondasi tidak bisa sembarangan, yang mana penggunaan pondasi tiang pancang digunakan disaat kondisi permukaan tanah yang lunak atau keadaan jenis tanah lunak yang mana tidak mampu menahan struktur dan tanah keras berada jauh di kedalaman. Penggunaan pondasi jenis tiang pancang juga memperhatikan kondisi lingkungan yang mana apabila digunakan di wilayah yang padat penduduk dan terdapat gedung-gedung akan mengganggu stabilitas bangunan di sekitarnya (Hardiyatmo, Teknik Fondasi II Edaran 4, 2008 : 293). Pemancangan pada lapisan keras seperti kerikil atau batu akan menimbulkan hambatan pada proses pemancangan tiang pancang yang mana sudah ditemukan tanah keras pada kedalaman yang belum mendukung daya dukung dari pondasi (Dasril dan Gunawan, Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor, 2003 : 42). Pondasi Bor atau *Bored Pile* digunakan atau dilaksanakan ketika wilayah sekitar terdapat pada penduduk dan juga terdapat gedung-gedung disekitar nya, dan pondasi ini digunakan ketika harus dilakukan pengeboran yang dalam dan harus menembus batuan yang mana tanah keras sudah ditemukan di kedalaman yang belum mempunyai daya dukung dari pondasi yang diinginkan.

2.1.1 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang merupakan kolom sederhana yang direncanakan untuk pondasi dalam dengan meneruskan beban permukaan ke tanah di bawahnya, dimana tanah di sekitar permukaan tidak sesuai untuk memikul beban yang dikenakan oleh struktur. Beban ini dikirimkan melalui friksi antara

tiang dengan tanah dan/atau melalui titik dukung (*point bearing*) di seluruh ujung tiang. Jumlah aktual dari tahanan friksi maupun daya dukung bergantung pada kondisi tanah di lapangan.

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*), 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 HS, 1998: 7)

Pondasi tiang dengan jenis pracetak atau *pre-cast* adalah jenis pondasi yang pembuatannya berada di pabrik, sehingga membutuhkan pengangkutan ke lokasi pembangunan. Bentuk dari pondasi pracetak pada umumnya berbentuk prisma dan silindris, berikut ini merupakan beberapa jenis tiang pancang. (Sardjono HS, 1998: 8) :

- A. Menurut cara pemindahan beban, tiang pancang dibagi 2 yakni :
 - 1) *Point bearing pile (End bearing pile)*
 - 2) *Friction Pile*
- B. Menurut bahan yang digunakan, tiang pancang dibagi 4 yakni :
 - 1) Tiang pancang kayu
 - 2) Tiang pancang beton
 - 3) Tiang pancang baja
 - 4) Tiang pancang komposite

2.2 Pembebanan

Dalam semua perencanaan struktur memerlukan perhitungan pembebanan, hal tersebut menjadi salah satu bagian terpenting dalam perencanaan. Perhitungan pembebanan harus dilakukan secara teliti, baik dan benar agar tidak terjadi kesalahan dalam melaksanakannya, karena jika ada kesalahan akan berpengaruh pada desain bangunan dan bisa berakibat fatal seperti runtuhnya bangunan struktur atas. Struktur bawah sendiri memikul beban-beban dari struktur atas. Beban-beban tersebut seperti beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E), dll.

Pembebanan dibagi menjadi dua bagian menurut arah kerjanya, yaitu beban horisontal dan beban vertikal. Beban Horizontal merupakan beban dinamis yang mempunyai variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat. Contoh dari beban dinamis yaitu beban gempa dan beban angin. Beban vertikal merupakan beban statis yang perubahan intensitas beban terhadap waktu termasuk konstan atau lambat. Pada struktur bangunan gedung ini direncanakan menggunakan beban dinamis hanya beban gempa saja.

2.2.1 Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kladding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang bersifat dinamis atau bisa berpindah - pindah dan tidak tetap, beban akibat pergerakan barang dan penggunaan bangunan tidak termasuk kedalam beban hidup. Beban hidup juga bergantung dengan fungsi dari bangunan yang akan direncanakan, jadi berbeda fungsi bangunan berbeda pula beban hidupnya. Beban hidup yang dihitung berdasar pada aturan-aturan yang ditunjukkan pada **Tabel 2.1** (SNI 1727, 2013)

Tabel 2. 1 Beban Hidup terdistribusi Merata Minimum, Lo dan Beban Hidup

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo psf (kN/m ²)	Terpusat lb(kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang Kantor	100 (4,79)	2000 (8,9)
Ruang Komputer		
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	

Tabel 2.1 Lanjutan

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (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 Hunian (lihat rumah tinggal)	100 (4,79)	
Ruang mesin elevator		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	Lihat pasal 4.5
Garasi/Parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92)	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	Lihat Pasal 4.5
Helipad	60 (2,87) tidak boleh direduksi	
Rumah sakit Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00) 250 (11,97)	2000 (8,90) 3000 (13,40)
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000 (8,90) 2000 (8,90) 2000 (8,90)

Tabel 2.1 Lanjutan

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Lembaga hukum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,79)	
Tempat Rekreasi Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan Ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59) 100 (4,79) 100 (4,79) 100 (4,79) 60 (2,87)	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) 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 Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	10 (0,48) 20 (0,96) 30 (1,44) 40 (1,92) 40 (1,92) 100 (4,79)	
Atap Atap datar, berbubung, dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain Atap yang digunakan untuk tujuan lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik struktur rangka	20 (0,96) 100 (4,79) Sama seperti hunian dilayani 5 (0,24) tidak	200 (0,89)
kaku ringan Rangka tumpu layar penutup Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka 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	boleh direduksi 5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka 20 (0,96)	2000 (8,9) 300 (1,33) 300 (1,33)
Sekolah Ruang kelas Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1,92) 80 (3,83) 100 (4,79)	1000 (4,5) 1000 (4,5) 1000 (4,5)
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)

Tabel 2.1 Lanjutan

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan Lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97)	8000 (35,6)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300
Gudang diatas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)	125 (6,00)	
RinganBerat	250 (11,97)	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Lantai diatasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00)	1000 (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 (4,79)	

(Sumber : SNI 1727-2013)

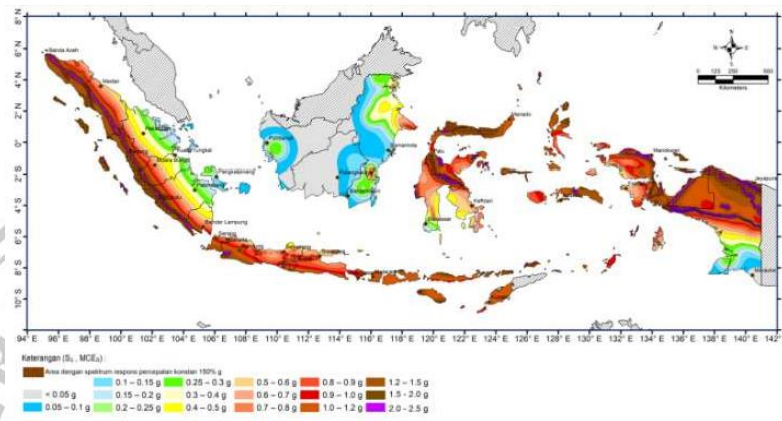
2.2.3 Beban Kombinasi Terfaktor

Beban kombinasi terfaktor adalah jumlah dari seluruh beban - beban luar yang bekerja pada stuktur. Beban - beban tersebut dikalikan dengan faktor pembesaran yang bersumber dari metode ultimit dan metode tegangan. Fungsi dari beban kombinasi ini adalah agar struktur gedung maupun bukan gedung mampu menerima dan memikul beban yang lebih besar daripada beban aktual dari struktur tersebut, sehingga struktur tidak mengalami kegagalan

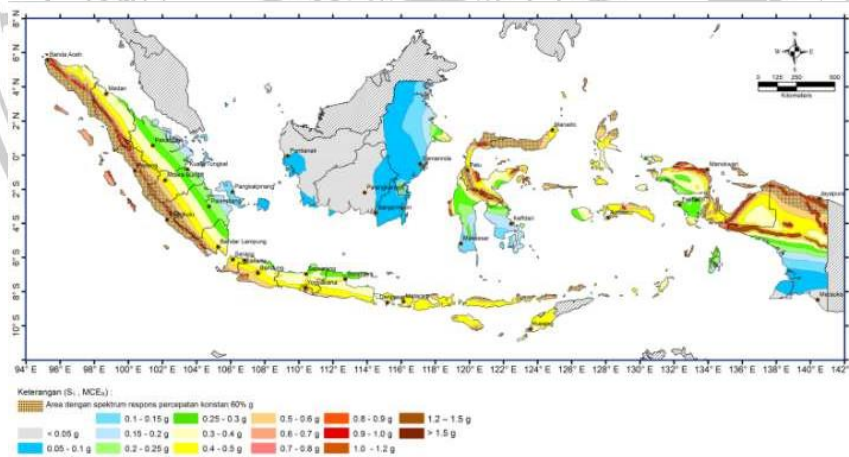
2.2.4 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang terjadi akibat pergerakan tanah di bawah struktur bangunan. Pergerakan tanah berdampak mengakibatkan getaran di struktur atas, getaran yang terjadi tercatat berupa beban mendatar yang terletak pada garis lurus di struktur atas bangunan, sehingga ditetapkan menjadi beban gempa rencana. Beberapa cara untuk menghitung beban gempa yaitu riwayat waktu (*time history, dynamic non-linier*), *push over*, statik ekivalen (*static equivalent, static linier*), dan respons spektrum. Beban gempa berpengaruh pada perencanaan seluruh struktur, maka dari itu beban gempa harus direncanakan dengan benar agar tidak terjadi kegagalan struktur pada struktur atas maupun

struktur bawah. SNI 1726 tahun 2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung mengatur perencanaan beban gempa. Gambar Peta - peta pergerakan tanah seismik dan koefisien resiko gempa tertinggi diperhitungkan, ditunjukkan seperti **Gambar 2.2** dan **Gambar 2.3**.



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



Gambar 2. 3 Parameter gerak tanah S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko- tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5) (Sumber SNI 1726 : 2019)

2.2.4.1 Koefisien - koefisien situs dan parameter - parameter respons spectralpercepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R)

Diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah. 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_M*) dan periode 1 detik (*S₁*) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berdasarkan SNI 1726 (2019: 34) yang mana menggunakan persamaan sebagai di bawah ini :

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad [2.1]$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad [2.2]$$

Keterangan :

S_s = Parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan sebagai periode pendek

S₁ = Parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan sebagaiperiode 1,0 detik

F_a= Koefisien periode pendek yang nilainya dapat dilihat pada **Tabel 2.2**

F_v= Koefisien periode 1,0 detik yang nilainya dapat dilihat pada **Tabel 2.3**

Tabel 2. 2 Koefisien Situs, *F_a*

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, <i>T</i> = 0,2 detik, <i>S_s</i>					
	<i>S_s</i> ≤ 0,25	<i>S_s</i> = 0,5	<i>S_s</i> = 0,75	<i>S_s</i> = 1,0	<i>S_s</i> = 1,25	<i>S_s</i> ≥ 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	SS ^(a)					

(Sumber : SNI 1726-2019 : 34)

Tabel 2. 3 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 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	SS ^(a)					

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

2.2.4.2 Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs digunakan untuk menentukan aspek spesifikasi desain seismik bangunan. Berdasarkan SNI 1726 (2019:29-30) tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung, disediakan pada **Tabel 2.4**

Tabel 2. 4 Klasifikasi Situs

Kelas situs	V _s (m/detik)	N atau N _{ch}	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	≥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 ≥ 40% 3. Kuat geser niralis S _u < 25 kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti	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 > 3m)		

(Sumber : SNI 1726 2019:29-30)

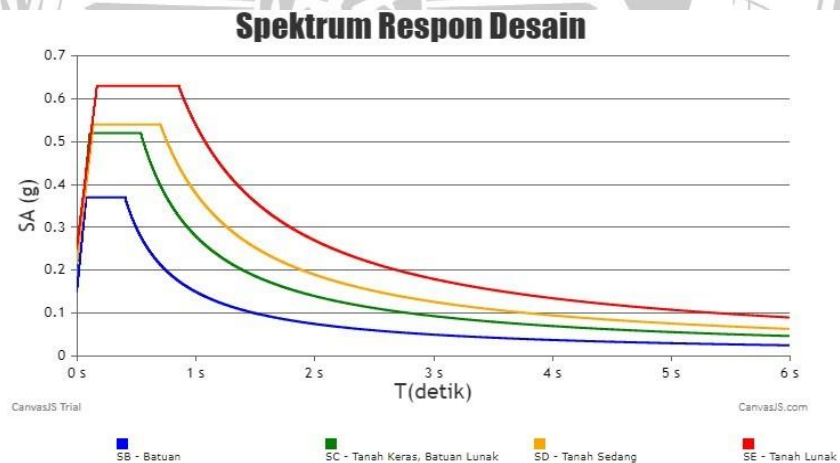
2.2.4.3 Parameter Percepatan Spektral Desain

Mengacu pada SNI 1726 (2019 :35) Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{ds} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad [2.3]$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad [2.4]$$

Untuk menyelesaikan persamaan S_{DS} dan S_{D1} dibutuhkan nilai S_s dan S_1 , nilai tersebut dapat dilihat atau didapatkan pada situs resmi (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>). Pada situs resmi tersebut disediakan data gempa berdasarkan zona wilayah atau lokasi pembangunan yang direncanakan. Setiap daerah memiliki data gempa yang berbeda-beda dan ada perbedaan klasifikasi jenis tanah berdasarkan data tanah yang diperoleh dari uji tanah seperti sondir dan lain-lain. Berikut merupakan grafik korelasi antara percepatan respon spektral mengenai periode gempa daerah Malang mengacu pada klasifikasi tanah yang ditunjukkan pada **Gambar 2.4** dibawah ini:



Gambar 2. 4 Grafik Percepatan Respon Spektra Gempa Wilayah Malang

(Sumber: <https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>)

2.2.4.4 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor keutamaan gempa (I_e) dan kategori resiko dibagi dalam beberapa kategori berdasarkan jenis pemanfaatan dari bangunan gedung atau bukan gedung. Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung atau bukan

gedungsesuai **Tabel 2.5** pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa (I_e) menurut **Tabel 2.6**, kedua tabel tersebut didapatkan berdasarkan SNI 1726 (2019:37).

Tabel 2. 5 Faktor Keutamaan gempa

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"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, 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 industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <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"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	III

Tabel 2.5 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"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasim pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasikitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemaddam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	IV
<p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	

(Sumber: SNI 1726 2019:37)

Tabel 2. 6 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 :37)

2.2.4.5 Spektrum Respons Desain

Menurut SNI 1726 (2019 : 35), spektrum respons desain dapat ditentukan berdasarkan ketentuan-ketentuan berikut yang mana ketentuan panduan serta metode evaluasi gerakan tanah yang spesifik lokasi tidak terpakai, kemudian kurva spektrum wajib disusun mengikuti bentuk yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5** serta harus memenuhi ketentuan yang dijabarkan di bawah ini :

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

$$S_a = SDS(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad [2.5]$$

- b. 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,

- c. 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;

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad [2.6]$$

- d. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan

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

Keterangan:

SDS = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

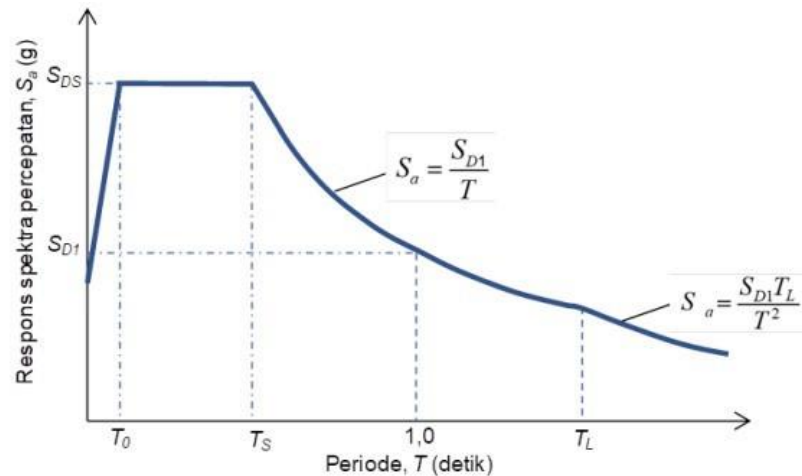
SD1 = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad [2.8]$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad [2.9]$$

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada **Gambar 2.5**



Gambar 2. 5 Gambar Spektrum respons desain
(Sumber: SNI 1726-2019 :36)

Kategori desain seismik dapat ditentukan berdasarkan parameter respons percepatan yang disajikan pada **Tabel 2.7** dan **Tabel 2.8**, kedua tabel tersebut bersumber dari SNI 1726 (2019: 37)

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<S _{ds} <0,33	B	C
0,33<S _{ds} <0,50	C	D
0,50<S _{ds}	D	D

(Sumber: SNI 1726-2019 :37)

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S _{d1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
S _{d1} <0,067	A	A
0,067<S _{d1} <0,133	B	C
0,133<S _{d1} <0,20	C	D
0,20<S _{d1}	D	D

(Sumber: SNI 1726-2019 :37)

Untuk menentukan periode suatu prinsip pendekatan (T_a) dalam satuan detik menurut (SNI 1726-2019:37) digunakan untuk menghitung periode bangunan yang ketinggian bangunan tersebut 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, dengan N adalah jumlah bangunan, berikut adalah rumusnya:

$$T_a = 0,1. N \quad [2.10]$$

2.2.4.6 Pemilihan Sistem Struktur

Pemilihan sistem penahan gaya gempa dengan rincian koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), faktor pembesaran simpangan lateral (C_d), serta batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur (h_n). Nilai-nilai tersebut tercantum dalam SNI 1726 (2019:48) dan disesuaikan dengan kombinasi sistem struktur penahan gempa yang dipakai.

2.2.4.7 Gaya Geser Seismik

Gaya geser dasar (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan ketentuan atau rumus dari SNI 1726 (2019:69), sebagai berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad [2.11]$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan rencana

W = berat bangunan (kN)

2.2.4.8 Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Perhitungan koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan dengan persamaan yang terdapat pada SNI 1726 (2019:69-70), yang mana dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad [2.12]$$

Keterangan:

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek dapat dilihat pada situs resmi (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>)

R = Faktor modifikasi respons dapat dilihat pada Tabel 12 (SNI 1726 2019:50)

I_e = Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada **Tabel 2.7**

2.3 Daya Dukung Izin Tiang

Daya dukung tiang merupakan kemampuan tiang untuk menahan beban dari terjadinya runtuh. Seluruh beban dari struktur atas bangunan dan gaya geser serta penurunan (*settlement*) harus mampu ditopang oleh tanah. Kekuatan izin tekan dan kekuatan izin tarik dapat ditinjau untuk mengetahui daya dukung tiang pancang.

Analisa perhitungan daya dukung izin tarik tiang terhadap kekuatan tanah menggunakan rumus dari data N-SPT (Mayerhof 1976) sebagai berikut:

$$P_{ta} = \frac{(\sum [l_i \cdot f_i \cdot A_{st}] \cdot 0,70)}{FK2} \quad [2.13]$$

Keterangan:

W_p : B_j Beton Bertulang x Luas Alas x kedalaman pondasi (ton)

A_{st} : keliling tiang pancang (m)

l_i : panjang segmen tiang (m)

f_i : gaya geser pada tiang (ton/m²)

FK2 : Faktor keamanan

2.3.1 Daya Dukung Izin Vertikal

Menurut Sosrodarsono & Nakazawa (2000:99) daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang, dan besar dari daya dukung yang diizinkan R_a , dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$R_a = \frac{1}{n} R_u = \frac{1}{n(R_p + R_F)} \quad [2.14]$$

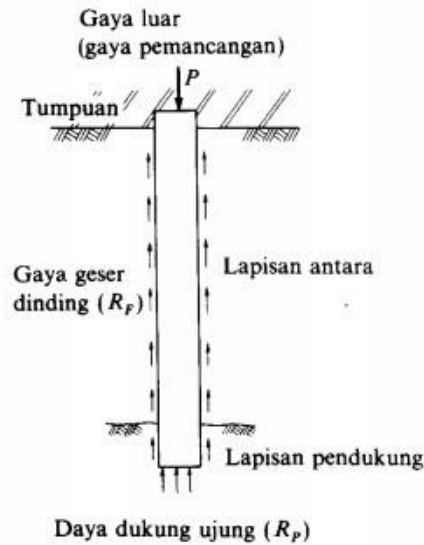
Keterangan :

n : Faktor keamanan

R_u : Daya dukung batas tanah pondasi (ton)

R_p : Daya dukung terpusat tiang (ton)

R_F : Gaya geser dinding tiang (ton)



Gambar 2. 6 Gambar Mekanisme daya dukung tiang
(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000)

Secara praktis perkiraan ini berdasarkan rumus yang diajukan oleh Terzaghi ataupun Maeyerhof, atau dari rumus empiris yang diperoleh sebagai hasil pengikhtisaran dari data-data test pembebanan. Sebagai contoh, diambil rumus untuk jalan raya di Jepang sebagai berikut ini :

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

$$Ra = \frac{1}{n} (Ru - Ws) + Ws - W \quad [2.15]$$

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

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot Ru \quad [2.16]$$

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot \sum li \cdot fi \quad [2.17]$$

Keterangan:

Ra, Ru, dan η adalah besaran yang sama seperti di atas.

Ws = Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)

W = Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

Qd = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A = Luas ujung tiang (m^2)

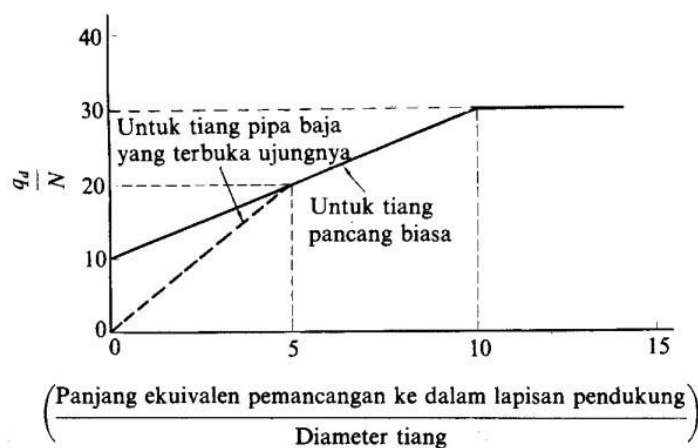
U = Panjang keliling tiang (m)

- li = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang
- fi = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m²)

Tabel 2. 8 Faktor Keamanan Tiang Daya Dukung Vertikal yang diizinkan

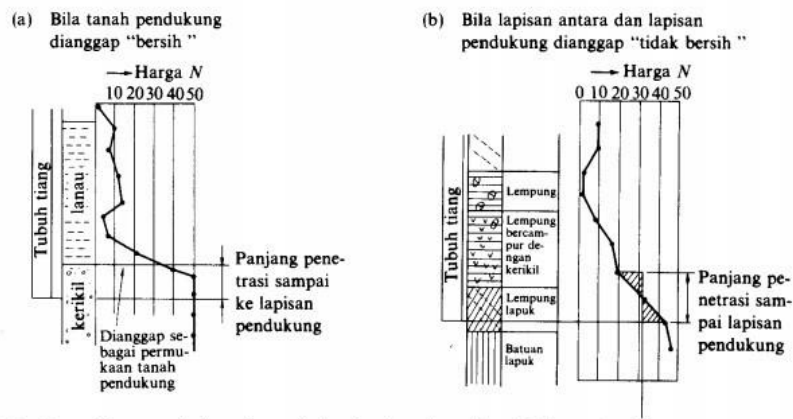
	Jembatan Jalan Raya		Jembatan Kereta Api	Konstruksi Pelabuhan	
	Tiang Pendukung	Tiang Geser	-	Tiang Pendukung	Tiang Geser
Beban Tetap	3	4	3	Lebih besar dari 2,5	
Beban tetap + Beban Sementara	-	-	2		
Waktu gempa	2	3	1,5 (1,2)	Lebih besar dari 1,5	Lebih besar dari 2,0

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000:100)



Gambar 2. 7 Gambar Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000)



(1) Harga N rencana dari tanah pondasi pada ujung tiang diperoleh dengan:

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (N \leq 40)$$

N_1 : Harga N pada ujung tiang

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

(2) Jarak dari titik di mana sebagian daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi

(Catatan) Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti (b)

(Keterangan) Dalam menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung, tidak hanya distribusi harga N , tetapi tekstur tanah pada log bor juga harus benar-benar dipelajari untuk memilih antara diagram (a) dan (b) di atas

Gambar 2. 8 Cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

(Sumber: Sosrodarsono & Nakazawa, 2000)

Nilai dari daya dukung terpusat (q_d) diperoleh dari hubungan antara L/D dan q_d/N pada **Gambar 2.6**. L adalah panjang ekivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari **Gambar 2.7**. D adalah diameter tiang, N adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut:

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad [2.18]$$

Keterangan:

N = Harga N rata – rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N_1 = Harga N pada ujung tiang

N_2 = Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

2.3.2 Daya Dukung Izin Horizontal

Daya dukung horizontal dihitung dengan menggunakan berbagai macam cara atau metode, hal ini dikarenakan jenis tanah yang berada di lapangan umumnya terdiri dari berbagai karakteristik yang kemudian membentuk lapisan tanah. Tiang dapat digolongkan sesuai dengan jenis ikatan dengan penutup *pile*

cap yang berfungsi untuk mendapatkan hasil analisa gaya horizontal. Maka dibagimenjadi dua kelompok, yaitu :

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

Menurut Mc Nulty (1956) pada buku mengartikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya tertanam dalam *pile cap* minim sedalam 60 cm, dan dengan begitu untuk tiang yang bagian atasnya tidak tertanam dan minimum dari 60 cm tergabung dalam tiang ujung bebas (*free end pile*). Daya dukung horizontal dihitung dengan rumus berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013:60) :

$$Hu = 9 \times Cu \times D \times \left(Lp - \left(\frac{3d}{2} \right) \right) \quad [2.19]$$

$$M_{max} = Hu \left(\left(\frac{lp}{2} \right) + \left(\frac{3D}{2} \right) \right) \quad [2.20]$$

Keterangan :

Hu : Daya dukung horizontal

Cu : *Undrained strength* (kN/m²)

D : Diameter pondasi (m)

L : Kedalaman / panjang pondasi (m)

Kp : Koefisien tekanan tanah pasif (t/m²)

Hasil perhitungan Mmax dibandingkan dengan momen vertikal dari pembebanan jika hasilnya lebih besar Mmax maka disebut tiang panjang. Umumnya tiang yang diperoleh adalah tiang panjang. Perhitungan Mmax dapat digolongkan sebagai tiang panjang, perhitungan tiang panjang sebagai berikut :

$$f = \left(\frac{Hu}{9 \times Cu \times D} \right) \quad [2.21]$$

Keterangan :

Hu : Daya dukung horizontal

Cu : *Undrained strength* (kN/m²)

D : Diameter pondasi (m)

2.4 Jumlah Tiang yang Diperlukan pada Tiang Pancang Kelompok

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013: 54) perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom dengan membagi gaya aksial dengan daya dukung tiang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$nP = \frac{P}{P_{all}} \quad [2.22]$$

Keterangan :

np : Jumlah tiang

P : Gaya aksial (ton)

Pall : Daya dukung izin tiang (ton)

Jarak antar tiang yang disyaratkan dalam kelompok yang mana rentang antara tonggak dalam satu gugus merujuk pada ketentuan dari Direktorat Jenderal Bina Marga Kementerian Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik (Sardjono, 1988:56) sebagai berikut :

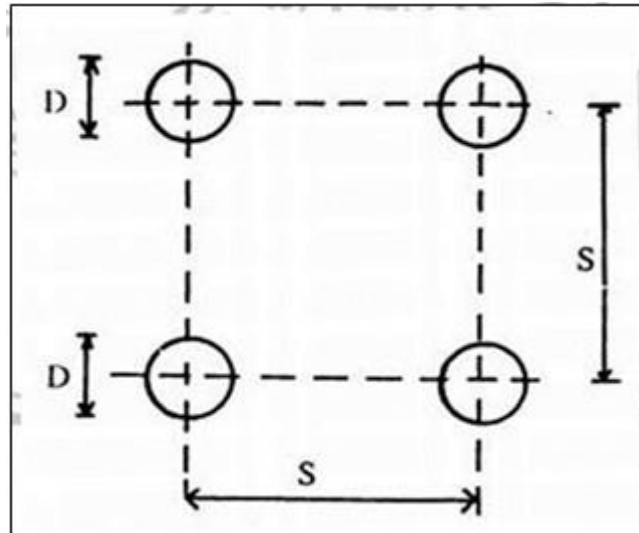
$$S = 2,5D \quad [2.23]$$

$$S = 3D \quad [2.24]$$

Keterangan :

S : Jarak masing - masing tiang dalam kelompok dihitung dari as ke as (m)

D : Diameter tiang (m)



Gambar 2. 9 Sambungan tiang pancang dengan pile cap (*Sardjono,1988:56*)

Perhitungan efisiensi kelompok tiang pancang berdasarkan rumus Converse – Labbare dari *Uniform Building Code* versi AASHTO (Pamungkas dan Harianti,2013:55). Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\theta = \text{Arc Tan} \frac{d}{2} \quad [2.25]$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{((n'-1)m+(m-1)n')}{90 m n'} \quad [2.26]$$

Keterangan :

- S: Jarak masing - masing tiang dalam kelompok dihitung dari as ke as (m)
- d: Diameter tiang (m)

Jika nilai Eg sudah didapatkan maka dapat ditentukan daya dukung izin vertikal tiang pancang kelompok, yaitu untuk menunjukkan bahwa kekuatan total yang dimiliki oleh suatu kelompok tiang tidak selalu sebanding dengan jumlah kapasitas dukung masing masing tiang secara terpisah dalam kelompok tiang tersebut Hardiyatmo (2015:212). Daya dukung maksimum kelompok tiang dapat dihitung dengan mempertimbangkan nilai efisiensi dari konfigurasi tiang dalam kelompok (Hardiyatmo,2015:219) :

$$Qu = Eg \times Ra \times \mu \quad [2.27]$$

Qu = bobot maksimal kelompok tonggak yang berakibat runtuh (kN)

Eg = Efisiensi kelompok pilar

μ = Banyaknya pilar didalam kelompok

R_a = bobot maksimal pilar tunggal yang berakibat runtuh (kN)

Apabila nilai Q_u lebih besar dari nilai gaya horizontal maka dinyatakan pondasi dengan jumlah yang telah dihitung aman, tidak perlu menambah pondasi, jika belum aman maka dapat ditambah jumlah pondasi.

2.5 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Untuk menghitung beban maksimum dan minimum yang bekerja pada kelompok tiang yang sudah direncanakan tersebut dapat menggunakan persamaan sebagai berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013:57) :

$$P_{maks} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_y \cdot \sum Y^2} \quad [2.28]$$

Keterangan :

P_{max} : beban maksimum tiang (ton)

P_u : gaya aksial yang terjadi (terfaktor) (ton)

M_y : momen yang bekerja tegak lurus sumbu y (m.ton)

M_x : momen yang bekerja tegak lurus sumbu x (m.ton)

X_{max} : jarak tiang arah sumbu x terjauh (m)

Y_{max} : jarak tiang arah sumbu y terjauh (m)

$\sum X^2$: jumlah kuadrat X

$\sum Y^2$: jumlah kuadrat Y

n_x : banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y : banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

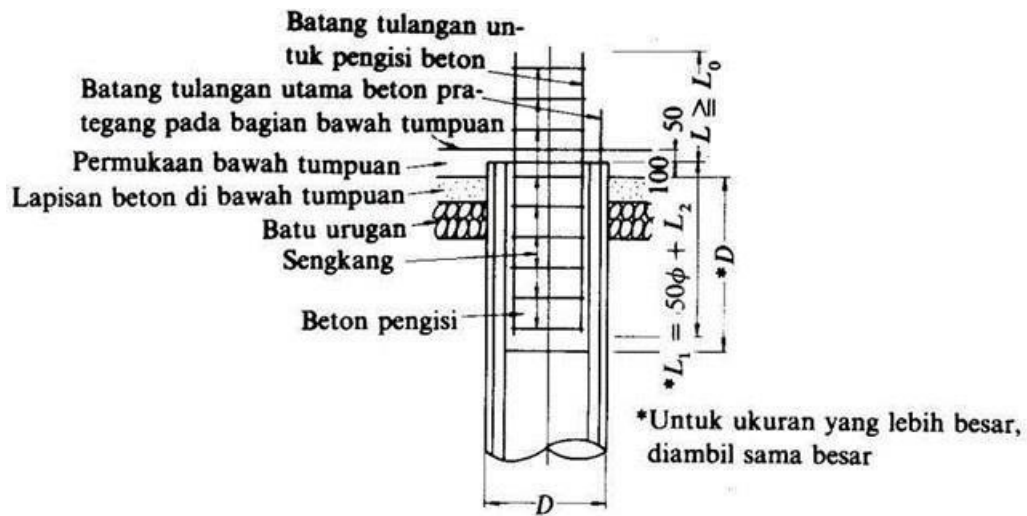
n_p : jumlah tiang

Apabila P_{max} bernilai positif maka *pile cap* mendapatkan gaya tekan, dan sebaliknya apabila P_{max} bernilai negatif maka *pile cap* mendapatkan gaya tarik.

2.6 Perencanaan Sambungan Tiang Pancang dengan Pile Cap

Sambungan antara tiang pancang dengan *pile cap* diletakan pada bagian yang tertanam cukup kecil memanfaatkan tulangan pada beton karena tiang masih bisa

menahan momen. Perencanaan sambungan tiang pancang dengan *pile cap* terdapat pada **Gambar 2.10**



Gambar 2.10 Sambungan tiang pancang dengan pile cap
(Sumber: Erny & Pamungkas, 2013)

2.7 Perencanaan Pile Cap

Saat perencanaan *pile cap* yang dihitung adalah dimensi *pile cap* serta tulangan yang dibutuhkan agar bisa menahan gaya - gaya yang terjadi pada *pile cap*. Tegangan geser izin beton mempengaruhi ketebalan *pile cap*, maka dari itu tegangan geser yang dihitung harus pada potongan terkritis. Momen lentur pada pelat penutup tiang harus dihitung dengan menganggap momen tersebut bekerja pada pusat tiang ke permukaan kolom terdekat.

Merencanakan jarak antar tiang harus terlebih dahulu dihitung sebelum merencanakan *pile cap* agar dimensi *pile cap* dapat diketahui. Ukuran *pile cap* sangat ditentukan oleh banyaknya tiang dalam satu kelompok tiang dan jarak antar tiang, sehingga jarak antar tiang akan sangat mempengaruhi dimensi *pile cap*. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil $2,5D - 3D$, dimana D adalah diameter tiang (Pamungkas dan Harianti, 2013:87)

2.8 Penulangan *Pile Cap*

Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan balok, perencanaan penulangan *pile cap* dalam proses perancangannya penting untuk memastikan bahwa kekuatan nominal terhadap gaya geser (V_n) harus melebihi gaya geser tersusun yang bekerja di penampang (V_u). Penilaian terhadap kekuatan pergeseran dijalankan dengan mengkaji 2 kondisi utama, yakni geser dua arah dan geser satu arah. Untuk kondisi geser satu arah, evaluasi dapat dilakukan menggunakan formula berikut (Dipohusodo,1994:364):

$$V_u = P_u \times WG$$

Keterangan :

V_u = gaya geser tersusun di elemen

P_{max} = bobot aksial tersusun dengan mempertimbangkan eksentris

W = dalam arah Y panjang dari *pile cap* (meter)

G = panjang area beban dimana relevan bagi analisis 1 arah (meter)

$$V_n = V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad [2.29]$$

Keterangan :

$V_n = V_c$ = kekuatan nominal terhadap geseran

f_c' = kekuatan tekanan karakteristik batu (Mpa)

b_w = luas elemen ataupun diameter penadah lingkaran (mm)

d = rentang dari permukaan tekanan luar ke inti tulang penarik (mm)

Untuk kondisi geser 2 arah, analisis dilakukan dengan rumus dibawah (Dipohusodo,1944:363)

$$V_u = P_u \cdot (A-B)$$

Keterangan:

V_u = gaya pergeseran tersusun area kritis

P_{max} = bobot aksial tersusun dengan eksentris

$$V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad [2.30]$$

Keterangan :

$V_n = V_c$ = kekuatan nominal terhadap geser

β_c = perbandingan sisi yang panjang dengan sisi yang pendek dari bobot inti ataupun penampang

b_0 = panjang total sekeliling area kritis di elemen pelat maupun pondasi (dalam milimeter)

f_c' = kekuatan tekanan dari beton (Mpa)

d = jarak vertikal dari tepi tekan paling luar menuju titik pusat tulangan tarik (dalam milimeter)

Ketika telah memperoleh nilai gaya geser 1 arah maupun 2 arah, tahapan berikutnya adalah mendesain elemen baja tulangan melalui perhitungan memakai formula seperti di bawah ini dengan urutan sebagai berikut (Dipohusodo,1994:366) :

1. Rencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif k perlu $= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ [2.31]

Keterangan :

M_u : Momen yang terjadi pada balok (kg.m)

B : Lebar balok (m)

d : Tinggi efektif (m) ($h - 60$ mm)

H : Tinggi balok (m)

ϕ : Faktor reduksi (0,8)

2. Untuk tulangan harus didistribusikan merata dalam jarak sama dengan sisi terpendek pondasi yang berpusat pada garis tengah kolom atau pedestal. Sisa tulangan yang dibutuhkan pada sisi ($1 - \gamma_s$) As harus didistribusikan merata diluar jalur tengah pondasi dengan γ_s dihitung.

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1} \quad [2.32]$$

Diketahui, β merupakan rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek

pondasi dan spasi antar tulangan dibuat seragam di seluruh dimensi terpanjang, dan ketebalan pondasi harus tetap dipilih sehingga ketebalan efektif tulangan bawah sekurang - kurangnya adalah 300 mm. Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad [2.33]$$

3. Hasil luas tulangan yang dihitung, maka dapat dilanjutkan dengan merencanakan jarak tulangan dan diameter yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung sebelumnya.
4. Cek terhadap tinggi efektif yang digunakan adalah ($d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$)

2.9 Penurunan Kelompok Pondasi Tiang Pancang

Dalam situasi tertentu, penetapan daya dukung izin pada tiang lebih dominan ditentukan oleh batas ambang toleransi terhadap penurunan Hardiyatmo (2015:258). Besarnya penurunan yang terjadi pada tiang sangat dipengaruhi oleh rasio antara kapasitas tahanan di ujung tiang dengan besaran beban yang diterima oleh elemen tersebut. Jika nilai beban yang bekerja pada tiap tiang berada dalam kisaran sama atau lebih rendah dibandingkan kemampuan ujung menahan beban, maka penurunan yang timbul akan relatif kecil. Sebaliknya, bila beban yang diterima oleh suatu tiang secara signifikan melebihi kapasitas ujungnya, maka deformasi vertikal yang terjadi akan meningkat secara tajam. Sementara itu, dalam penjelasan yang lain, Hardiyatmo (2014:276) menyatakan bahwa penurunan tiang pancang kelompok adalah jumlah dari penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*elastic settlement* atau *immediate settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c dimana penurunan pada pondasi yang berada di atas lapisan tanah jenuh berbutir halus. Dibawah ini merupakan rumus penurunan sebagaimana dijelaskan oleh Hardiyatmo (2015:277).

$$S_t = S_i + S_c \quad [2.34]$$

Keterangan :

S_t = jumlah keseluruhan deformasi vertikal atau total penurunan yang terjadi pada sistem pondasi

S_i = besaran penurunan yang terjadi secara langsung sesaat setelah pembebanan diterapkan

S_c = komponen penurunan yang berlangsung secara bertahap akibat proses konsolidasi tanah berbutir halus

Pergeseran vertikal awal merupakan deformasi tanah yang muncul akibat perubahan bentuk massa tanah yang mengalami tekanan, di mana prosesnya terjadi tanpa perubahan volume. Sementara itu, penurunan akibat konsolidasi muncul sebagai hasil berkurangnya volume massa tanah sebagai akibat keluarnya air pori berlebih. Penurunan jenis ini bergantung pada waktu sebagai variabel utama dalam prosesnya (Hardiyatmo, 2014: 276-277).

2.9.1 Penurunan Segera (*Elastic settlement* atau *Immediete settlement*)

Das Braja (1998: 215) menyatakan bahwa penurunan segera, atau sering disebut penurunan elastis, terjadi seketika sesudah beban diberikan dan tidak menyebabkan perubahan kadar air dalam tanah. Besar kecilnya penurunan ini sangat ditentukan oleh karakteristik pondasi serta jenis material tanah tempat pondasi tersebut dipasang. Penurunan segera juga bisa didefinisikan penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan, menurut Janbu, Olerrum, dan Kjaernsti (1956), hal tersebut dirumuskan dengan menghitung besar penurunan langsung pada pelat lentur berbentuk persegi panjang maupun lingkaran, yang diletakkan di atas media tanah yang bersifat elastis, seragam, dan isotropik dengan kedalaman yang ada batasnya. (Hardiyatmo, 2014: 283).

$$S_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \frac{qB}{E_u} \quad [2.35]$$

Keterangan

S_i = Penurunan segera (m)

Q = Tekanan yang terjadi (P_u/A)

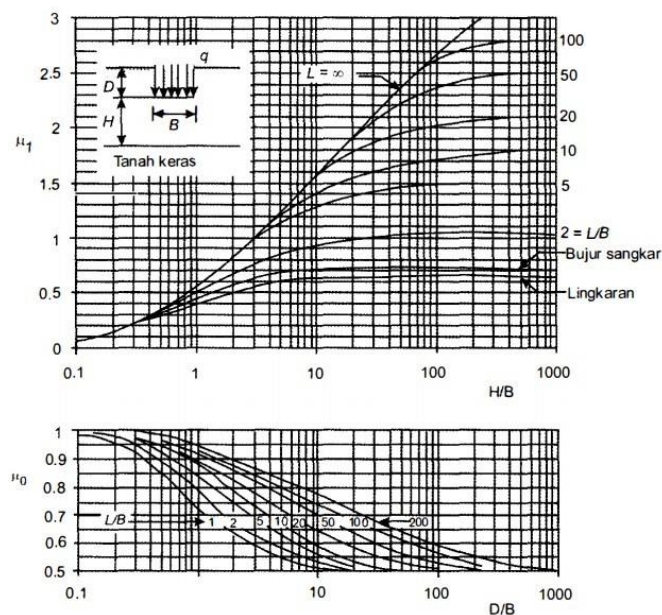
B = Modulus deformasi pada kondisi undrained (kN/m^2)

μ_1 = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal sedang

μ_0 = Faktor koreksi untuk kedalaman D_f

B = Ukuran luas pelat pondasi segi panjang ataupun diameter dari pelat berbentuk bulat (meter)

E = Kemutlakan elastisitas tanah tempat pondasi berada (kN/m^2)



Gambar 2. 11 Grafik faktor koreksi μ_1 dan μ_0 (Janbu, Bjerrum dan kjaernli)
(Sumber: Hardiyatmo, 2014:285)

Nilai modulus elastis dapat diperoleh dari pengujian SPT. Mitchell dan Gardner (1975) mengusulkan modulus elastisitas yang dihubungkan dengan nilai NSPT (Hardiyatmo, 2014:281-282), berikut nilai E_u didapatkan dengan persamaan sebagai berikut:

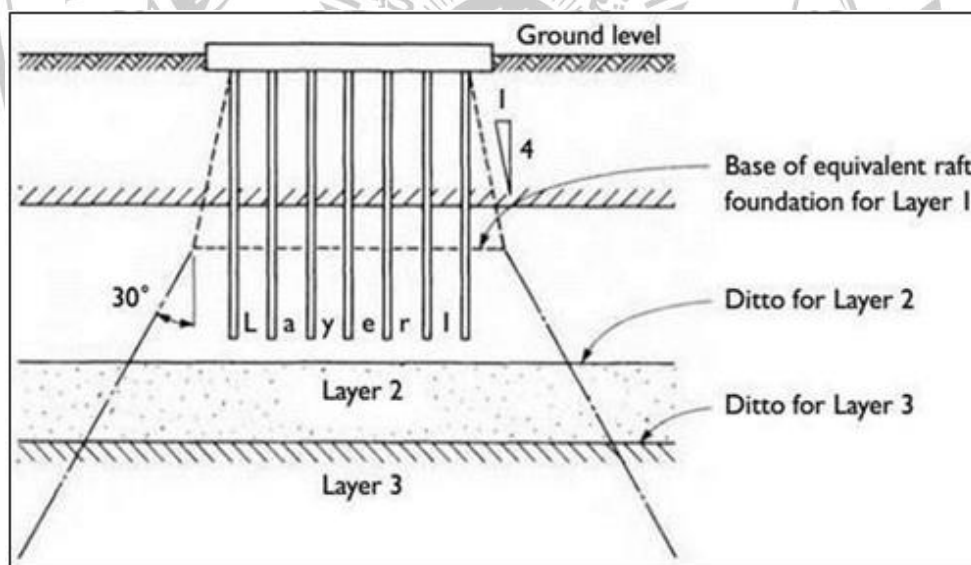
$$E = 10 (N + 15) (k/ft^2) \text{ (untuk pasir)} \quad [2.36]$$

$$E = 6 (N + 5) (k/ft^2) \text{ (untuk lempung)} \quad [2.37]$$

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

Hubungan antara tegangan tekan (*compressive stress*) dan regangan aksial (*axial strain*) dari hasil uji pada **Gambar 2.11**. Dimana dalam sumber lain, modulus deformasi E_u adalah ukuran kekakuan tanah yaitu kemampuan tanah menahan deformasi beban) (M.J Tomlinson 1977:172).

Distribusi penyebaran beban di bawah kelompok tiang pada lapisan tanah berlapis (*layered soil formation*). Dimana dalam tanah berlapis dengan nilai modulus deformasi (E_u) yang berbeda di setiap lapisan atau dalam tanah yang kekakuannya meningkat seiring bertambahnya kedalaman, perhitungan penurunan dilakukan dengan cara membagi tanah menjadi beberapa lapisan horizontal. Untuk tiap lapisan diberi nilai rata-rata dari E_u yang berdasarkan uji laboratorium (uji tekan triaksial, uji beban pelat dan lain-lain). Asumsi perhitungannya adalah bahwa beban atau penyebaran beban di bawah kelompok tiang menyebar ke permukaan tiap lapisan dengan sudut sekitar 30° dari tepi pondasi setara (*equivalent raft*) (J.M Tomlinsin 1977:173) yang mana bisa kita lihat pada **Gambar 2.12**.



Gambar 2. 12 Sebaran beban di bawah tiang pancang kelompok.

(Sumber: *Pile Design and Construction Practice* (J.M.Tomlinson 1977:173)

2.9.2 Penurunan Konsolidasi (*Long term consolidation settlement*)

Sementara itu menurut Hardiyatmo (2014:277), penurunan konsolidasi terbagi menjadi ke dalam dua fase utama, yaitu penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Konsolidasi primer adalah penurunan yang

muncul akibat berkurangnya volume tanah karena air mengalir keluar dari zona yang mengalami tekanan, disertai penurunan tekanan air pori berlebih (*excess pore water pressure*) yang mana penurunan ini sangat bergantung pada waktu. Adapun penurunan konsolidasi sekunder juga dipengaruhi oleh waktu, tetapi terjadi setelah proses konsolidasi primer berakhir, saat tegangan efektif yang dihasilkan oleh beban telah mencapai kondisi stabil.

Sunggono (1984:93) menjelaskan bahwa pada lapisan tanah berpasir, penurunan akan terjadi hampir secara keseluruhan dalam waktu singkat setelah beban diterapkan. Umumnya, penurunan yang terjadi pada jenis tanah ini bersifat kecil. Sebaliknya, jika lapisan tanah terdiri dari butiran halus seperti lempung, maka penurunannya cenderung lebih besar dan berlangsung dalam waktu yang lebih lama. Oleh karena itu, studi mengenai konsolidasi lebih sering difokuskan pada tanah berbutir halus.

Perhitungan penurunan konsolidasi dapat dilakukan menggunakan persamaan tertentu dimana untuk suatu lapisan lempung yang tebal, adalah lebih teliti bila lapisan tanah tersebut dibagi menjadi beberapa sub-lapisan dan perhitungan penurunan dilakukan secara terpisah untuk tiap-tiap sub-lapisan. Jadi, penurunan konsolidasi total dirumuskan sebagai berikut (Braja M. Das, 1988:194).

$$S_c = \frac{H}{1+e_0} \times C_c \times \text{Log} \cdot \frac{P_0 + \Delta p}{p_0} \quad [2.39]$$

$$\Delta p = \frac{A_0}{A_1} \times q \quad [2.40]$$

Keterangan:

- S_c = Penurunan konsolidasi (m)
- C_c = Indeks pemampatan
- e_0 =Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
- Δp =Besarnya tegangan di muka tanah (kN/m²)
- H =Ukuran ketebalan dari lapisan tanah yang sedang dianalisis
- P_0 =Tegangan efektif awal pada tengah lapisan tanah
- Log =Rasio perubahan tekanan efektif

2.9.3 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Estimasi kecepatan penurunan konsolidasi dibutuhkan untuk mengetahui besarnya kecepatan penurunan pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Perhitungan terhadap kecepatan penurunan akibat konsolidasi lazimnya digunakan untuk memahami seberapa cepat landasan struktur mengalami penyusutan selama berlangsungnya konsolidasi tanah Hardiyatmo (2014:310). Hal ini menjadi krusial ketika penurunan konstruksi diperkirakan mencolok. Akan tetapi, jika penyusutan tersebut sangat minim, maka laju penurunan tak perlu dianalisis secara mendalam, sebab perubahan yang terjadi dari waktu ke waktu cenderung tak berdampak signifikan. Untuk menentukan besar kecilnya penguatan turunnya di saat tertentu (t), dapat diterapkan rumus berikut :

$$t = \frac{T_v \cdot H_t^2}{c_v} \quad [2.41]$$

Keterangan:

T_v : faktor waktu

H_t : panjang lintasan drainase ($H_t = H/2$, untuk drainase dobel dan $H_t = H$ untuk drainase tunggal) (m)

H : tebal lapisan lempung yang mampat (m)

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

Angka-angka faktor waktu (T_v) untuk menggambarkan persentase penurunan konsolidasi rata-rata (U), sebagaimana dijelaskan dalam teori penguatan 1 dimensi dari Terzaghi, disajikan pada **Tabel 2.9**. Besaran yang tercantum di tabel ini dapat diterapkan baik pada kondisi pembuangan ganda maupun pada system pembuangan tunggal.

Tabel 2. 9 Hubungan faktor waktu (T_v) dan derajat konsolidasi (U)

U %	T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126

Tabel 2.9 Lanjutan

U %	Tv
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

(Sumber: Hardiyatmo, 2014:311)

2.9.4 Penurunan Izin

Menurut SNI 8460 (2017:178) Persyaratan Perancangan Geoteknik pasal 9.2.4.3 tentang penurunan izin. Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan oleh toleransi struktur atas bangunan dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing - masing kasus tersendiri dengan mengacu pada stabilitas bangunan, integritas bangunan dan fungsi bangunan. Penurunan izin yang disyaratkan harus sebagai berikut :

$$S < 15 \text{ cm} + \frac{b}{600} \text{ (b dalam satuan cm) (untuk bangunan tinggi)} \quad [2.42]$$

Beda penurunan (*diffrential settlement*) yang telah diperkirakan akan terjadi harus ditentukan secara seksama dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap struktur atas bangunan harus dicek untuk menjamin bahwa beda penurunan tersebut masih memenuhi kriteria kekuatan dan kemampulayakan.

$$\frac{St_{max} - St_{min}}{L} < \frac{1}{300}$$

Keterangan

St_{max} : Penurunan terbesar (cm)

St_{min} : Penurunan terkecil (cm)

L : Panjang bangunan (cm)