

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Sangat penting untuk merencanakan sebuah bangunan sebelum konstruksi dimulai. Untuk menetapkan keamanan suatu bangunan, mempersingkat waktu pengerjaan dan tentunya menghemat biaya. Selain itu sebuah konstruksi harus kuat untuk menahan dan mendukung beban di atasnya untuk menjamin stabilitas bangunan. Maka dari itu peranan pondasi sangatlah penting bagi sebuah bangunan.

Pondasi adalah salah satu komponen yang paling penting dalam konstruksi bangunan, menurut Direktorat Jenderal Cipta Karya (2017:9). Tanah harus cukup kokoh untuk mendukung bangunan karena fondasi mentransmisikan beban struktur ke tanah, serta mendukung struktur bangunan. Sementara posisi tanah yang padat yang mendukung bangunan menentukan kedalaman fondasi, beban bangunan dan keadaan tanah di sekitarnya menentukan jenis fondasi. Saat memilih jenis fondasi yang tepat, elemen-elemen berikut harus dipertimbangkan (Suyono 1984:75):

a. Kondisi tanah pondasi

Pondasi bangunan ditempatkan di bagian paling bawah, di mana ia langsung bersentuhan dengan tanah. Oleh karena itu, pemilihan jenis fondasi sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah. Jenis tanah, kedalaman tanah yang padat, kapasitas dukung tanah, dan karakteristik tanah lainnya harus dipertimbangkan saat memilih fondasi

b. Batasan akibat dari struktur atasnya

Keadaan struktur atas mencakup berat struktur atas, distribusi beban, arah gaya beban, dan sifat dinamis dari struktur bangunan. Ini juga mempertimbangkan batasan lingkungan. Untuk memastikan bahwa struktur yang ada tidak terganggu selama pengembangan, sangat penting untuk memperhatikan kondisi lingkungan.

c. Waktu dan biaya pekerjaan

Karena saling ketergantungan dan hubungannya dengan manajemen konstruksi, waktu dan biaya pelaksanaan juga merupakan aspek penting

yang harus dipertimbangkan untuk mencapai situasi yang ideal dan efisien dari segi biaya.

2.2 Pondasi Tiang Bor

Pondasi *bored pile* adalah jenis pondasi tiang yang dipasang dengan cara mengebor ke dalam tanah pada permulaan proyek, kemudian memasukkan tulangan dan dicor beton, menurut Hardiyatmo dalam "Analisis dan Perancangan Pondasi II" (2015).

Ukuran atau berat bangunan yang ditopangnya, penggunaannya yang dimaksudkan, dan jenis tanah yang digunakan sebagai pondasi konstruksi semua berpengaruh pada cara kerja *bored pile*. Contoh faktor-faktor ini meliputi:

- 1) Melalui daya tahan ujung tiang dan pelindung tiang, beban ditransfer dari struktur yang lebih tinggi ke tanah, yang berfungsi sebagai tumpuan pondasi.
- 2) Untuk memadatkan tanah dan menahan kemampuan dukung tanah ke atas, serta gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gabungan.
- 3) Untuk mengurangi jumlah penurunan yang terjadi pada bangunan, terutama yang dibangun di atas jenis tanah yang mengalami penurunan signifikan.

Pondasi tiang bor juga memiliki beberapa kelebihan dan kekurangan dalam pemasangan maupun perencanaannya, berikut pemaparannya:

Keuntungan:

1. Pemasangan pondasi ini tidak menimbulkan polusi suara yang mengakibatkan terganggunya daerah sekitar pembangunan serta tidak membahayakan bangunan sekitar karena getaran
2. Meminimalisir penggunaan beton dan penguatan *dowel* pada *pile cap*
3. Desain seberapa dalam pondasi dapat diatur sesuai kebutuhan
4. Pondasi ini dapat di pasang menembus bebatuan
5. Perubahan tegangan waktu pengangkutan dan pemancangan tidak mempengaruhi pada saat penulangan

Kekurangan:

1. Kondisi cuaca sangat mempengaruhi pada tahap pengecoran
2. Pengeboran dapat mengalami gangguan jika jenis tanah yang di bor berupa pasir dan tanah kerikil
3. Mutu beton harus terjamin kualitas dan keseragamannya supaya tidak mengurangi kemampuan *bored pile* untuk mendukung beban.
4. Masuknya air ke dalam lubang pengecoran dapat menyebabkan perubahan kepadatan tanah, yang dapat menurunkan kemampuan tiang untuk mendukung beban.
5. Inklusi air tanah ke dalam beton membuatnya tidak mungkin untuk mengatur kualitasnya.

2.3 Penyelidikan Tanah

Proses pengambilan sampel tanah pada lokasi yang akan didirikan sebuah bangunan di atasnya dikenal sebagai penyelidikan tanah. Untuk desain fondasi bangunan, termasuk fondasi untuk gedung bertingkat, dinding penahan, dermaga, jalan layang, dan lainnya, analisis tanah sangat penting. Penelitian lapangan dan pengujian laboratorium adalah dua kategori dari penyelidikan tanah. Klasifikasi, kemampuan menahan beban, dan karakteristik teknis tanah dari lokasi konstruksi tempat sampel diambil dapat ditentukan setelah data tanah diperoleh. Jenis pondasi dan kapasitas beban yang dapat ditanggung kemudian ditentukan menggunakan data tanah yang telah dikumpulkan.

Karena berfungsi sebagai dukungan utama pondasi dan langsung menerima beban dari struktur di atas sebelum meneruskannya melalui pondasi, tanah sangat penting dalam pembangunan. Selain itu, seperti yang ditunjukkan oleh struktur seperti bendungan dan tanggul, tanah juga digunakan sebagai elemen bangunan. Oleh karena itu tanah sangat berkesinambungan dengan berbagai pekerjaan teknik sipil, maka pentingnya untuk mempunyai pengertian yang mendalam mengenai sifat-sifat tanah agar mengetahui bagaimana cara untuk menggunakan jenis tanah yang di dapatkan data-datanya

Menurut buku Hardiyatmo (2011:47), terdapat berbagai langkah dalam analisis tanah untuk perancangan pondasi, termasuk:

- 1) Drilling Test
- 2) Pengambilan sample tanah
- 3) Pengujian sampel tanah di laboratorium atau di lapangan.
- 4) Perencanaan kapasitas beban tanah melibatkan analisis hasil pengujian tanah.

2.3.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan (Standard Penetration Test)

Karena sulit untuk mendapatkan sampel tanah yang tidak terganggu dari tanah granuler, pengujian penetrasi rutin sangat penting, menurut Hardiyatmo (2014:63). Dalam pengujian ini, kepadatan relatif diukur di lapangan untuk mengetahui karakteristik tanah berpasir. Pengujian penetrasi standar, atau SPT (Standard Penetration Tests), sering digunakan dalam pengujian untuk menentukan kepadatan relatif. ASTM D1586 memberikan deskripsi tentang proses SPT.

Seperti yang terlihat pada **Tabel 2.1**, Terzaghi dan Pack (1984) mengusulkan hubungan berikut antara nilai N dan kepadatan relatif (D_r) untuk tanah pasir.

Tabel 2.1 Relasi N dengan kepadatan relative (D_r) tanah berpasir (Terzaghi dan Peck, 1984)

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: Terzaghi dan Peck, 1984

Tabel 2.2 menggambarkan penerapan korelasi antara N dan kekuatan geser tanah liat jenuh.

Tabel 2. 2 Relasi antara kekuatan tekan tidak terkompaksi (q_u) tanah liat jenuh, konsistensi, dan nilai N (Terzaghi dan Peck, 1984).

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: Terzaghi dan Peck, 1984

2.3.2 Pengujian di Laboratorium

Data tanah diperlukan untuk menentukan karakteristik tanah pada kedalaman tertentu saat merancang pondasi untuk bangunan bertingkat. Sifat mekanik dan fisik tanah dapat diteliti menggunakan temuan dari analisis laboratorium terhadap sampel tanah yang dikumpulkan dari setiap lapisan tanah. Kapasitas dukung fondasi dan penurunan dapat ditentukan menggunakan hasil pengujian.

Menurut Hardiyatmo (2011:86), pengujian laboratorium berikut biasanya dilakukan untuk perancangan pondasi:

1. Pengujian observasi langsung
Baik sampel tanah yang terganggu maupun yang tidak terganggu digunakan dalam pengujian ini untuk mengidentifikasi warna dan bau.
2. Jumlah kelembapan air pada tanah
Kandungan kelembapan dari sampel tanah yang tidak terganggu diukur di laboratorium
3. Analisa ukuran butiran
Tujuan Analisa uji adalah untuk mengklasifikasikan
4. Batas untuk sifat cair dan plastis
Pengujian ini bertujuan untuk mengklasifikasikan tanah kohesif dan memperkirakan karakteristik teknisnya.
5. Triaksial

Uji triaksial diterapkan pada batu lunak, silt, dan tanah liat.

6. Tekan bebas

Uji ini dimaksudkan untuk menetapkan kekuatan geser tanah liat jenuh yang tidak terganggu dan bebas dari partikel kasar untuk menghitung kapasitas beban yang dapat ditanggung.

7. Konsolidasi

Pengujian ini mengukur jumlah pemadatan penurunan dan laju penurunan, yang biasanya menggunakan tanah halus seperti silt dan tanah liat sebagai bahan uji.

8. Kemampuan untuk meresap

Sampel tanah yang tidak terganggu digunakan untuk pengujian permeabilitas.

2.4 Pembebanan

Saat meletakkan pondasi sangat penting untuk menghitung pembebanan oleh struktur atas karena beban tersebut akan ditransfer ke pondasi nantinya sehingga kita bisa menentukan jenis pondasi dan dimensi pondasi yang akan dipakai untuk mendukung berat beban tersebut. Beban dibagi menjadi dua kategori berdasarkan arahnya, yaitu beban vertikal dan horizontal. Beban mati, yang juga dikenal sebagai beban vertikal, disebabkan oleh berat sendiri bangunan. Selain itu, beban hidup yang berasal dari penghuni dan penggunaan bangunan, seperti beban pada lantai dari objek bergerak, juga termasuk dalam beban vertikal. Fenomena alam seperti angin dan gempa bumi menjadi sumber beban horizontal. Kekuatan internal suatu struktur, seperti tegangan dan regangan, sebagian besar ditentukan oleh beban yang diterapkan padanya. Sejumlah tipe beban yang bisa diterapkan pada suatu struktur meliputi beban terpusat, beban merata, momen, beban terdistribusi (baik merata maupun tidak merata), beban simetris, dan beban anti-simetris.

2.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Menurut SNI 1727 (2013:15), beban mati (q_{DL}) mencakup total beban semua material elemen konstruksi yang terinstal di dalam bangunan, termasuk dinding, lantai, atap, langit-langit, tangga, dinding partisi tetap, finishing, pelapis,

dan elemen arsitektural serta struktural lainnya. Ini juga mencakup fasilitas layanan yang terinstal, seperti berat crane. Beban yang diperkirakan dari suatu rangka perlu akurat dan diambil dari perhitungan serta tabel yang ditemukan dalam buku referensi dan Standar Nasional Indonesia (SNI) merujuk pada **Tabel 2.3** dan **Tabel 2.4**.

Tabel 2. 3 Berat sendiri elemen gedung

No	Komponen Gedung	Berat
1	Adukan, per cm tebal:	
	- dari semen	21 kg/m ²
	- dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m ²
	Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m ²
2	Dinding pasangan bata merah	
	- satu batu	450 kg/m ²
	- setengah batu	250 kg/m ²
3	Dinding pasangan batako:	
4	Berlubang:	
	- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m ²
	- tebal dinding 10 cm (HB120)	120 kg/m ²
5	Tanpa lubang	
	- tebal dinding 15 cm	300 kg/m ²
	- tebal dinding 10 cm	200 kg/m ²
6	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	
	- semen asbes (eternity dan bahan lain sejenis), dengan tebal Maksimum 4 mm	100 kg/m ²
	Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit Dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup Maksimum 200 kg/m ²	40 kg/m ²
	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang Maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,80 m	7 kg/m ²
	Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso, per m ²	50 kg/m ²
6	Bidang atap	
	Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m ²	40 kg/m ²
	bidang atap	
	Penutup atap seng gelombang (BWG 24) tanpa gordeng	10 kg/m ²
	Penutup lain dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa	24 kg/m ²
	Adukan per cm tebal	
	Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m ²

Sumber: SNI 1727-1989:3-4

Tabel 2. 4 Berat isi bahan bangunan

No	Bahan Bangunan	Berat Isi
1	Baja	7850 kg/m ³
2	Batu alam	2600 kg/m ³
3	Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1500 kg/m ³
4	Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m ³
5	Batu pecah	1450 kg/m ³
6	Besi tuang	7250 kg/m ³
7	Beton	2200 kg/m ³
8	Beton bertulang	2400 kg/m ³
9	Kayu	1000 kg/m ³
10	Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1650 kg/m ³
11	Pasangan bata merah	1700 kg/m ³
12	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200 kg/m ³
13	Pasangan batu cetak	2200 kg/m ³
14	Pasangan batu karang	1450 kg/m ³
15	Pasir (kering udara sampai lembab)	1600 kg/m ³
16	Pasir (jenuh air)	1800 kg/m ³
17	Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1850 kg/m ³
18	Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1700 kg/m ³
19	Tanah, lempung dan lanau (basah)	2000 kg/m ³
20	Timah hitam (timbel)	11400 kg/m ³

Sumber: SNI 1727-1989:3

2.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Menurut SNI 1727 (2013:18), beban hidup (q_{LL}) adalah beban yang diperoleh dari orang-orang yang menggunakan suatu sarana atau rangka lainnya, dengan mengesampingkan berat bangunan dan faktor lingkungan seperti angin, hujan, gempa bumi, banjir, atau beban mati. Ukuran beban hidup pada setiap lantai ditentukan oleh tujuan desain struktur, seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.5**.

Tabel 2. 5 Beban hidup pada lantai gedung

No	Jenis Lantai Gedung	Berat
1	Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m
2	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel,	250 kg/m

Lanjutan **Tabel 2.5**

No	Jenis Lantai Gedung	Berat
	Asrama dan rumah sakit	250kg/m
4	Lantai ruang olah raga	400 kg/m
5	Lantai ruang dansa	500 kg/m
6	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
7	Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500 kg/m
8	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m
9	Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f dan g	500 kg/m
10	Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m
11	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
12	Lantai gedung parkir bertingkat: - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	800 kg/m 400 kg/m
13	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

2.4.3 Beban Gempa (*Seismic Load*)

SNI 1726 (2019:23) menyatakan bahwa saat merencanakan dan mengevaluasi struktur bangunan, struktur non-bangunan, dan elemen serta peralatan lainnya secara umum, konsekuensi desain dari gempa bumi harus diperhatikan. Istilah "gempa desain" mengacu pada gempa bumi yang memiliki kemungkinan 2% untuk terjadi dalam jangka waktu lebih dari 50 tahun umur konstruksi gedung.

1. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

SNI 1726 (2019:23-24) menjelaskan bahwa faktor signifikansi seismik (I_e) untuk setiap kategori risiko bangunan dalam **Tabel 2.7** harus dikalikan dengan dampak gempa desain pada struktur bangunan dan non-bangunan, seperti yang ditunjukkan dalam **Tabel 2.6**.

Secara khusus, jika operasi memerlukan akses dari struktur terdekat, struktur bangunan dengan kategori risiko IV harus dikembangkan sesuai dengan pedoman untuk kategori risiko IV.

Tabel 2. 6 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan non gedung 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, perternakan, 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 industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III
<p>Gedung dan non gedung, 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 non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental 	IV

Lanjutan Tabel 2.6

<ul style="list-style-type: none"> - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit 	IV
---	----

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, 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 disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat

Sumber: SNI 1726-2019:24-25

Tabel 2. 7 Faktor keutamaan gempa

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

Sumber: SNI 1726-2019:25

2. Klasifikasi Situs

Jika data tanah yang akurat tidak tersedia di lokasi, seorang ahli geoteknik yang terlatih harus memperkirakan parameter tanah hingga kedalaman 30 meter di bawah permukaan, menurut SNI 1726 (2019:29). Setelah analisis laboratorium terhadap kondisi geoteknik, ahli tersebut akan menyusun laporan. Jika terdapat parameter tanah yang tidak cukup untuk mengidentifikasi kelas lokasi, kelas lokasi SE harus digunakan sesuai dengan pedoman. Tidak diperbolehkan untuk menetapkan suatu lokasi sebagai SA atau SB jika jarak antara permukaan batuan dasar dan dasar pondasi lebih dari tiga meter. Ditampilkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Klasifikasi Situs

Kelas situs	Vs (m/detik)	N-SPT	Su (KPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A

Lanjutan Tabel 2.8

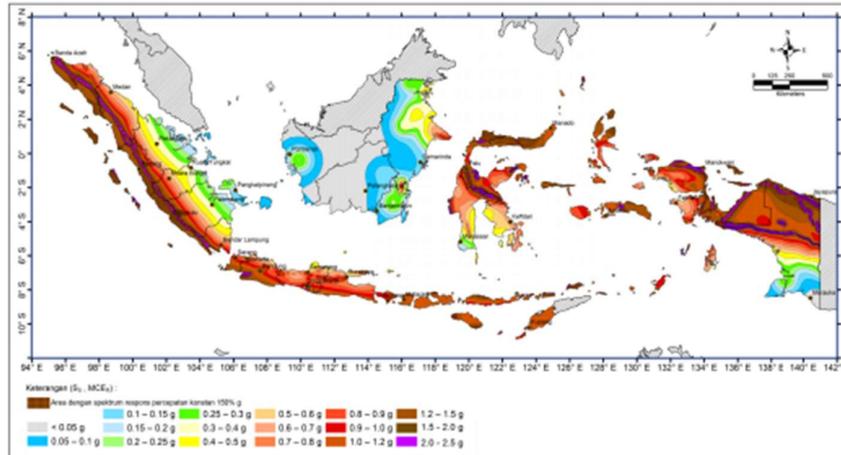
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
---	----------------	------	-------

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

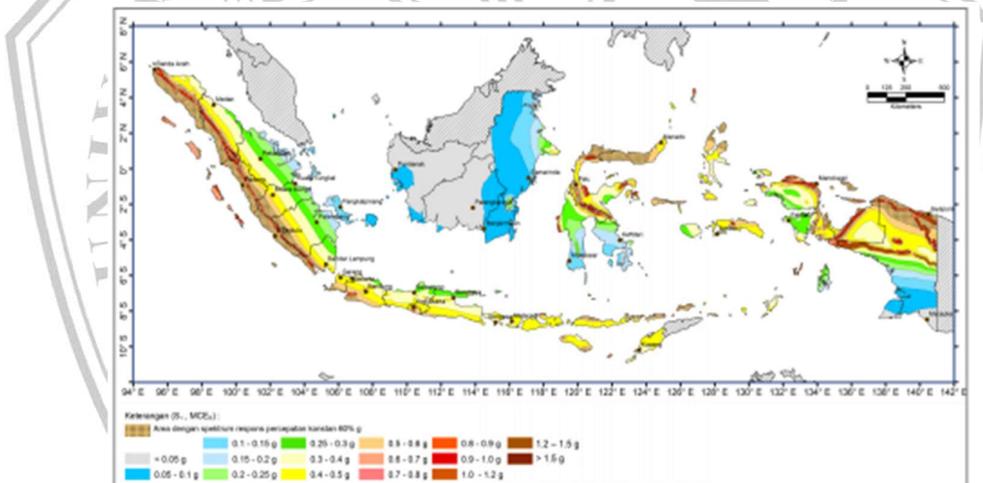
Sumber: SNI 1726-2019:29-30

3. Parameter Percepatan Terpetakan

SNI 1726 (2019:33) menyatakan bahwa nilai respons percepatan spektral pada 0,2 dan 1 detik, masing – masing harus digunakan untuk menghitung parameter S_s (akselerasi batuan dalam jangka waktu singkat) dan S_1 (akselerasi batuan dalam jangka waktu 1 sekon). Nilai S_s dan S_1 dapat diakses melalui puskim.pu.go.id yang merupakan situs web spektrum desain Indonesia. Ditampilkan dalam **Gambar 2.1** dan **Gambar 2.2**.



Gambar 2. 1 Indikator gerak tanah Ss, gempa ekstrem yang diperhitungkan resiko-tetarget (MCER) region Indonesia untuk spectrum respons 0,2 sekon (redaman kritis 5%) (SNI 1726, 2019:233)



Gambar 2. 2 Indikator gerak tanah S1, gempa ekstrem yang diperhitungkan resiko-tetarget (MCER) region Indonesia untuk spektrum respons 0,2 sekon (redaman kritis 5%) (SNI 1726, 2019:234)

- Parameter respons spektral dan koefisien situs untuk percepatan seismik maksimum yang diperhitungkan untuk risiko yang ditargetkan (MCER).

SNI 1726 (2019:34) menyatakan bahwa indeks amplifikasi seismologi dianggap perlu untuk interval 0,2 dan 1 sekon guna menghitung percepatan spektral respons gempa bumi (MCER) di lapisan atas **Tabel 2.9**

menampilkan indeks amplifikasi vibrasi yang relatif memiliki percepatan dalam jangka waktu singkat (F_a), sedangkan **Tabel 2.10** menampilkan indeks amplifikasi yang relatif memiliki percepatan yang mewakili vibrasi dengan durasi satu detik (F_v). Rumus berikut harus digunakan untuk menghitung parameter percepatan respons spektral untuk interval 1 sekon (S_{M1}) dan jangka waktu singkat (S_{MS}), yang dimodifikasi untuk efek klasifikasi lokasi:

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

$$S_{M1} = F_v \times S1 \dots \dots \dots (2.2)$$

Penjelasan:

F_a = vibrasi dalam jangka waktu singkat, pada Tabel 2.9

F_v = getar dalam jangka waktu satu sekon, pada Tabel 2.10

S_s = nilai respons percepatan spektrum gempa MCER tercatat dalam jangka waktu singkat

$S1$ = nilai respons percepatan spektrum gempa MCER tercatat Dalam jangka waktu satu sekon

Tabel 2. 9 Koefisien situs F_a

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

Sumber: SNI 1726-2019:34

Tabel 2. 10 Koefisien situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 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
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	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
SF	SS					

Sumber: SNI 1726-2019:34-35

1. Parameter Percepatan Spektral Desain

SNI 1726 (2019:35) yang menyatakan bahwa nilai respons percepatan spektrum dalam jangka waktu 1 detik (SD1) & jangka waktu singkat (SDS) dihitung menggunakan rumus berikut:

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots \dots \dots (2.3)$$

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

Penjelasan:

S_{Ds} : nilai respons percepatan spektrum dalam jangka waktu singkat

S_{D1} : nilai respons percepatan spektrum dalam jangka waktu satu sekon

Tabel 2.11 menyajikan hasil analisis data seismik dan parameter percepatan tanah dari aplikasi spektrum desain Indonesia.

Tabel 2. 11 Parameter percepatan gempa

Variabel	Nilai	Variabel	Nilai
PGA (g)	0.327		
S _s (g)	0.665	PSA (g)	0.366
S ₁ (g)	0.252	S _{MS} (g)	0.911
C _{RS}	0.994	S _{M1} (g)	0.754
C _{R1}	0.933	S _{Ds} (g)	0.607
F _{PGA}	1120	S _{D1} (g)	0.502
F _A	1369	T ₀ (detik)	0.165
F _V	2993	T _s (detik)	0.827

Sumber: www.puskim.pu.go.id

2. Spektrum Respons Desain

Berdasarkan panduan yang ada di bawah ini, kontur spektrum respons desain untuk kawasan proyek ditunjukkan dalam Gambar 2.3 dan diuraikan dalam Tabel 2.12. Sesuai dengan SNI 1726 (2019:35), ketentuan berikut diterapkan jika spektrum respons desain dibutuhkan dalam proses ini dan metode gerakan tanah spesifik lokasi tidak diterapkan:

- a. Pada jangka waktu yang lebih singkat dari T_0 , spektrum percepatan respons desain, S_a , harus diperoleh dari rumus di bawah ini:

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

- b. Pada durasi $\geq T_0$ & $\leq T_s$, nilai respon percepatan spektrum desain $S_a = S_{DS}$.

- c. Pada jangka waktu $> T_s$ rumus berikut digunakan untuk mendapatkan percepatan spektral respons desain S_a :

$$S_a = \frac{SD_1}{T} \dots \dots \dots (2.6)$$

- d. Percepatan respons spektrum untuk desain S_a pada durasi $> T_L$ dihitung menggunakan rumus berikut:

$$S_a = \frac{SD_1 \cdot T_L}{T^2} \dots \dots \dots (2.7)$$

Penjelasan:

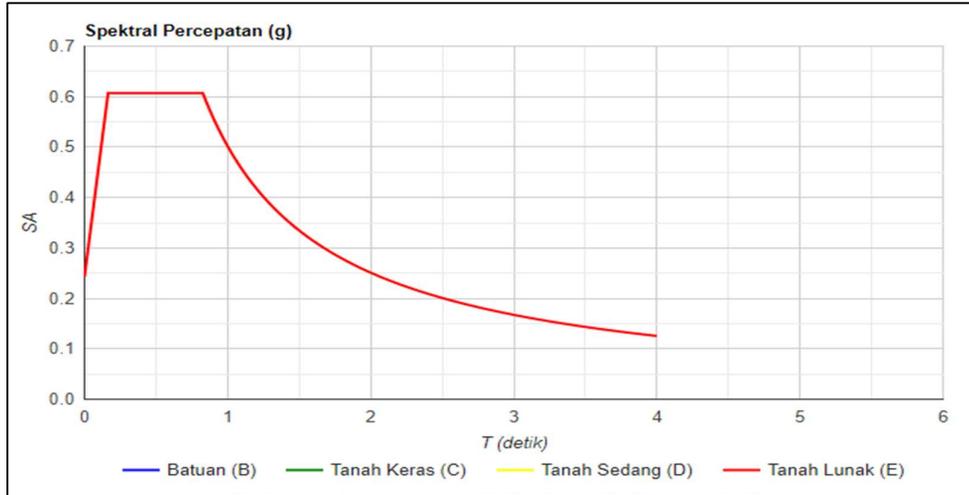
S_{DS} = nilai respons percepatan spectral desain jangka waktu singkat pada Tabel 2.13

SD_1 = nilai respons percepatan spektral desain jangka waktu 0,1 sekon pada Tabel 2.14

T = jangka waktu vibrasi fundamental untuk struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD_1}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2.8)$$

T_L = Peta peralihan jangka waktu panjang yang ditampilkan pada **Gambar 2.3**



Gambar 2. 3 Respon spektrum tanah dilokasi proyek (www.puskim.pu.go.id)

Tabel 2. 12 Spektrum respon desain dilokasi proyek

T (detik)	Sa (g)	T (detik)	Sa (g)
0	0.243	T _s +1.5	0.207
T ₀	0.607	T _s +1.6	0.199
T _s	0.607	T _s +1.7	0.191
T _s +0	0.542	T _s +1.8	0.184
T _s +0.1	0.489	T _s +1.9	0.178
T _s +0.2	0.446	T _s +2	0.172
T _s +0.3	0.409	T _s +2.1	0.166
T _s +0.4	0.379	T _s +2.2	0.161
T _s +0.5	0.352	T _s +2.3	0.156
T _s +0.6	0.329	T _s +2.4	0.151
T _s +0.7	0.309	T _s +2.5	0.147
T _s +0.8	0.291	T _s +2.6	0.142
T _s +0.9	0.275	T _s +2.7	0.139
T _s +1	0.261	T _s +2.8	0.135
T _s +1.1	0.248	T _s +2.9	0.131
T _s +1.2	0.236	T _s +3	0.128
T _s +1.3	0.226	4	0.126
T _s +1.4	0.216	-	-

Sumber: www.puskim.pu.go.id

Tabel 2. 13 Klasifikasi desain seismik mengacu pada indikator respons percepatan dalam jangka waktu singkat

Nilai SDS	Kategori risiko		
	I atau II atau III	IV	
$SDS < 0,167$	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. 14 Klasifikasi desain seismik mengacu pada indikator respons percepatan dalam jangka waktu 1 sekon

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

Sumber: SNI 1726-2019:37

3. Gabungan komponen struktur pada arah yang berbeda

SNI 1726 (2019:48) menyatakan bahwa berbagai teknologi penopang gaya seismologi dapat dimanfaatkan untuk menopang gaya seismik sepanjang dua sumbu ortogonal struktur di setiap arah. Setiap nilai dari R, Cd, dan W0 pada masing-masing komponen, dengan mempertimbangkan jangkauan dari setiap komponen, saat menggunakan komponen yang berbeda yang berbeda. **Tabel 2.15** mengilustrasikan hal ini.

Tabel 2. 15 Faktor R, Cd, dan Ω_0 Pada komponen penopang gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, Cd	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)				
				B	C	D	E	F
A. Sistem dinding penumpu								
B. Sistem rangka bangunan								
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB

Lanjutan **Tabel 2.15**

Momen khusus									
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5(1/2)	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4(1/2)	3	4	TB	TB	10	TI	TI	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3(1/2)	3	3	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen Menengah	5	3	4(1/2)	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2(1/2)	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen Khusus	8	3	5(1/2)	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen Menengah	5	3	4(1/2)	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5(1/2)	48	48	30	TI	TI	
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2(1/2)	TB	TI	TI	TI	TI	
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3(1/2)	3	3(1/2)	10	10	10	10	10	

Sumber: SNI 1726-2019:49-51

4. Penentuan periode

SNI 1726 (2019:71) menyatakan bahwa sifat susunan dan sifat deformasi elemen penopang yang dikaji harus digunakan untuk menentukan periode dasar struktur, T , dalam arah yang dipertimbangkan. nilai batas jangka waktu yang dihasilkan (C_u) dari **Tabel 2.16** jangka waktu dasar metode, T_a , yang berdasarkan 0, tidak boleh lebih besar dari jangka waktu dasar struktur, T . Periode dasar metode (T_a) pada sekond dijelaskan di sini.

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

Penjelasan:

- H_n = tinggi susunan bangunan dalam ukuran meter (dari permukaan dasar struktur hingga bagian teratasnya)
- C_t = nilai seismik periode
- x = berdasarkan **Tabel 2.17**

Tabel 2. 16 Angka faktor pada batas maksimal jangka waktu yang diukur

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien Cu
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber SNI 1726-2019:72

Tabel 2. 17 Angka indicator jangka waktu metode Ct dan x

Tipe struktur	Ct	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100 % gaya seismic yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic:		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726-2019:72

5. Shear force seismic (gaya geser seismic)

Didasarkan pada SNI 1726 (2019:69), V = Shear force seismic (gaya geser seismic/gempa) dengan ditentukannya arah, maka dihitung dengan persamaan rumus:

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

Penjelasan:

C_s = angka faktor respons seismic yang dihasilkan dari kalkulasi

W = berat efisien seismic

6. Hitungan angka factor respons gempa (*seismic*)

Angka faktor respons seismic, C_s , sesuai dengan SNI 1726 (2019:69–70), maka dihitung berdasarkan rumus yang ekuivalen:

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

Penjelasan:

SDS = indikator akselerasi spektrum respons desain dalam jangka waktu singkat

R = indikator penyesuaian respons dalam **Tabel 2.15**

I_e = indikator prioritas gempa (*seismic*) dalam **Tabel 2.7**

Nilai yang dihasilkan oleh rumus di bawah ini minimal harus melebihi nilai C_s rumus yang ekuivalen di atas, menurut SNI 1726 (2019:70):

Pada persamaan $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{SD_1}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots \dots \dots (2.13)$$

C_s minimal harus melebihi

$$C_s = 0,044 SDS I_e \geq 0,01 \dots \dots \dots (2.14)$$

Selain itu, pada konstruksi bangunan yang terletak di wilayah yang memiliki angka faktor S_1 adalah 0,6g atau lebih tinggi, angka terkecil C_s harus:

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

Penjelasan:

I_e dan R diinterpretasikan dalam angka 0

SD_1 = indikator spectrum respons desain pada jangka waktu 1 sekon

T = interval pokok susunan (sekon)

S_1 = indikator akselerasi spektrum respons nilai tertinggi yang diilustrasikan

7. Penyaluran *vertical force* (gaya vertical)

Gaya seismik lateral, F_x (kN), pada setiap level bangunan ditentukan dengan persamaan rumus berikut, sesuai dengan SNI 1726 (2019:73):

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

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

Penjelasan:

C_{vx} = unsur penyaluran *vertical force* (gaya vertical)

V = akumulasi gaya horizontal pada bagian bawah susunan (KN)

W_i dan W_x = Pada tingkat I atau X, berat seismik efektif total struktur (W) diterapkan

h_i dan h_x = Jarak dalam meter dari permukaan tanah ke level I atau X.

k = eskponen yang terkoneksi dengan jangka waktu struktur dengan nilai sebagai berikut :

- Jika $T \leq 0,5$ sekon pada konstruksi, maka $n = 1$. Untuk struktur dengan $n = 2$, memiliki $T \geq 2,5$ sekon. Dalam kejadian struktur dengan nilai $0,5 < T < 2,5$ sekon, n adalah 2 atau hasil dari estimasi linier antara 1 dan 2.

2.5 Analisa Struktur

Berdasarkan kriteria beban SNI 1727 (2013:11–12), nilai yang dihitung untuk beban gempa, *dead load* (beban mati), dan *live load* (beban hidup) lalu diintegrasikan dan disertakan ke dalam system yang menyokong yaitu ETABS. Integrasi beban yang dipertimbangkan untuk pendekatan desain kekuatan adalah sebagai berikut, selaras dengan SNI 1727 (2013:11–12):

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. $0,9D + 1,0E$

Penjelasan:

- | | |
|---|---------------------------------------|
| D = <i>dead load</i> (beban mati) | W = <i>wind load</i> (beban angin) |
| L = <i>live load</i> (beban hidup) | E = <i>seismic load</i> (beban gempa) |
| Lr = <i>live roof load</i> (beban hidup atap) | R = <i>rain load</i> (beban hujan) |
| S = <i>snow load</i> (beban salju) | |

2.6 Daya Dukung Ijin Tiang

Kekuatan tekan yang diizinkan dan kekuatan tarik yang diizinkan digunakan untuk menentukan kapasitas beban yang diperbolehkan pada tiang. Kekuatan material bahan tiang dan juga situasi/keadaan tanah juga berpengaruh terhadap hal ini.

2.6.1 Daya Dukung Tiang Ijin Tekan

Rumus berikut digunakan untuk membandingkan kekuatan tanah dengan kapasitas beban tekan yang diizinkan pada pondasi tiang:

1. Pada data uji tanah (Guy Sangrelat),

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \dots \dots \dots (2.19)$$

Penjelasan:

- | | |
|----------|---|
| P_a | = kemampuan ijin tekan tiang |
| q_c | = tahanan ujung konus data uji tanah |
| A_p | = luas section tiang |
| T_f | = total resistensi/jumlah penolakan pelek |
| FK1, FK2 | = factor keamanan, 3 dan 5 |

2. Pada data N-SPT (Mayerhof),

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK2} \dots\dots\dots(2.20)$$

Penjelasan:

- P_a = kapasitas dukung tekan yang diperbolehkan dari tiang
- q_c = angka factor 20 N, pada lempung/lanau
= angka factor 40 N, pada tanah berpasir
- A_p = luas *section* tiang
- l_i = panjang divisi tiang yang sedang dipertimbangkan
- f_i = *shear force* (gaya geser) yang terjadi pada kulit divisi tiang
= N dengan nilai tertinggi 12 ton/m², untuk lempung/lanau
= N dengan nilai tertinggi 10 ton/m², untuk tanah berpasir
- $FK1, FK2$ = indicator keamanan, 3 dan 5

3. Berlandaskan pada kekuatan material,

$$P_a = \sigma' b \times A_p \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana:

- P_a = kapasitas kemampuan tekan yang diperbolehkan dari tiang
- $\sigma' b$ = Tegangan desak yang diizinkan untuk bahan yang terkandung pada tiang.
- A_p = luas section tiang

2.6.3 Daya Dukung Ijin Tarik

Rumus berikut digunakan untuk menganalisis kapasitas dukung tarik yang diperbolehkan dari fondasi tiang sehubungan dengan kekuatan tanah: Informasi sondir (Mayerhof, Guy Sangrelat):

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK} + Wp \dots\dots\dots(2.22)$$

Penjelasan:

- P_{ta} = daya dukung ijin Tarik

W_p = berat pondasi

Data N-SPT (Mayerhof),

$$P_{ta} = \frac{(\sum f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FKZ} + W_p \dots \dots \dots (2.23)$$

2.6.3 Jumlah Tiang yang Diperlukan

Beban sumbu (*axial force*) dengan paduan beban DD + LL (tidak dikalibrasi) digunakan untuk menentukan berapa banyak tiang yang diperlukan pada titik kolom.

Gaya sumbu (*axial force*) yang dihasilkan dibagi dengan kapasitas beban tiang untuk mendapatkan jumlah tiang yang diperlukan (Pamungkas, 2010:54).

$$N_p = \frac{P}{P_{all}} \dots \dots \dots (2.24)$$

dimana:

n_p = konfigurasi banyak tiang

P = *shear force* yang bekerja

P_{all} = daya dukung ijin tiang **Gambar 2. 4**

2.6.4 Efisiensi kelompok tiang

Seperti yang telah disebutkan sebelumnya di bagian 2.6, kapasitas beban dari suatu kelompok tiang tidak persis dengan daya tampung beban satu tiang dilipatgandakan dengan jumlah tiang, sehingga perhitungan banyak tiang yang dibutuhkan menjadi tidak lengkap. Kolaborasi (tumpang tindih) garis gaya tarik dari tiang-tiang yang berhimpitan adalah penyebabnya (aksi kelompok). Biasanya, aksi kelompok ini mengakibatkan penurunan kapasitas beban kelompok tiang, yang diwakili oleh faktor efisiensi..

Rumus Converse-Labbarre dari AASHTO digunakan untuk menghitung keoptimalitasan kelompok tiang. Menggunakan persamaan rumus:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \dots \dots \dots (2.25)$$

Dimana:

- Eg = Keoptimalan kelompok tiang
- Θ = arc tg (D/s) (derajat)
- D = ukuran *section* tiang
- m = banyak tiang dalam 1 kolom
- n = banyak tiang dalam 1 baris

Kapasitas beban vertikal sekumpulan tiang dapat dihitung sebagai berikut: Eg x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang. Gaya aksial yang terjadi harus kurang dari kapasitas beban kelompok tiang (Pamungkas, 2010:55-56).

Regulasi pondasi tiang bor

- Keoptimalan kelompok tiang (Qu > Pu)
- Beban tertinggi yang dapat di tahan kelompok tiang (Pmax < Qu)
- Kemampuan menopang gaya horizontal (Mmax > My)

2.6.5 Daya Dukung Horizontal

Membedakan tiang berdasarkan model sambungannya dengan *pile cap* diperlukan saat menganalisis gaya horizontal. Oleh karena itu, terdapat dua jenis tiang, yaitu tiang ujung bebas (*free end pile*) dan tiang ujung tetap (*fixed end pile*).

Tiang yang memiliki bagian atas terpasang setidaknya 60 cm ke dalam pelat tiang disebut sebagai tiang ujung tetap menurut McNulty (1965). Oleh karena itu, bagian atas tiang yang tidak terkubur dengan kedalaman terendah 60 cm disebut sebagai tiang tepi hujung bebas.

Ujung terjepit pada tanah bercampur

Untuk tiang dengan ukuran kecil atau pendek

$$H_u = 9C_u D(L_p - 3D/2) \dots \dots \dots (2.26)$$

$$M_{max} = H_u (L_p/2 + 3D/2) \dots \dots \dots (2.27)$$

Untuk tiang dengan ukuran intermediat

$$M_y = (9/4) C_u D_g^2 - 9C_u D_f (3D/2 + f/2) \dots \dots \dots (2.28)$$

$$H_u \text{ dihitung dengan mengambil } L_p = 3D/2 + f + g \dots \dots \dots (2.29)$$

Penjelasan:

C_u = kekuatan tanpa pengeluaran air

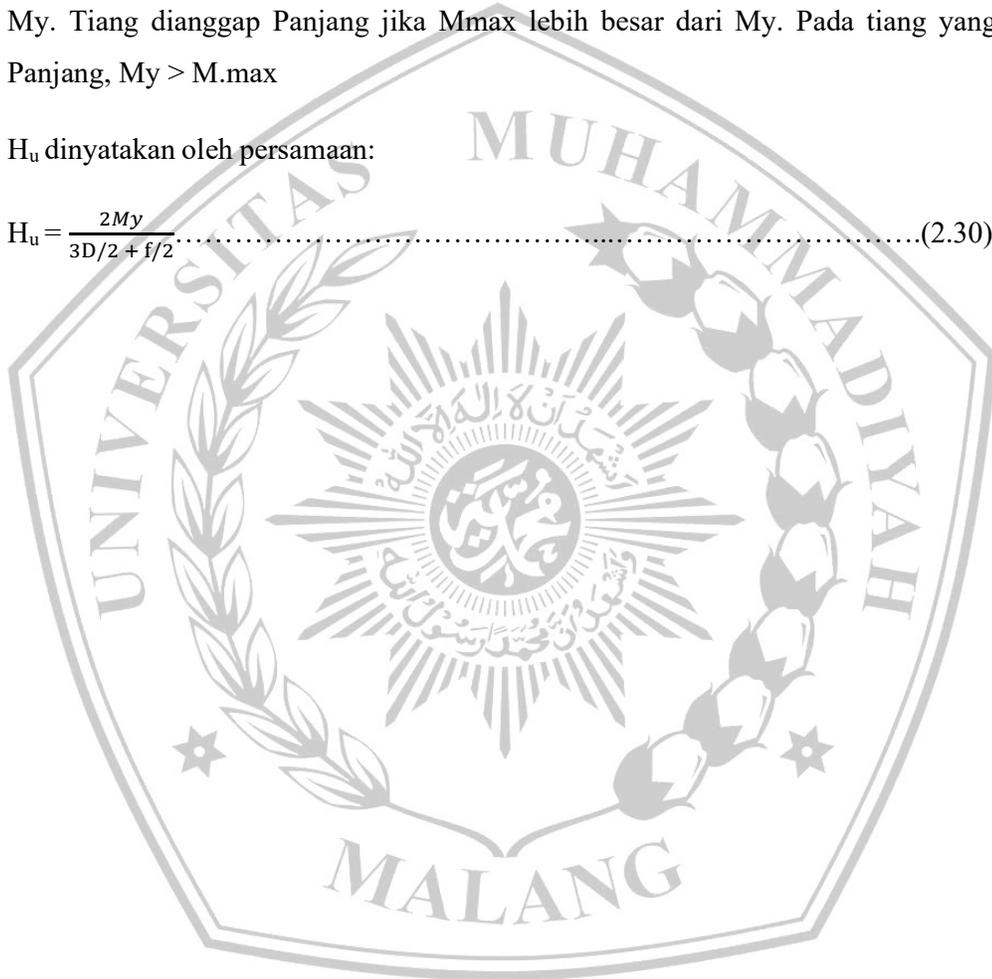
D = besar diameter tiang

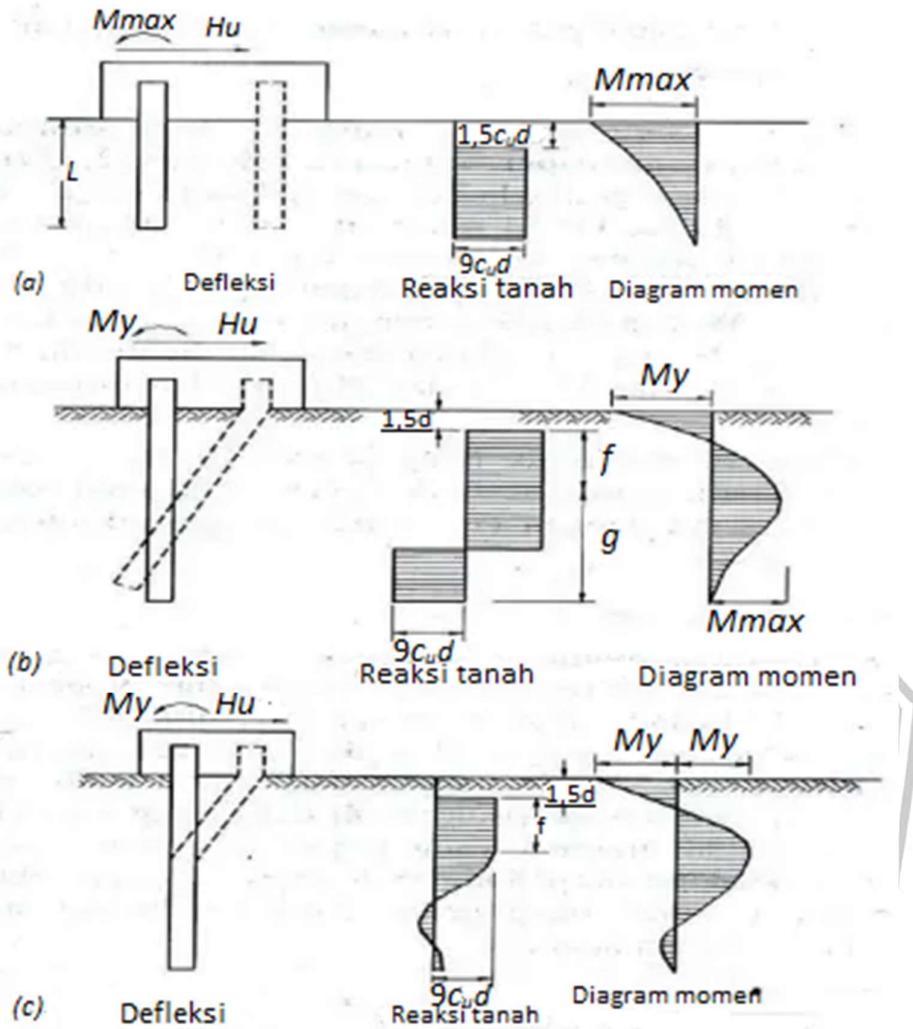
L_p = kedalaman tiang yang terkubur

Pada kedalaman $(f + 3D/2)$, periksa apakah momen terbesar kurang dari M_y . Tiang dianggap Panjang jika M_{max} lebih besar dari M_y . Pada tiang yang Panjang, $M_y > M_{max}$

H_u dinyatakan oleh persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{3D/2 + f/2} \dots\dots\dots(2.30)$$





Gambar 2. 5 Tiang dengan tepi jepit dalam tanah bercampur (Broms, 1964)
(a) Tiang dengan ukuran kecil, (b) Tiang intermediat, (c) Tiang berukuran Panjang

(Pamungkas, 2010:61)

2.7 Penurunan

Beban akan menyebabkan tanah mengalami penurunan atau regangan. Total penurunan implikasi beban sama dengan jumlah penurunan segera (S_i) dan penurunan konsolidasi (S_c). Baik tanah halus yang kering atau tidak jenuh maupun tanah kasar mengalami penurunan segera. Penurunan konsolidasi, yang terjadi secara bertahap dan bergantung pada kondisi lapisan tanah, dikenakan pada variasi tanah lembut yang terletak di lapisan bawah MAT (muka air tanah). bekerja.

$$S_t = S_i + S_c \dots \dots \dots (2.31)$$

Penjelasan:

S_t = total settlement

S_i = intermediate settlement

S_c = consolodation settlement

2.7.1 Penurunan Segera

Settlement yang disebabkan oleh distorsi massa tanah yang terdesak dikenal sebagai penurunan segera, dan ini terjadi pada volume yang konstan. Hal ini dinyatakan sebagai berikut, menurut Janbu, Olerrum, dan Kjaernsti (1956):

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \dots \dots \dots (2.32)$$

Penjelasan:

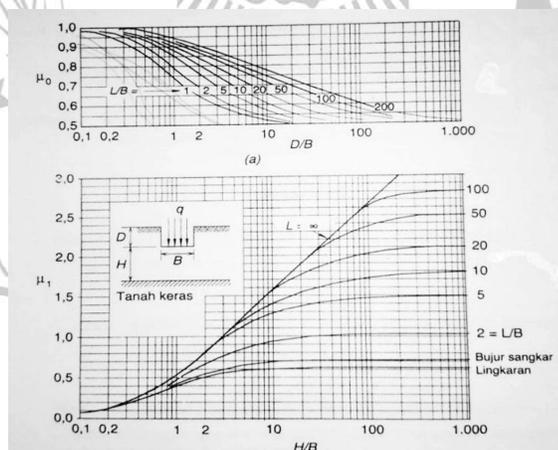
S_i = instant settlement (m)

μ_1 = penyesuaian untuk stratifikasi tanah tebal terbatas H (Gambar 2.5)

μ_0 = penyesuaian untuk jarak vertikal pondasi Df (Gambar 2.5)

Q = tekanan pondasi neto (pondasi di permukaan $q = q_n$)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)



Gambar 2.6 Grafik untuk menentukan μ_1 dan μ_0
(Mekanika Tanah 2, Hardiyatmo)

Tabel 2. 18 Modulus Elastisitas Tanah (Es)

Jenis Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpil	140000 – 1400000

Sumber: Mekanika Tanah 2, Hardiyatmo 2002:148

2.7.2 Penurunan Konsolidasi

Tanah lembut yang berada di bawah MAT (muka air tanah) memicu penurunan konsolidasi terwujud. Karakteristik lapisan tanah menentukan berapa lama proses penurunan ini berlangsung (Leonard, 1962).

Rumus berikut mewakili penurunan konsolidasi:

$$S_c = \frac{H}{1+e} \cdot C_c \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \dots \dots \dots (2.33)$$

Keterangan:

- S_c = *settlement consolidation* (m)
- H = ketebalan stratifikasi tanah (m)
- C_c = referensi kompresi
- e = nilai pori-pori tanah
- P_0 = tegangan optimal sebelum penerapan beban dikenal sebagai tekanan overburden efektif awal (kN/m²).
- Δp = Tegangan tambahan yang disebabkan oleh beban fondasi (kN/m²)

2.8 Pile cap dan Penulangan

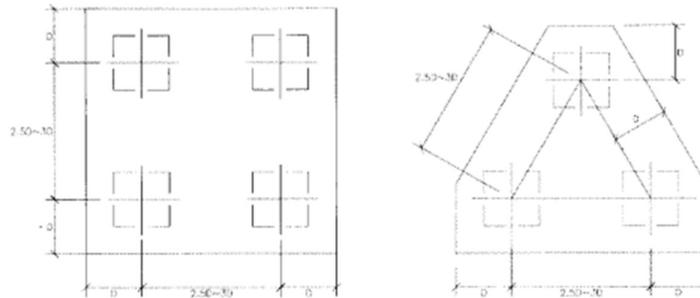
Tujuan pelat tiang adalah untuk mentransfer beban dari kolom ke tiang. Asumsi berikut menjadi dasar untuk desain pelat tiang:

1. Tiang tertutup pelat sangat kencang
2. Tiang tertutup pelat menyokong tepi atas tiang (*pile cap*)

Maka berakibat, pelat tiang tidak memberikan momen elastis pada tiang. Tiang dianggap sebagai kolom elastis pendek, yang menghasilkan penyaluran stress dan perubahan bentuk yang datar (H. C. Hardiyatmo, 2015: 283-284).

2.8.1 Dimensi Pile Cap

Besaran *pile cap* dipengaruhi oleh jarak antar tiang. Dalam sekumpulan tiang, jarak seringkali dihitung antara $2,5D$ hingga $3D$, di mana D merupakan diameter tiang. **Gambar 2.6** menunjukkan jarak antar tiang pada *pile cap*.



Gambar 2.7 Jarak Tiang (Pamungkas, 2010:88)

SNI-03-2847-2002 Pasal 17.7

Tebal pondasi di atas stratifikasi tulangan yang mendasari untuk pondasi yang didukung tiang harus minimal 300 mm.

SNI-03-2847-2002 Pasal 17.7

Tebal minimum pelindung beton yang dituangkan sehingga mengalami kontak langsung ke tanah dan dalam kondisi terus-menerus adalah 75 mm. Peninjauan geser juga perlu dipertimbangkan.

SNI-03-2847-2002 Pasal 17.7

Kekuatan geser pondasi di sekeliling kolom di bawah beban terkonsentrasi atau zona reaksi ditetapkan oleh salah satu dari kondisi berikut yang lebih penting:

1. Gaya gesre balok satu arah, di mana setiap bagian penting yang perlu dinilai mencakup seluruh lebar fondasi.
2. Gaya geser balok dua arah, di mana setiap area penting yang perlu dinilai ditempatkan untuk mengurangi perimeter penampang.

Perhitungan geser satu arah dan dua arah pada pelat tiang serupa dengan yang dilakukan pada pondasi. Penulangan pada pelat tiang dianggap setara dengan penulangan pada balok. Tahapan berikut termasuk dalam desain penulangan pelat tiang (Rusdianto, 2005: 118) :

- A. Dibuat balok persegi panjang menggunakan kedalaman efektif (d) dan lebar (b).

$$K \text{ perlu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2} \dots \dots \dots (2.34)$$

Dimana:

- Mu = daya gerak yang terjadi pada balok (kgm)
- b = lebar balok (m)
- h = tinggi balok (m)
- d = tinggi optimal (m)
- = h – 60 mm

- B. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\Omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_c'}} \dots \dots \dots (2.35)$$

$$P = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y} \dots \dots \dots (2.36)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 +} \right) \dots \dots \dots (2.37)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots \dots \dots (2.38)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.39)$$

kontrol : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Dimana:

- Fc' = kualitas beton (Mpa)
- Fy = kualitas baja (Mpa)
- β₁ = 0,85

- C. Luas penguat tulangan kemudian ditentukan jika rasio penguat tarik memenuhi spesifikasi.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{renc} \dots \dots \dots (2.40)$$

Dimana:

$$A_s = \text{luas tulangan (mm}^2\text{)}$$

D. Tahap selanjutnya adalah merancang diameter dan jarak batang penguat tulangan untuk memenuhi luas penguat tulangan yang telah dihitung setelah ditentukan...

E. Verifikasi kedalaman optimal yang digunakan ($d_{pakai} > d_{renc}$)
 $d_{pakai} = h - \text{kulit beton} - \varnothing \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan} \dots \dots \dots (2.41)$

2.8 Tinjauan Terhadap Geser

Ketebalan pelat tiang harus dipersiapkan dengan cara tertentu sehingga kekuatan geser nominal (V_n) melebihi gaya geser yang diperkirakan pada bagian tersebut (V_u). Dua skenario geser satu arah dan geser dua arah digunakan untuk menilai kekuatan geser.

2.8.1 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Pemeriksaan *shear force* satu arah dapat dihitung menggunakan rumus di bawah ini (Dipohusodo, 1994: 364):

$$V_u = P_{max} \times W \cdot G \dots \dots \dots (2.42)$$

Dimana :

V_u = *shear force* yang difaktorkan pada bagian melintang.

P_{max} = Beban sumbu yang difaktorkan ke eksentrisitas yang ditentukan

W = ukuran desain pile cap arah Y (mm)

G = Untuk geser satu arah, area beban diperhitungkan.

2.8.2 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Rumus yang tertera dapat dimanfaatkan untuk menentukan pemeriksaan geser dua arah (Dipohusodo, 1994: 363):

$$V_u = P_{max} \times (A-B) \dots \dots \dots (2.44)$$

Dimana:

V_u = *shear force* yang difaktorkan ke bagian melintang.

P_{max} = Beban sumbu yang difaktorkan ke eksentrisitas yang ditentukan

A = Luasan tarik optimal beton (mm^2) yang mengelilingi tulangan tarik.

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

$$V_n = V_c = 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots (2.47)$$

Dimana:

$V_n = V_c$ = nominal kekuatan geser

f_c' = kuat tekan beton

b_o = Perimeter keliling penampang yang penting pada pelat dan fondasi (mm).

d = $h - d'$ (h merepresentasikan tinggi pelat dan d' merepresentasikan selimut beton) (mm)

2.9 Penulangan Pondasi Tiang Bor

Meskipun penampang yang dipergunakan berbentuk lingkaran, tulangan untuk fondasi tiang bor sebanding dengan yang digunakan untuk kolom. Berikut adalah beberapa langkah yang terlibat dalam desain:

1. Pilih luas longitudinal yang sesuai (A_{st}). Menurut SNI 2847:2013, luas penguat pada komponen struktural yang mengalami kompresi tidak diperbolehkan $< 0,01 A_g$ atau $> 0,08 A_g$.

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \dots \dots \dots (2.49)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \cdot n \dots \dots \dots (2.50)$$

Dimana:

A_g = luas penampang beton (mm^2)

A_{st} = luas tulangan (mm^2)

D = diameter penampang beton (mm)

D_{st} = diameter tulangan (mm)

n = jumlah tulangan

2. Eksentrik di bawah kondisi seimbang kemudian dihitung dengan mengubah bagian melintang tiang bor yang memiliki bentuk lingkaran menjadi bagian melintang yang berbentuk segi empat.

- Tebal yang setara, penampang segi empat

$$heq = 0,8 \times D \dots \dots \dots (2.51)$$

- Lebar yang setara, penampang segi empat

$$beq = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{heq} \dots \dots \dots (2.52)$$

- Agregat luasan tulangan Ast disalurkan pada dua lapis

$$As = As' = \frac{1}{2} \cdot Ast \dots \dots \dots (2.53)$$

- Jarak antara stratifikasi tulangan

$$D_{Seq} = \frac{2}{3} \times Ds \dots \dots \dots (2.54)$$

Penjelasan:

Ds = tinggi optimal penampang (mm)

3. Bandingkan cek eksintrisitas dari skema yang disampaikan (e) dalam kaitan dengan eksentrisitas *balance* (eb).

$$deq = D_{Seq} + \frac{heq - D_{Seq}}{2} \dots \dots \dots (2.55)$$

$$Cb = deq \times \frac{600}{600 + f} \dots \dots \dots (2.56)$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb \dots \dots \dots (2.57)$$

Deformasi pada baja tulangan:

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_c' (Cb - (\frac{heq - D_{Seq}}{2}))}{Cb} \dots \dots \dots (2.58)$$

stress leleh baja tulangan:

$$Fs' = Es \times \epsilon_s' \dots \dots \dots (2.59)$$

Gaya aksial tekan dalam situasi stabil (*balance*):

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times Ab \times Beq) + (As' \times fs' - As \times fy) \dots \dots \dots (2.60)$$

Momen dalam situasi stabil:

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot Ab \cdot Beq \cdot (1/2 \ heq - 1/2 \ Ab) + As' \cdot fs' \cdot (1/2 \ heq - \frac{heq - D_{Seq}}{2}) + As \cdot fy \cdot (deq - 1/2 \ heq) \dots \dots \dots (2.61)$$

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots(2.62)$$

$$e_b = \frac{Mub}{Pub} \dots\dots\dots(2.63)$$

- Kegagalan tarik dengan eksentrisitas yang signifikan merupakan hasil dari kondisi $P_u < P_b$ atau $e > e_b$.
- Kegagalan tekan dengan eksentrisitas yang moderat adalah kegagalan yang terjadi jika salah satu kondisi $P_u > P_b$ atau $e < e_b$ terpenuhi.

Dimensi penampang kolom tidak terpengaruh oleh persamaan dalam teknik data empiris, menurut catatan jurnal Whitney. Aik dalam keadaan tertekan hingga tarik dan mengalami kegagalan (Istimawan, 1993:320). Berikut adalah rumus untuk penampang melingkar yang mengalami hancur tarik:

Persamaan untuk penampang bulat dengan hancur Tarik menentukan:

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 e b}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e b}{h} - 0,38\right) \right) \dots\dots(2.64)$$

- Ketika kegagalan tekan terjadi, persamaan untuk penampang melintang berbentuk lingkaran ditemukan dengan:

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{D_s + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c}{(0,8 h + 0,67 D_s)^2 + 1,18} \dots\dots\dots(2.65)$$

Dimana:

h = diameter panjang

D_s = Diameter tulangan terluar yang diukur dari sumbu.

e = Ketidaksejajaran yang berhubungan dengan pusat lentur bagian melintang.

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas penulangan total}}{\text{luas penampang bruto}} \dots\dots\dots(2.66)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} \dots\dots\dots(2.67)$$

$$\text{syarat: } \emptyset P_n \geq P_u \dots\dots\dots(2.68)$$

2.10 Perencanaan Sengkang

Tulangan spiral adalah tulangan penjepit yang dipakai untuk tiang bor. SNI 2847-2013 menetapkan klausul-klausul berikut yang berkaitan dengan tulangan spiral:

- a) Ukuran diameter spiral untuk konstruksi cor ditempat minimal adalah 10 mm.
- b) Spasi bersih antar spiral berukuran antara 25 mm hingga 75 mm.
- c) Rasio volume tulangan spiral ρ_s harus melebihi nilai:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \dots \dots \dots (2.69)$$

Penjelasan:

$$\rho_s = \frac{\text{volume tulangan spiral satu putaran}}{\text{volume inti kolom setinggi } s} \dots \dots \dots (2.70)$$

s = Jarak antara pusat tulangan spiral.

A_g = luas bagian melintang kotor dari kolom

A_{ch} = luas bagian melintang pusat kolom (tepi terluar ke luar spiral)

F_y = Kekuatan luluh maksimum tulangan baja spiral adalah 400 MPa.

