

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pekerjaan pondasi merupakan salah satu pekerjaan yang paling utama dalam sebuah pembangunan proyek. Hal yang perlu diketahui dalam perencanaan pondasi untuk sebuah konstruksi yaitu menentukan keadaan tanah, maka dapat diketahui tipe pondasi yang sesuai untuk proyek tersebut.

Menurut Direktorat Jendral Cipta Karya (2017:9) pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas sebagai sarana meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke dasar tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya. Bentuk pondasi ditentukan oleh berat bangunan dan keadaan tanah sekitar bangunan, sedangkan kedalaman pondasi ditentukan oleh letak tanah padat yang mendukung pondasi.

Pondasi merupakan pekerjaan yang sangat penting dan utama dalam suatu pembangunan gedung atau konstruksi lainnya, karena pondasi memiliki fungsi memikul beban yang ada pada struktur atas seperti kolom, balok, dan plat. Kemudian akibat beban struktur atas tersebut akan diteruskan kedalam lapisan tanah keras atau tanah yang sudah direncanakan kedalamannya.

Pondasi direncanakan agar dapat memikul beban struktur yang ada di atasnya dan dapat mencapai batas aman yang telah direncanakan. Perencanaan pondasi akan lebih baik jika didukung dengan kondisi tanah yang baik, sebaliknya jika kondisi tanah tidak baik maka perencanaan pondasi akan lebih sulit dan pastinya menghabiskan biaya yang cukup banyak. Pemilihan jenis pondasi dapat dilakukan jika sudah mengetahui kondisi tanah yang akan dijadikan tempat perencanaan pondasi.

Menurut Sardjono (1988:7) dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi, pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas:

1. Fungsi bangunan atas (super structure) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut.
2. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas.
3. Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan.
4. Biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas.

Pondasi bangunan umumnya dibedakan sebagai pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemilihan pondasi dapat dilakukan berdasarkan daya dukung tanah sebagai berikut:

1. Bila tanah keras berada pada permukaan tanah atau 2-3 m dibawah permukaan tanah maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dangkal, seperti pondasi telapak.
2. Bila tanah keras berada pada kedalaman hingga 6 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi tiang bor manual.
3. Bila tanah keras berada pada kedalaman hingga 10 m maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang minipile.
4. Bila tanah keras berada pada kedalaman hingga 20 m atau lebih maka pondasi yang disarankan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang pancang atau pondasi tiang bor.

Pondasi dalam digunakan apabila beban yang ada pada struktur atas sangat besar dan kondisi tanah yang tidak baik sehingga harus mencari kondisi tanah keras yang dapat memikul beban yang bekerja pada struktur. Pada pekerjaan pondasi dalam pada umumnya menggunakan alat bantu mesin untuk pelaksanaan, hal ini dikarenakan pada perencanaan pondasi dalam volumenya lebih besar dan kedalaman tanahnya sudah sangat keras, sehingga jika pengerjaannya tidak menggunakan alat bantu akan semakin lama dan memakan biaya yang sangat banyak.

2.2 Pondasi Tiang Pancang

Menurut Cipta Karya Direktorat Jendral (2017: 9), Berikut ini adalah jenis-jenis pondasi tiang:

- a. *Bored Pile*
- b. Pancang dan cor di tempat
- c. Tiang bor
- d. Tiang komposit

Tipe tiang pada (a) dan (b) di atas disebut sebagai tiang perpindahan yang terbagi menjadi tiang pemindahan yang besar untuk bagian performed padat dan semua tipe penggerak dan tempat; dan tiang perpindahan kecil untuk tubular berongga, kotak atau bagian-H. jenis yang tercantum pada (c) disebut sebagai tiang pengganti. Jenis (d) bisa termasuk dalam klasifikasi apapun (Tomlinson, 2001: 44).

Pondasi tiang ini berguna dalam menopang struktur yang berada di atasnya apabila tanahnya berada pada lapisan tanah keras dan lapisan batuan terletak cukup dalam dari permukaan tanah. Pondasi tiang juga digunakan pada bangunan yang tinggi dimana bangunan tinggi ini dipengaruhi oleh gaya-gaya yang dapat menggulingkan strukturnya akibat adanya beban gempa atau beban angin sehingga dapat menahan gaya angkat akibat beban-beban tersebut. Selain itu, pondasi tiang digunakan untuk tujuan berikut, antara lain : (Hardiatmo, 2015 : 76)

1. Meneruskan beban dari bangunan yang terletak di lapisan tanah lunak atau air ke dalam lapisan tanah keras.
2. Meneruskan beban dari tanah yang lunak hingga kedalaman tertentu sehingga mendapatkan daya dukung yang besar akibat gesekan dinding tiang dengan lapisan tanah yang ada disekelilingnya.
3. Mengikat struktur yang dapat menghasilkan gaya angkat akibat tekanan dan momen penggulingan.
4. Menahan gaya yang bekerja secara horizontal dan miring.
5. Memadatkan tanah pasir, sehingga dapat meningkatkan kapasitas dukung tanah.

6. Mendukung pondasi struktur atasnya terletak pada permukaan tanah yang mudah tergerus air.

Menurut Sardjono (1988:8-9) bahan-bahan yang digunakan tiang pancang dibagi menjadi 4, yakni:

1. Tiang pancang kayu

Pemakaian tiang pancang kayu ini adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Tiang kayu akan tahan lama dan tidak mudah busuk apabila tiang kayu tersebut dalam keadaan selalu terendam penuh dibawah muka air tanah.

Sesudah keruntuhan daripada menara (menara lonceng) penggalian-penggalian memperlihatkan bahwa tiang pancang dari kayu yang telah dipancang ratusan tahun masih dalam keadaan yang baik. Tiang pancang dari kayu akan cepat rusak atau busuk apabila dalam keadaan kering dan basah yang selalu berganti-ganti. Sedangkan pengawetan serta pemakaian obat-obatan pengawet untuk kayu hanya akan menunda atau memperlambat kerusakan dari pada kayu, akan tetapi tetap tidak akan dapat melindungi untuk seterusnya.

2. Tiang pancang beton

- a. Precast reinforced concrete pile:

Precast reinforced concrete pile adalah tiang pancang dari beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting), kemudian setelah cukup kuat (keras) lalu diangkat dan dipancangkan seperti pada tiang pancang kayu.

- b. Cast in place

Type ini di cor setempat dengan jalan dibuatkan lubang terlebih dahulu dalam tanah dengan cara mengebor tanah seperti pada pengeboran tanah pada waktu penyelidikan tanah.

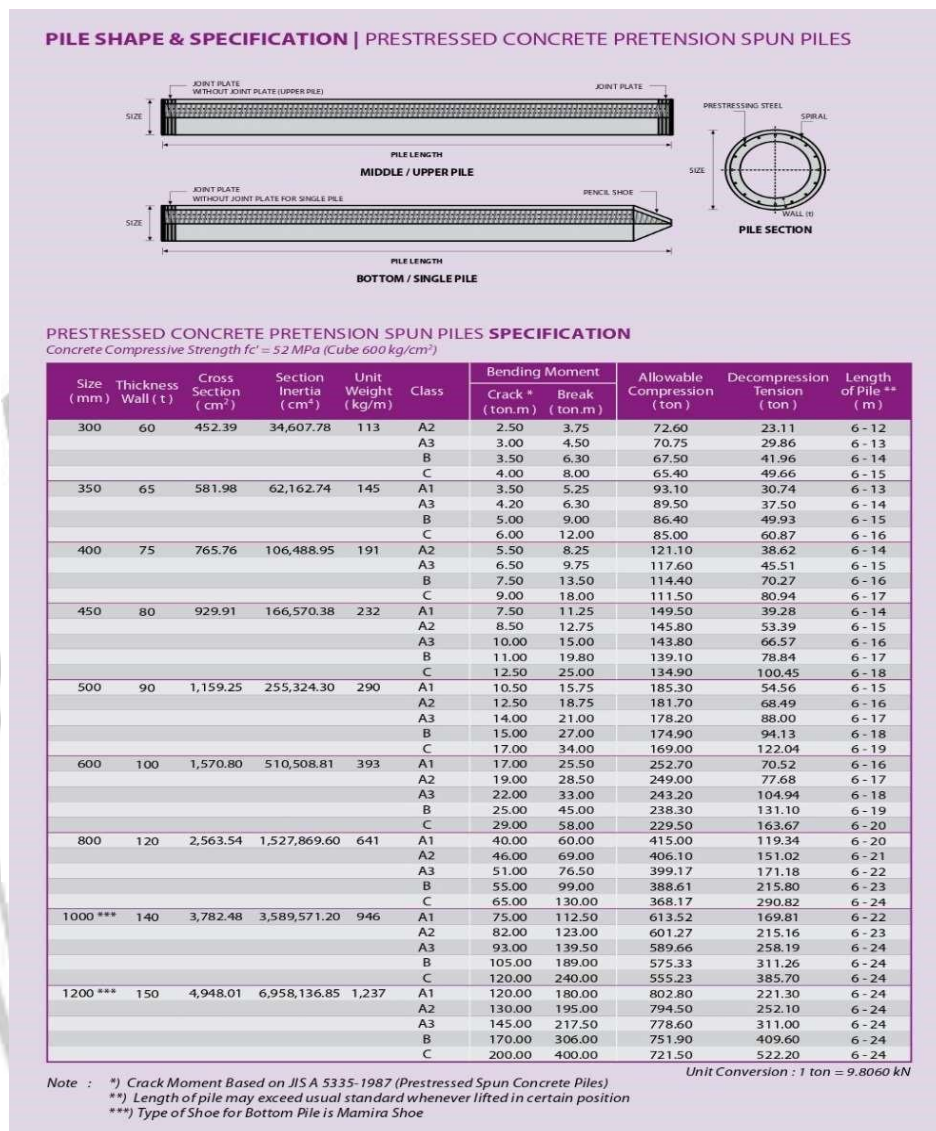
3. Tiang pancang baja

Kebanyakan penampang tiang pancang baja ini berbentuk profil H. Karena terbuat dari baja maka kekuatan dari tiang ini sendiri adalah sangat besar sehingga dalam transport dan pemancangan tidak menimbulkan bahaya patah seperti halnya pada tiang pancang beton precast. Jadi pemakaian tiang pancang baja ini akan sangat berfaedah apabila kita memerlukan tiang pancang yang panjang dengan tahanan ujung yang besar. Kelemahan tiang pancang baja ini terhadap karat (korosi).

4. Tiang pancang komposite

Yang dimaksud dengan composite pile ini ialah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan satu tiang. Composite pile ini dapat berupa atau terdiri dari beton dan kayu maupun beton dan baja.

Pada perencanaan tugas akhir ini, pondasi yang digunakan yaitu pondasi tiang pancang jenis spun pile dari Wika Beton, dapat dilihat pada **Gambar 2.1**.



Gambar 2. 1 Spesifikasi tiang pancang spun pile (www.wika-beton.co.id)

2.3 Tanah

Menurut Das (1988:1) tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Dalam pekerjaan pondasi tanah berfungsi sebagai pendukung pondasi dari beban bangunan, selain itu tanah juga berfungsi sebagai bahan bangunan dan pekerjaan konstruksi lainnya.

Dalam dunia teknik sipil tanah dapat dibagi menjadi beberapa kelompok:

Kerikil (gravel), pasir (sand), lanau (silt), dan lempung (clay). Umumnya tanah asli terdiri dari beberapa campuran dari butiran-butiran yang memiliki ukuran yang berbeda-beda, tanah diberi nama atas dasar komponen utama yang ada didalamnya, seperti lempung berlanau (silty clay) dan lempung berpasir (sandy clay). Setiap jenis tanah memiliki daya dukung yang berbeda-beda tergantung dari tingkat kepadatan yang terkandung didalamnya.

Menurut Hardiyatmo (2014:2-3) dalam ASTM D2487, pembagian klasifikasi butiran tanah adalah sebagai berikut:

1. cobble adalah partikel-partikel yang lolos saringan 12 in (300 mm) dan tertahan dalam saringan 3 in (75 mm) (untuk saringan dengan lubang bujursangkar standar Amerika).
2. Boulder adalah partikel-partikel yang lolos saringan 12 in (300 mm) (untuk saringan dengan lubang bujursangkar).
3. Kerikil adalah partikel-partikel yang lolos saringan 3 in (75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 4 (4,75 mm).
4. Pasir adalah partikel-partikel yang lolos saringan no. 4 (4,75 mm) dan tertahan dalam saringan no. 200 (0,075 mm)
5. Lanau adalah tanah yang butirannya lolos saringan no. 200 (0,075 mm). Untuk klasifikasi, lanau adalah tanah berbutir halus, atau fraksi halus dari tanah dengan indeks plastisitas kurang dari 4.
6. Lempung adalah tanah berbutir halus yang lolos saringan no. 200 (0,075 mm). Lempung memiliki sifat plastis dalam kisaran kadar air tertentu, dan kekuatannya tinggi bila tanahnya pada kondisi kering udara.

2.4 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan hal yang sangat penting sebelum melakukan perencanaan pekerjaan sipil, seperti: perencanaan pondasi bangunan gedung, dinding penahan tanah, jalan, jembatan, dermaga, bendung, bendungan, dan sebagainya. Penyelidikan tanah dapat dilakukan dengan cara penyelidikan di lapangan dan penyelidikan pengujian di laboratorium. Dengan dilakukannya

penyelidikan tanah maka dapat diperoleh beberapa informasi tentang karakteristik tanah tersebut, seperti: sifat-sifat fisis tanah, sifat-sifat mekanis tanah, muka air tanah, jenis-jenis tanah, dan spesifikasi kategori tanah.

Pada perencanaan bangunan gedung penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah tersebut, sehingga perencana dapat menentukan jenis pondasi yang tepat untuk konstruksi bangunan gedung tersebut. Selain itu juga penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui perlakuan tanah terhadap jenis pondasi yang akan diterapkan. Dengan adanya penyelidikan maka akan bisa ditentukan jenis pondasi, kedalaman pondasi dan dimensi pondasi sehingga perencanaan akan lebih efisien namun tetap aman ketika digunakan.

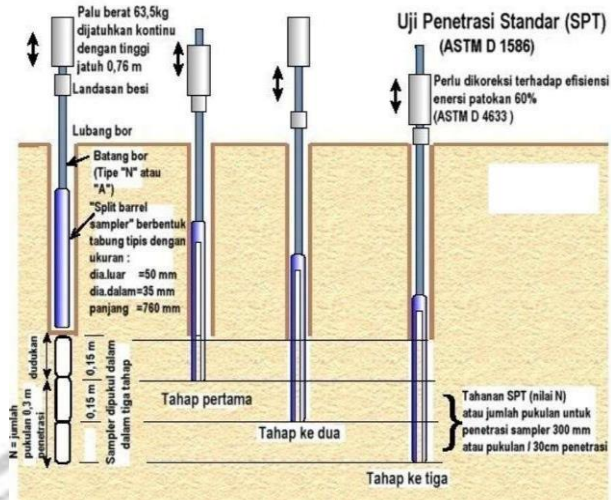
Menurut Hardiyatmo (2014:47) penyelidikan tanah untuk perancangan pondasi terdiri dari beberapa tahap, yaitu:

1. Pengeboran atau penggalian lubang uji.
2. Penganbilen contoh tanah (sampling).
3. Pengujian contoh tanah di laboratorium atau dilapangan.
4. Analisis hasil-hasil uji tanah untuk perencanaan kapasitas dukung.

2.4.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan (Standar Penetration Test)

Pada lubang pemboran dilakukan pula uji penetrasi standard (SPT) setiap interval 2 m untuk memperoleh N-value dari contoh-contoh tanah terganggu yang representatif di kedalaman yang telah ditentukan. Nilai N-SPT dipakai untuk mendeteksi kondisi lapisan tanah bawah, dan lebih jauh perkiraan kapasitas dukung pondasi dapat dihasilkan. Pelaksanaan uji penetrasi standard dihentikan bila bacaan N1 atau N2 atau jumlah pukulan SPT, $N_2 + N_3$ telah mencapai nilai 50 sebanyak 3 kali berturut-turut. Nilai-nilai dinyatakan dalam satuan *blow per foot* (bpf).

Gambaran ilustrasi dari mekanisme uji penetrasi standard disajikan pada **Gambar 2.2**.



Gambar 2. 2 Prosedur kerja dari uji penetrasi standar

Menurut Hardiyatmo (2014:63) uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler. Pada pengujian ini, sifat-sifat tanah pasir ditentukan pada pengukuran kerapatan relatif secara langsung di lapangan. Pengujian untuk mengetahui nilai kerapatan relatif yang sering digunakan adalah uji penetrasi standar atau disebut uji SPT (Standar penetration test). Prosedur uji SPT tercantum dalam ASTM D1586.

Berikut merupakan hubungan nilai N dengan kerapatan relatif (D_r) yang diusulkan oleh Terzaghi dan Pack (1984), untuk tanah pasir. Dapat dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2. 1 Hubungan N dengan kerapatan relatif (D_r) tanah pasir

Nilai N	Kerapatan Relatif (D_r)
< 4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
> 50	Sangat padat

Sumber: (Hardiyatmo, 2014: 65)

Penggunaan hubungan nilai N dan kuat geser tanah lempung jenuh, dapat dilihat pada **Tabel 2.2**

Tabel 2. 2 Hubungan nilai N , konsistensi dan kuat tekan bebas (q_u) untuk tanag lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Konsistensi	Kuat Tekan bebas (q_u) (KN/m ²)
< 2	Sangat lunak	< 25
2 – 4	Lunak	25 – 50
4 – 8	Sedang	50 – 100
8 – 15	Kaku	100 – 200
15 – 30	Sangat kaku	200 – 400
>30	Keras	>400

Sumber: (Hardiyatmo, 2014: 66)

2.4.2 Pengujian di Laboratorium

Pada perencanaan fondasi bangunan gedung diperlukan data tanah yang mampu memberikan informasi tentang karakteristik tanah pada setiap kedalaman tertentu. Sifat-sifat fisis tanah dan sifat-sifat mekanis tanah dapat dipelajari dari hasil pengujian di laboratorium dari contoh tanah yang diambil dari pengeboran pada setiap lapisan tanah. Dari hasil pengujian tersebut dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung pondasi dan penurunannya.

Menurut Hardiyatmo (2014:86) secara umum, pengujian di laboratorium yang sering dilakukan untuk perancangan pondasi, adalah:

1. Pengujian dari pengamatan langsung

Pengujian ini diambil dari contoh tanah terganggu dan tak terganggu untuk mengetahui warna dan bau

2. Kadar air

Pada contoh tanah tak terganggu dilakukan pemeriksaan kadar air di laboratorium

3. Analisa butiran

Uji analisis dilakukan untuk keperluan klasifikasi

4. Batas cair dan batas plastis

Pengujian ini dilakukan untuk klasifikasi dan estimasi sifat-sifat teknisnya pada tanah kohesif

5. Triaksial

Uji triaksial dilakukan pada tanah lanau, lempung, dan batuan lunak

6. Tekan bebas

Pengujian ini bertujuan untuk menentukan kuat geser tak terdrainase pada tanah lempung jenuh yang tidak mengandung butiran kasar, yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung

7. Konsolidasi

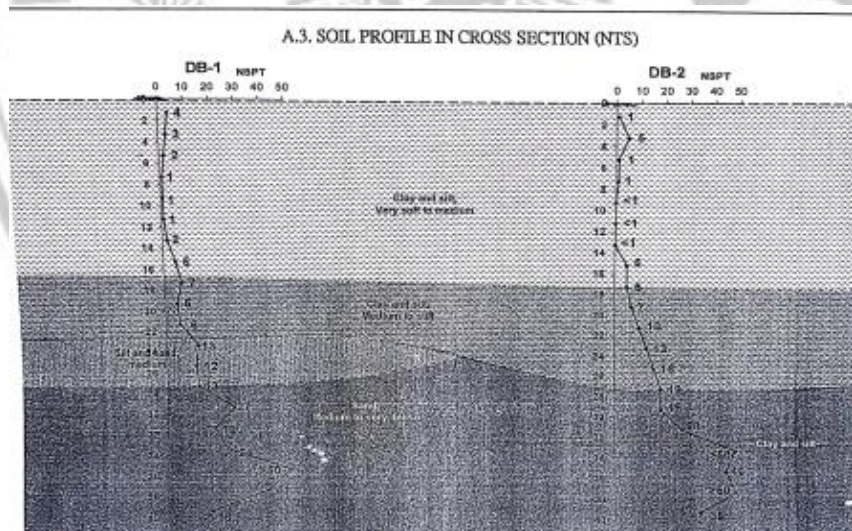
Pengujian ini dilakukan pada jenis tanah berbutir halus seperti lanau dan lempung, dan digunakan untuk mengukur besarnya penurunan konsolidasi dan kecepatan penurunan

8. Permeabilitas

Pada uji permeabilitas dilakukan pada contoh tanah tak terganggu

Berikut merupakan kondisi geologi dan hasil penyelidikan tanah:

1. Hasil penyelidikan lapangan (pemboran dalam dan uji penetrasi standard) Berikut jenis lapisan tanah profil nilai *N-SPT* (bpf) vs kedalaman (m) dilihat pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2. 3 Profil nilai N-SPT (bpf) terhadap kedalaman (m)

2. Muka air tanah (MAT)

Hasil pengamatan sesaat setelah pemboran berakhir, tidak mendeteksi adanya muka air tanah. Tidak menutup kemungkinan jika ada air pada

lubang bekas pemboran besar kemungkinan merupakan air sisa bilas pemboran yang masih terjebak dalam lubang pemboran akibat rendahnya kemampuan air melalui lempung yang memiliki sifat *impermeable* (sulit meloloskan air).

3. Hasil pengujian laboratorium

- Indeks properties

Meliputi pengujian berat isi, berat jenis, kadar air, termasuk penetapan batas-batas Atterberg yang ditampilkan pada boring log.

- Engineering properties

Kuat geser tanah pada umumnya didefinisikan dalam dua parameter utama, yaitu kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ). Untuk tanah kepasiran maka kekuatan tanah diilustrasikan melalui sudut gesernya (ϕ). Untuk jenis tanah lempung kekuatan tanah dalam kondisi *undrained* lebih ditentukan oleh kohesi (menggunakan sudut geser dalam, $\phi = 0$).

Berikut merupakan klasifikasi situs untuk desain seismik:

1. Definisi kelas situs

Berdasarkan Standard Nasional Indonesia perihal tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung (SNI 1726:2019), ditetapkan bahwa penentuan kategori jenis tanah dapat menggunakan hasil-hasil rata-rata N-SPT, kecepatan gelombang (V_s) maupun nilai kuat geser *undrained* (S_u) hingga kedalaman 30 m.

2. Klasifikasi situs

Mengingat terbatasnya nilai kuat geser tanah yang diperoleh dari hasil pengujian laboratorium, maka penentuan kategori tanah untuk daerah setempat menggunakan parameter rata-rata N-SPT (b_{pf}), dengan hasilnya dirangkum pada **Tabel 2.3**.

Tabel 2. 3 Hasil perhitungan nilai rata-rata N-SPT

Data Tanah	N-SPT (bpf)			Klasifikasi Situs berdasarkan SNI 1726.2012
	Σti	$\Sigma(ti/Ni)$	Rataan	
DB-1	30.0	9.09	3.24	Tanah lunak (SE)
DB-2	30.0	7.86	3.75	Tanah lunak (SE)

Sumber: Laporan penyelidikan tanah

2.5 Pembebanan Struktur

Dalam perencanaan struktur perlu mengidentifikasi beban - beban yang bekerja pada struktur, seperti beban hidup, beban mati dan beban gempa. Beban-beban yang bekerja pada suatu bangunan pada hakekatnya merupakan faktor yang menghasilkan resultan dalam bentuk tegangan dan regangan di dalam sebuah struktur. Gaya beban dapat berupa aksi terpusat, merata, momen, terbagi merata, tidak merata, simetri, anti-simetri, dan sebagainya.

2.5.1 Beban Mati (Dead Load)

Menurut SNI 1727 (2013:15) beban mati (qDL) adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Tabel 2. 4 Berat Sendiri Bahan Bangunan Dan Komponen Gedung

No.	Nama Material	Berat Isi	Satuan
1.	Air	10	Kn/m ³
2.	Adukan Semen/Spesi	21	Kn/m ³
3.	Beton	22	Kn/m ³
4.	Beton Bertulang	24	Kn/m ³
5.	Dinding Bata Ringan	5.5	Kn/m ³
6.	Dinding (pasangan ½ bata)	2.5	Kn/m ³
7.	Langit-langit/plafond	0.11	Kn/m ³
8.	Pasir	16	Kn/m ³
9.	Penutup Lantai (Keramik) / cm tebal	0.24	Kn/m ³
10.	Penggantung Langit-langit	0.07	Kn/m ³
11.	Instalasi Plumbing dan ME	0.25	Kn/m ³
12.	Pelapis Kedap Air	0.14	Kn/m ³

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung

2.5.2 Beban Hidup (Live Load)

Menurut SNI 1727 (2013:18) beban Hidup (q_{LL}) adalah 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. Besarnya beban hidup pada setiap lantai gedung ditentukan sesuai dengan fungsi bangunannya, dapat dilihat pada **Tabel 2.5**.

Tabel 2. 5 Beban hidup pada lantai gedung

a.	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m
c.	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250 kg/m
d.	Lantai ruang olah raga	400 kg/m
e.	Lantai ruang dansa	500 kg/m
f.	Lantai dan balkon-dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400 kg/m
g.	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500 kg/m
h.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m
i.	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500 kg/m
j.	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m
k.	Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400 kg/m
l.	Lantai gedung parkir bertingkat: - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	800 kg/m 400 kg/m
m.	Balkon-balkon yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300 kg/m

Sumber: SNI 1727-1989:6

2.5.3 Beban Gempa (Seismic Load)

Menurut SNI 1726 (2019:23) tata cara menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

1. Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan

Menurut SNI 1726 (2019:23-24) untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai **Tabel 2.6** pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut **Tabel 2.7**. 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. 6 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massl 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 non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p> <p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi keadaan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran - atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Sumber: SNI 1726-2019:24-25

Tabel 2. 7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

Sumber: SNI 1726-2012

2. Klasifikasi situs

Menurut SNI 1726 (2019:29) apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/izin keahlian dengan menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Jika sifat tanah yang memadai tidak tersedia untuk penentuan kelas situs, maka kelas situs SE harus digunakan sesuai dengan persyaratan 0. Penetapan kelas situs SA dan kelas situs SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar. Lihat **Tabel 2.8**.

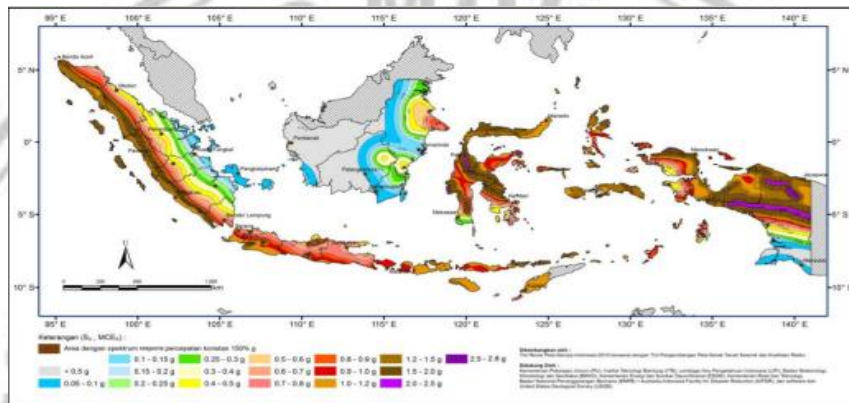
Tabel 2. 8 Klasifikasi situs

Kelas Situs	V_s (m/dt)	N-SPT	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 $P_I > 20$ 2. Kadar Air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki satu atau lebih dari karakteristik berikut : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah lukuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $P_I > 75$) Lapisan lempung lunak setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ Kpa		

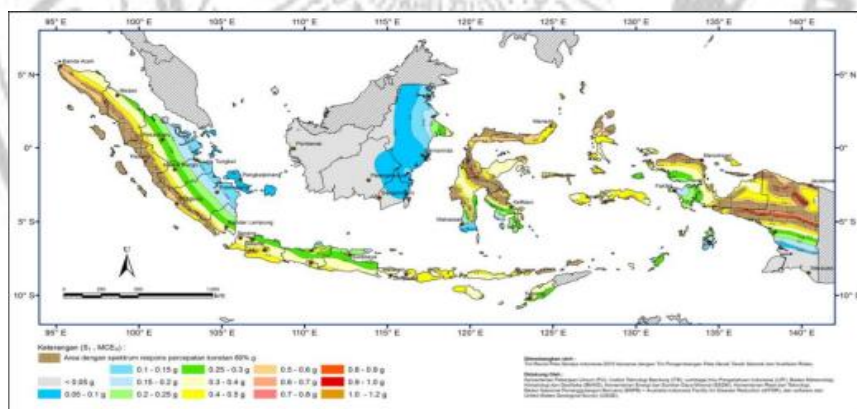
Sumber: SNI 1726-2019:29-30

3. Parameter percepatan terpetakan

Menurut SNI 1726 (2019:33) parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik. Untuk mendapatkan nilai S_s dan S_1 dapat dilakukan dengan melalui situs desain spektra Indonesia yang dapat diakses pada alamat: puskim.pu.go.id. lihat **Gambar 2.4** dan **Gambar 2.5**.



Gambar 2.4 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)



Gambar 2.5 Parameter gerak tanah S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%)

(SNI 1726, 2019:234)

4. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER)

Menurut SNI 1726 (2019:34) untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) lihat Tabel 2.9 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) lihat Tabel 2.10. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$SMS = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.1)$$

$$SM1 = F_v \times S1 \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan

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

$S1$ = Parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

F_a = Koefisien perioda pendek **Tabel 2.9**

F_v = Koefisien periode 1,0 detik **Tabel 2.10**

Tabel 2.9 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 DETIK, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,25$
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			

Sumber: SNI 1726-2019:34

Tabel 2. 10 Koefisien situs, Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, T= 1 DETIK, S1					
	S1 ≤ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 = 0,5	S1 ≥ 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	1,99	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF			SS			

Sumber: SNI 1726-2019:34-35

5. Parameter percepatan spektral desain

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

$$SDS = 2/3 S M S \dots\dots\dots(2.3)$$

$$SD1 = 2/3 S M 1 \dots\dots\dots(2.4)$$

Keterangan:

SDS = Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek

SD1 = Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik

6. Spektrum respons desain

Menurut SNI 1726 (2019:35) bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain pada dapat dilihat pada Gambar 2.4 mengikuti ketentuan di bawah ini:

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T0, spektrum respons percepatan desain, Sa, harus diambil dari persamaan:

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

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:

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

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

$$S_a = \frac{SD1.TL}{T^2} \dots \dots \dots (2.7)$$

Keterangan:

SDS = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek, lihat **Tabel 2.11**

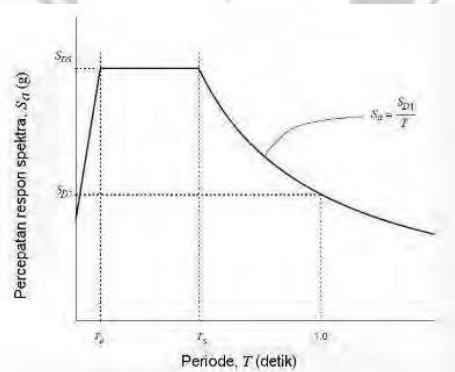
SD1 = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1,0 detik, lihat **Tabel 2.12**

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \dots \dots \dots (2.9)$$

T_L = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada **Gambar 2.6**



Gambar 2. 6 Spektrum Response Desain

Tabel 2. 11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode pendek

Nilai SDS	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,50$	C	D
$0,50 \leq SDS$	D	D

Sumber: SNI 1726-2019:37

Tabel 2. 12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dalam periode 1 detik

Nilai SDS	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SDS < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SDS$	D	D

Sumber: SNI 1726-2019:37

7. Kombinasi sistem struktur dalam arah yang berbeda

Menurut SNI 1726 (2019:48) sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R, Cd, dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur. Dapat dilihat pada **Tabel 2.13**

Tabel 2. 13 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem penahan gaya seismik	Koeff. Modifikasi respons, R ^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor Pembesaran defleksi, C _d ^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				E	C	D ^c	E ^d	F ^e
A sistem dinding penahan								
B sistem rangka bangunan								
C sistem rangka pemikul momen								
D sistem ganda dengan rangka pemikul khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang diterapkan								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	4 ^{1/2}	3	4	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja pemikul momen biasa	3 ^{1/2}	3	3	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 ^{1/2}	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber: SNI 1726-2019:49-51

8. Penentuan periode

Menurut SNI 1726 (2019:71) periode fundamental struktur, T, dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari **Tabel 2.14** dan periode fundamental pendekatan, T_a, yang ditentukan sesuai 0. Pada periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik.

$$T_a = C_t h_n^x \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan:

H_n = ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t = koefisien seismik perioda

x = ditentukan dari **Tabel 2.15**

Tabel 2. 14 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726-2019:72

Tabel 2. 15 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan X

Tipe Struktur	Ct	X
Rangka baja pemikul momen	0,0724a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris terkekang terhadap Teknik	0,0731a	0,75
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488a	0,75

Sumber: SNI 1726-2019:72

9. Geser dasar seismik

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

$$V = C_s W \dots \dots \dots (2.11)$$

Keterangan:

Cs = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan perhitungan koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif (Kn)

10. Perhitungan koefisien respons seismik

Menurut SNI 1726 (2019:69-70) koefisien respons seismik, Cs, harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut ini:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.12)$$

Keterangan:

SDS = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 2.13

Ie = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 2.7

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

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.13)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{SD1.T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.14)$$

Cs harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \dots \dots \dots (2.15)$$

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

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.16)$$

Keterangan:

Dimana Ie dan R sebagaimana didefinisikan dalam 0

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

T = periode fundamental struktur (detik)

S1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

11. Distribusi vertikal gaya

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

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots(2.17)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \dots\dots\dots(2.18)$$

Keterangan:

C_{vx} = vaktor distribusi vertikal

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

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

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

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

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

2.6 Analisa Struktur

Hasil perhitungan dari beban hidup, beban mati dan beban gempa kemudian dikombinasikan sesuai dengan yang ada di peraturan pembebanan menurut SNI 1727 (2013:11-12) dan di input ke program pendukung *Stadproo V8i*. Berikut merupakan kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam metode desain kekuatan menurut SNI 1727 (2013:11-12) antara lain:

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

Keterangan:

D = beban mati

W = beban angin

L = beban hidup

E = beban gempa

Lr = beban hidup atap

R = beban hujan

S = beban salju

2.7 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Ada beberapa daya dukung yang diperhitungkan dalam studi ini yaitu sebagai berikut (Pamungkas, 2013 :42).

2.7.1 Daya Dukung Ijin Vertikal Tiang

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan rumus sebagai berikut: (data N SPT)

$$R_a = \frac{q_d \times A_p}{FK_1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{ST}}{FK_2} \dots \dots \dots (2.19)$$

Sumber : (Sosrodarsono dan Nakazawa, 1994)

Dimana:

R_a : daya dukung ijin tekan tiang

q_d : Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang

- A_p : luas penampang tiang
 A_{st} : keliling penampang tiang
 l_i : panjang segmen tiang yang ditinjau
 f_i : gaya geser pada selimut segmen tiang
 $FK1, FK2$: factor keamanan 3 dan 5

2.7.2 Jumlah Tiang

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang digunakan adalah:

$$N = \frac{P_u}{R_a} \dots\dots\dots(2.20)$$

Keterangan:

- P_u : beban yang bekerja (KN)
 R_a : kapasitas dukung tiang ijin (KN)

2.7.3 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok

Jarak antar tiang dalam kelompok berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. (Sardjono, 1988:56)

$$S \geq 2,5D \dots\dots\dots(2.21)$$

$$S \geq 3D \dots\dots\dots(2.22)$$

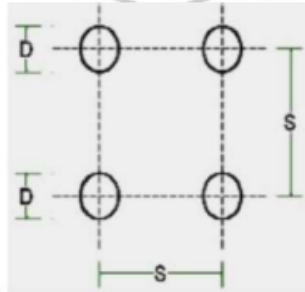
Untuk jarak tepi tiang pancang dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$1D \leq S \leq 2D \dots\dots\dots(2.23)$$

Keterangan:

S = jarak masing-masing tiang dalam kelompok (spacing), dapat dilihat pada **Gambar 2.7**

D = diameter tiang



Gambar 2. 7 Jarak antar tiang dalam kelompok (Sardjono, 1988:56)

2.7.4 Efisiensi Tiang

Salah satu persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh ConverseLebarre Formula. (Hardiyatmo, 2015:218)

$$Eg = 1 - \Theta \times \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots(2.24)$$

Keterangan:

Eg = efisiensi kelompok tiang

Θ = arc tg d/s, dalam derajat

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satuan baris

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

2.7.5 Daya Dukung Ijin Horizontal Tiang

1. Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal pada tiang pendek dirumuskan sebagai berikut:

$$Hu = 9 \cdot Cu \cdot D \cdot (Lp - \frac{3D}{2}) \dots\dots\dots(2.25)$$

$$M \text{ max} = Hu (\frac{L}{2} + \frac{3D}{2}) \dots\dots\dots(2.26)$$

2. Untuk tiang sedang

Untuk daya dukung horizontal pada tiang sedang dirumuskan sebagai berikut:

$$M_y = \frac{9}{4} C_u \cdot D g^2 - 9 \cdot C_u \cdot D f \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \dots\dots\dots(2.27)$$

Hu didapat dengan mengambil :

$$L_p = \frac{3D}{2} + f + g \dots\dots\dots(2.28)$$

3. Untuk tiang panjang

Apabila $M_{max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang Panjang, Dimana Hu bisa dinyatakan dengan persamaan :

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \dots\dots\dots(2.29)$$

Dan nilai f diambil dari persamaan:

$$f = \frac{H_u}{9 \times C_u \times D} \dots\dots\dots(2.30)$$

Kohesi berdasarkan persamaan Stroud (1974), nilai kohesi dapat dicari dengan menggunakan persamaan Stroud sebagai berikut:

$$C_u = k \times N \dots\dots\dots(2.31)$$

Keterangan:

C_u = Nilai Kohesi

K = Nilai rata-rata konstanta (k) = 3,5 – 6,5 Kn/m

N = Nilai SPT

2.7.6 Daya Dukung Tarik Tiang

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

Berdasarkan Data N-SPT (Mayerhof) :

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i f_i \times A_{ST}) \times 0,7}{FK 2} + W_p \dots\dots\dots(2.32)$$

Sumber : Pamungkas, 2013: 51

Dimana :

- Pta : daya dukung ijin tarik tiang (Ton)
 Ast : keliling penampang tiang
 li : panjang segmen tiang yang ditinjau
 fi : gaya geser pada selimut segmen tiang
 FK2 : factor keamanan 3 dan 5
 Wp : Berat pondasi (Ton)

2.7.7 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Menentukan jumlah tiang dalam satu grup, maka nilai P maksimum (Pmax) yang terjadi pada satu tiang harus memiliki nilai lebih kecil dari pada P ijin (Qa) 1 tiang grup. (Sardjono, 1988:63)

$$P_{\max} = \frac{\Sigma Fz}{n} + \frac{My \cdot X_{\max}}{ny \Sigma x^2} + \frac{Mx \cdot Y_{\max}}{nx \Sigma y^2} \dots \dots \dots (2.33)$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma Fz}{n} - \frac{My \cdot X_{\max}}{ny \Sigma x^2} - \frac{Mx \cdot Y_{\max}}{nx \Sigma y^2} \dots \dots \dots (2.34)$$

Keterangan

P max = beban maximum tiang

Pu = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

Xmax = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Ymax = jarak tiang arah sumbu y terjauh

Σx^2 = jumlah kuadrat X

Σy^2 = Jumlah kuadrat Y

Nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

N_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

N_p = jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan atau tarik bila ada (pamungkas, 2013).

2.8 Perencanaan Pile Cap

Merencanakan tebal pile Cap, maka pile cap harus direncanakan agar kuat geser nominal (V_n) lebih besar dari gaya geser terfaktor pada penampang (V_u). Peninjauan kuat geser dapat dilakukan dengan dua kondisi, yaitu geser 1 arah dan geser 2 arah.

Kontrol geser 1 arah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut. (Dipohusodo, 1994:364).

$$V_u = P_{max} \times W_G \dots \dots \dots (2.35)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

P_{max} = beban aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan

W = dimensi pile cap arah Y (m)

G = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser 1 arah (m)

$$V_n = V_c = \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \right) b_w \cdot d \dots \dots \dots (2.36)$$

Keterangan:

$V_n = V_c$ = kuat geser nominal

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

b_w = lebar badan balok atau diameter penampang bulat (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

Kontrol geser 2 arah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut. (Dipohusodo, 1994:363).

$$V_u = P_{\max} \cdot (A - B) \dots \dots \dots (2.37)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

P_{\max} = beban aksial terfaktor pada eksentrisitas yang diberikan

A = luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik (mm)

B = lebar kolom + $(1/2/d)^2$ (mm)

$$V_n = V_c = (4 \cdot \sqrt{f_c'}) \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.38)$$

Keterangan:

$V_n = V_c$ = kuat geser nominal

β_c = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban berpusat atau muka tumpuan

f_c' = kuat tekan beton (Mpa)

b_o = keliling penampang kritis pada plat dan pondasi (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

Setelah mengetahui nilai geser satu arah dan dua arah, langkah selanjutnya yaitu menghitung perencanaan batang tulangan baja dengan menggunakan persamaan berikut. (Dipohusodo, 1994:366).

$$K_{\text{perlu}} = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.39)$$

Keterangan:

M_u = momen terfaktor pada penampang

ϕ = faktor reduksi kekuatan

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

$$A_s \text{ perlu} = p \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (2.40)$$

Keterangan:

p = rasio penulangan

b = lebar daerah tekan komponen struktur (mm)

d = jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm)

2.9 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2014:276) penurunan (settlement) fondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan segera (immediate settlement) dan penurunan konsolidasi. Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan berikut. (Hardiyatmo, 2014:276).

$$S = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.41)$$

Keterangan:

S = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Sedangkan penurunan konsolidasi adalah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori, penurunan konsolidasi merupakan fungsi dari waktu.

2.9.1 Penurunan Segera

Janbu et al. (1956), mengusulkan persamaan penurunan segera rata-rata pada beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis, homogen, dan isotropis dengan tebal terbatas. (Hardiyatmo, 2014:283).

$$S_i = \frac{\mu_0 \times \mu_1 \times q \times B}{E} \dots \dots \dots (2.42)$$

Keterangan:

S_i = penurunan segera rata-rata (m)

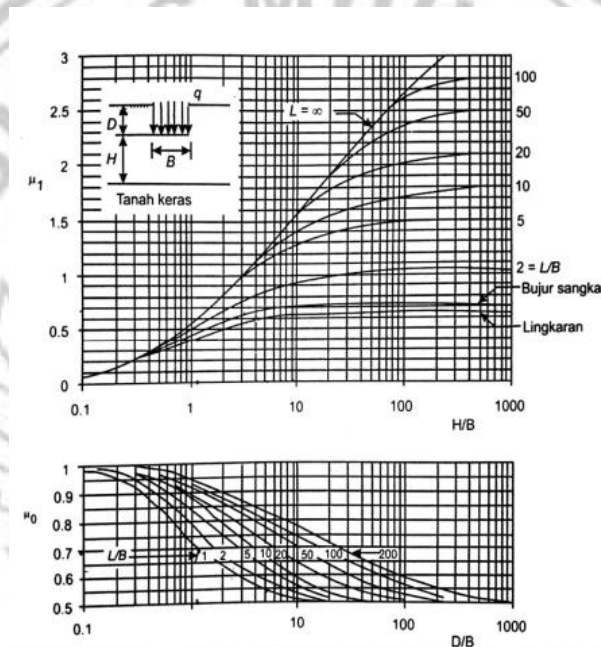
μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (**Gambar 2.8**)

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman fondasi Df (**Gambar 2.8**)

B = lebar fondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m)

Q = tekanan fondasi neto (fondasi di permukaan $q = q_n$) (KN/m)

E = modulus elastis tanah (KN/m)



Gambar 2. 8 Grafik yang digunakan dalam Persamaan 2.47 (Janbu et al, 1956) (Hardiyatmo, 2014:285)

Bowles (1977), memberikan persamaan yang dihasilkan dari pengumpulan data uji kerucut statis (sondir). (Hardiyatmo, 2014:281).

$E = 3 q_c$ (untuk pasir).....(2.43)

$E = 2$ sampai $8 q_c$ (untuk lempung).....(2.44)

dengan q_c dalam kg/cm^2

Nilai perkiraan modulus elastisitas dapat juga diperoleh dari pengujian SPT, Mitchell dan Gardner (1975) mengusulkan modulus elastisitas yang dihubungkan dengan nilai N-SPT. (Hardiyatmo, 2014:281-282).

$$E = 10 (N + 15) (k/ft^2) \text{ (untuk pasir)} \dots\dots\dots(2.45)$$

$$E = 6 (N + 5) (k/ft^2) \text{ (untuk lempung)} \dots\dots\dots(2.46)$$

dengan $1 k/ft^2 = 0,49 kg/cm^2 = 48,07 KN/m^2$

Tabel 2. 16 Perkiraan modulus elastis (E) (Look, 2007)

Tipe	Kondisi	Modulus Elastis (E)	(KPa)
Kerikil	Longgar	25000 - 50000	
	Kepadatan Sedang	50000 - 100000	
	Padat	100000 - 200000	
	Sangat Padat	< 5000	
Pasir butiran sedang sampai kasar	Longgar	3000 - 10000	
	Kepadatan Sedang	8000 - 30000	
	Padat	25000 - 50000	
	Sangat Padat	40000 - 100000	
Pasir halus	Longgar	5000 - 10000	
	Kepadatan Sedang	10000 - 25000	
	Padat	25000 - 50000	
Lanau	Lunak	Jangka Pendek: < 10000	Jangka Panjang: < 8000
	Kaku	10000 - 20000	8000 - 15000
	Keras	> 20000	> 15000
Lempung	Sangat Lunak	Jangka Pendek: < 3000	Jangka Panjang: < 2000
	Lunak	2000 - 7000	1000 - 5000
	Sedang	5000 - 12000	4000 - 8000
	Kaku	10000 - 25000	7000 - 20000
	Sangat Kaku	20000 - 50000	15000 - 35000
	Keras	40000 - 80000	30000 - 60000

Sumber: Hardiyatmo, 2014:28