

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Pustaka

Sebuah proyek pembangunan bangunan dimulai melalui rancangan dimana benar-benar terstruktur. Langkah ini diambil supaya dalam tahap pelaksanaannya tidak muncul kesalahan serius yang bisa membawa kerugian besar. Beberapa aspek penting yang wajib dicermati selama proses konstruksi antara lain seperti daya dukung struktur, ketahanan material, serta sistem keselamatan kerja. Pada fase perancangan struktur bawah, khususnya bagian pondasi Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah, akan dilakukan penelaahan berdasarkan literatur yang relevan guna memperoleh pemahaman yang lebih baik dalam membentuk rancangan dasar yang selaras dengan situasi di lokasi proyek pendirian bangunan Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah tersebut.

Pondasi yang akan digunakan dalam pembangunan Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah ini adalah tiang pancang. Keputusan dalam menentukan jenis pondasi tersebut didasarkan pada analisis kondisi tanah, di mana ditemukan bahwa lapisan tanah padat ditemukan pada kedalaman yang melebihi 10 meter. Selain itu, hasil analisis menunjukkan bahwa karakteristik tanah di lokasi proyek mayoritas terdiri dari pasir. Oleh karena itu, pemanfaatan pondasi tiang pancang dinilai paling tepat dan sesuai dengan kondisi aktual di lapangan serta data teknis yang telah dikumpulkan.

Oleh karena itu, perencanaan pondasi sebuah bangunan perlu diperhatikan secara serius guna memastikan kestabilan struktur terhadap beban mati, beban hidup, serta pengaruh eksternal seperti terpaan angin, aktivitas seismik, dan faktor lainnya. Setiap jenis pondasi wajib memiliki kemampuan untuk menahan beban hingga batas aman yang telah ditetapkan, termasuk beban maksimum yang berpotensi muncul. Berdasarkan kondisi tanah pendukung yang berada di kedalaman sekitar 10 meter dari permukaan, jenis pondasi yang cocok untuk digunakan adalah pondasi tiang pancang.

2.2 Pondasi

Menurut Das (1995:115), pondasi berperan sebagai struktur yang mentransfer beban dari bangunan menuju lapisan tanah di bagian bawah. Besarnya beban yang ditransfer ke tanah oleh pondasi tidak boleh melebihi kapasitas daya dukung tanah tersebut. Jika beban melampaui batas kekuatan tanah, maka dapat terjadi penurunan tanah secara berlebihan atau bahkan kegagalan tanah, yang akhirnya berdampak pada rusaknya struktur bangunan di atas pondasi tersebut. Oleh sebab itu, dalam proses perencanaan pondasi, sangat penting untuk melakukan analisis terhadap kemampuan tanah dalam menahan beban dari pondasi yang dirancang.

Terdapat berbagai macam bentuk dari pondasi. Pemilihan bentuk pondasi ditentukan oleh jenis pembangunan bangunan yang akan dibangun dan menyesuaikan dengan struktur tanah yang dijadikan area konstruksi. *Pondasi tapak (spread footing)* memiliki wujud menyerupai kolom bangunan, namun dimensinya dirancang lebih kuat daripada kolom agar tanggungan yang dialirkan menuju pondasi bisa tersebar menuju tanah yang luasnya melebihi pondasi.

Pondasi tiang serta pondasi *caisson* diterapkan pada struktur yang memiliki beban berat, terutama ketika pondasi harus ditanam cukup dalam untuk menopang beban tersebut. Pondasi tiang umumnya dibuat dari material seperti kayu, baja, atau beton, dengan fungsi utama menyalurkan beban dari struktur atas menuju tanah keras di bagian paling dalam. Sementara itu, pondasi tapak dan pondasi tikan dikategorikan sebagai jenis pondasi dangkal, sedangkan pondasi tiang dan *caisson* termasuk ke dalam kelompok pondasi dalam.

Pada umumnya, pondasi dangkal didefinisikan sebagai jenis pondasi yang memiliki rasio kedalaman terhadap lebarnya lebih kecil dari empat. Sebaliknya, jika rasio antara kedalaman dan lebar melebihi angka empat, maka pondasi tersebut termasuk ke dalam kategori pondasi dalam. (Das, 1995:116)

2.2.1 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang merupakan salah satu bentuk konstruksi pondasi yang dirancang untuk menahan gaya tegak lurus terhadap sumbu tiang dengan cara

menyerap momen lentur yang terjadi. Struktur ini dibentuk sebagai satu kesatuan utuh atau monolitik, di mana bagian dasar tiang pancang yang terletak di bawah struktur utama dihubungkan secara menyeluruh dengan elemen penumpu pondasi, sehingga tercipta sistem yang kokoh dan saling mengikat. (Sosrodarsono & Nakazawa, 1994:91)

Pondasi tiang diterapkan ketika lapisan tanah yang memiliki daya dukung tinggi berada jauh di bawah permukaan tanah. Di samping itu, jenis pondasi ini sering digunakan untuk mendukung struktur gedung yang harus menghadapi gaya angkat menuju ke atas, khususnya di gedung-gedung bersusun yang rentan terhadap gaya-gaya yang dapat menyebabkan pergeseran atau penggulingan akibat tekanan angin yang kuat (Hardiyatmo, 2015:76)

Berdasarkan pendapat Hardiyatmo (2015:77), pondasi tiang pancang diklasifikasikan ke dalam tiga kategori utama, yaitu:

1. Tipe tiang perpindahan besar (*large displacement pile*) adalah elemen struktur berbentuk padat atau berongga dengan bagian ujung tertutup, yang dipasang ke dalam tanah secara langsung sehingga mendorong volume tanah berpindah dalam jumlah signifikan. Beberapa contoh dari jenis pondasi ini mencakup tiang dari material kayu, beton solid, beton prategang (baik versi berlubang maupun utuh), serta tiang baja berbentuk tabung dengan penutup di bagian pucuknya.
2. Perpindahan tiang kecil (*small displacement pile*) yakni tipe tiang yang memiliki sifat mirip dengan jenis tiang sebelumnya, namun selama proses pemasangannya hanya menggeser tanah dalam jumlah yang lebih terbatas. Beberapa contoh tiang dalam kategori ini meliputi tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja berbentuk H, tiang baja bulat berujung terbuka, serta tiang ulir (*screw pile*).
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) adalah jenis pondasi yang dipasang ke dalam tanah melalui metode penggalian atau pengeboran, tanpa menyebabkan perpindahan tanah secara signifikan. Salah satu contoh utama dari kategori ini adalah tiang bor, yaitu tiang yang dibentuk dengan

menuangkan beton langsung ke dalam lubang hasil pengeboran, di mana sebelumnya pipa baja ditempatkan di dalam lubang tersebut untuk kemudian dilakukan proses pengecoran.

2.2.2 Keuntungan dan kerugian menurut teknik pemasangan tiang

Menurut Sosrodarsono & Nakazawa (1994:93) ada berbagai cara pada konstruksi tiang ini, jelas ada pula hambatan-hambatan atau pembatasan dalam pemakaian dan macam tiang akan dipergunakan.

Tabel 2.1 “Manfaat serta dampak berdasarkan metode instalasi pilar”

	Tiang pancang	Tiang yang dicor di tempat
Keuntungan	<ol style="list-style-type: none"> (1) Karena batang penopang diproduksi di fasilitas industri dan melalui pengujian mutu yang ketat, maka kualitas akhir lebih terpercaya. Apalagi karena evaluasi bisa dilakukan kapan pun diperlukan. (2) Laju penanaman tergolong tinggi. Khususnya untuk pilar logam, meskipun terdapat lapisan tanah keras, tetap mampu ditembus, sehingga pemasangan sampai ke lapisan pendukung tetap memungkinkan. (3) Ketersediaan cukup melimpah di fasilitas produksi, menjadikannya gampang diperoleh, kecuali bila dibutuhkan dimensi tiang yang tidak umum. Selain itu, meski skalanya kecil, ongkos pemasangan tetap ekonomis. (4) Kekuatan menahan beban bisa dihitung memakai rumus perhitungan pancang, yang membuat pengendalian proses pembangunan jadi lebih mudah dilakukan. (5) Metode pemukulan ini sangat sesuai dalam menjaga kestabilan beban secara vertikal 	<ol style="list-style-type: none"> (1) Karena tingkat getaran serta suara bising saat pelaksanaan konstruksi sangat rendah, metode ini sesuai digunakan di kawasan yang padat pemukiman. (2) Karena tidak memerlukan sambungan, memungkinkan pembuatan tiang lurus berdiameter besar dan juga tiang panjang. Selain itu, panjang tiang bisa ditentukan secara praktis. (3) Ukuran diameter umumnya lebih besar dibandingkan tiang cetakan pabrik, dan kemampuan menahan beban tiap unit juga lebih tinggi, sehingga luas pondasi dapat dibuat lebih minimal. (4) Dengan teknik pengeboran berlawanan arah jarum jam, kondisi tanah hasil gali bisa langsung dilihat, dan karakter tanah di lapisan penopang atau lapisan antara dapat segera dikenali. (5) Dampak negatif terhadap bangunan yang berada di sekitarnya tergolong sangat rendah
Kekurangan	<ol style="list-style-type: none"> (1) Penggunaan pondasi tiang pancang dapat memicu getaran serta kebisingan yang cukup mengganggu selama proses pemasangan, sehingga dalam wilayah padat penduduk baik di kawasan kota maupun desa hal ini sering 	<ol style="list-style-type: none"> (1) Dalam banyak kasus, pengecoran beton untuk badan tiang dilakukan di bawah permukaan air, yang mengakibatkan mutu akhirnya cenderung lebih rendah dibandingkan dengan tiang pracetak. Selain itu, pengujian

Tabel 2.1 Lanjutan

	Tiang pancang	Tiang yang dicor di tempat
	<p>menimbulkan keluhan dan masalah sosial di lingkungan sekitar.</p> <p>(2) Pada proyek yang memerlukan tiang dengan panjang tertentu, diperlukan tahapan penyambungan. Apabila proses penyambungan ini tidak dilakukan secara presisi dan profesional, dampaknya bisa sangat merugikan terhadap kekuatan dan stabilitas struktur.</p> <p>(3) Kualitas pelaksanaan sangat menentukan hasil akhir. Jika pekerjaan dilakukan dengan cara yang tidak sesuai standar, maka risiko kerusakan atau kehancuran pada tiang akan jauh lebih tinggi, bahkan bisa terjadi dalam waktu singkat.</p> <p>(4) Ketika pemancangan tiang tidak dapat dihentikan pada kedalaman yang direncanakan sebelumnya, maka dibutuhkan tindakan korektif atau metode khusus untuk menyesuaikan kondisi lapangan, yang tentu akan menambah kompleksitas pekerjaan.</p> <p>(5) Karena kegiatan ini memerlukan tempat penyimpanan material dan alat di lokasi proyek, maka sangat penting untuk menyediakan area yang cukup luas sebagai lahan operasional dan logistik.</p> <p>(6) Dalam hal tiang beton berdiameter besar, bobotnya yang berat sering menjadi kendala dalam proses transportasi maupun instalasi. Selain itu, jenis tiang seperti ini biasanya memerlukan alat pemancang berukuran besar yang cukup rumit dan mahal.</p> <p>(7) Sementara itu, untuk pondasi yang menggunakan pipa baja, diperlukan material yang memiliki ketahanan tinggi terhadap korosi, agar daya tahannya tetap optimal meskipun terpapar kondisi lingkungan yang ekstrem.</p>	<p>mutu beton semacam ini hanya bisa dilakukan melalui metode tidak langsung, sehingga sulit memastikan kualitasnya secara tepat.</p> <p>(2) Saat proses pengecoran berlangsung, terdapat risiko campuran beton akan terkontaminasi oleh tanah longsor dari dinding lubang bor. Oleh karena itu, beton perlu segera dicor secara hati-hati sesaat setelah proses penggalian selesai untuk menghindari pencampuran yang merusak.</p> <p>(3) Meskipun kedalaman pengeboran sudah mencapai lapisan tanah keras sebagai penopang pondasi, dalam praktiknya kadang-kadang tiang tidak bekerja optimal akibat adanya akumulasi lumpur di dasar lubang, yang menghambat kontak sempurna antara tiang dan tanah pendukung.</p> <p>(4) Sebab dimensi lebar tiang tergolong besar dan jumlah adukan beton yang diperlukan pun sangat signifikan, jika digunakan untuk proyek skala kecil maka biayanya akan menjadi tidak efisien dan cenderung jauh lebih tinggi dari metode lain.</p> <p>(5) Dalam metode pemasangan tiang dengan sistem pemutar berlawanan arah jarum jam yang melibatkan air, area proyek berpotensi menjadi kotor dan berlumpur. Di samping itu, setiap metode pengeboran juga harus mempertimbangkan solusi terbaik untuk menangani hasil galian tanah agar tidak mengganggu jalannya pekerjaan.</p>

Sumber diambil dari: Sosrodarsono & Nakazawa, 1994:94

2.3 Penyelidikan Tanah

Eksplorasi kondisi tanah di lokasi proyek diperlukan guna menyediakan informasi teknis bagi proses perencanaan struktur fondasi berbagai jenis konstruksi,

seperti gedung bertingkat, tembok penahan tanah, waduk, jalan raya, pelabuhan, dan sebagainya. Tergantung pada tujuan serta kebutuhannya, investigasi ini bisa dilakukan melalui metode penggalian lubang uji, pengeboran tanah, ataupun melakukan uji secara langsung di lokasi (in-situ test). Berdasarkan hasil yang dihasilkan dari lapangan, karakteristik sistem tanah akan dianalisis dan dimanfaatkan sebagai dasar penilaian terhadap kapasitas daya dukung serta potensi penurunan tanah (Hardiyatmo, 2014: 46)

Dalam proses perencanaan sebuah gedung, studi penyelidikan tanah menjadi langkah awal yang sangat penting untuk mengetahui sejauh mana tanah mampu menahan beban bangunan. Informasi ini akan membantu perencana dalam menentukan tipe fondasi yang paling cocok dengan karakteristik tanah di area pembangunan. Selain itu, penyelidikan tanah juga bertujuan untuk memahami bagaimana respons atau perilaku tanah terhadap jenis pondasi tertentu yang akan digunakan. Melalui data hasil penyelidikan ini, dapat ditentukan jenis pondasi yang optimal, kedalaman yang dibutuhkan, serta ukuran atau dimensi pondasi yang tepat. Dengan demikian, perencanaan struktur menjadi lebih efisien secara teknis dan ekonomis, namun tetap menjamin keselamatan serta keandalan bangunan dalam jangka panjang.

Berdasarkan penjelasan Hardiyatmo (2014:47), tahapan investigasi tanah dalam merancang fondasi dilaksanakan lewat serangkaian langkah utama, yakni:

1. Melakukan pemboran tanah atau pembuatan lubang uji di lokasi yang akan dibangun untuk mengetahui kondisi tanah secara langsung.
2. Mengambil sampel tanah dari lubang uji tersebut sebagai bahan analisis lebih lanjut.
3. Melakukan pengujian terhadap sampel tanah baik di laboratorium maupun langsung di lapangan, tergantung pada jenis data yang dibutuhkan.
4. Menganalisis hasil uji tanah untuk menentukan kapasitas daya dukung tanah yang akan digunakan dalam desain pondasi bangunan.

2.3.1 Penyelidikan Tanah di Lapangan (Standar Penetration Test)

Dalam Hardiyatmo (2014:63) menjelaskan bahwa tes ketahanan tanah standar atau *Standard Penetration Test* (SPT) digunakan sebagai solusi terhadap kesulitan dalam memperoleh sampel tanah yang tidak terganggu, terutama pada jenis tanah berbutir kasar seperti pasir. Dalam metode ini, Karakteristik material pasir dinilai melalui observasi langsung terhadap tingkat kerapatan relatif di area pengujian. SPT menjadi salah satu teknik yang paling lazim diterapkan untuk menentukan nilai kerapatan tersebut. Pelaksanaan pengujian ini mengikuti prosedur resmi yang telah ditetapkan dalam standar internasional ASTM D1586, yang menjadi acuan utama dalam pengujian tanah secara praktis di lapangan.

Terzaghi dan Peck (1984) mengajukan klasifikasi hubungan antara nilai N hasil uji SPT dengan tingkat kerapatan relatif (D_r) pada tanah pasir. Hubungan tersebut digunakan sebagai acuan dalam menginterpretasikan sifat kepadatan tanah pasir berdasarkan data lapangan. Rincian hubungan ini disajikan secara lebih jelas dalam **Tabel 2.2**

Tabel 2.2 “Hubungan N dengan kerapatan relatif (D_r) tanah pasir(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 diambil dari: Hardiyatmo, 2014:65

Korelasi antara skor N dari hasil uji SPT dan parameter kuat geser tanah lempung dalam kondisi jenuh dapat digunakan untuk memperkirakan karakteristik mekanis tanah tersebut. Informasi lengkap mengenai hubungan tersebut disajikan secara rinci pada **Tabel 2.3**

Tabel 2.3 “Hubungan nilai N , konsistensi dan kuat tekan-bebas (q_u) untuk tanah lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)”

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u)
<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 diambil dari: Hardiyatmo, 2014:66

2.3.2 Pengujian di Laboratorium

Menurut Hardiyatmo (2014:86), Sifat-sifat fisik tanah bisa diteliti melalui data pengujian laboratorium terhadap contoh tanah yang diperoleh dari aktivitas pemboran. Data dari pengetesan ini berfungsi sebagai dasar guna memperkirakan kekuatan dukung tanah dan kemungkinan penurunan yang dapat muncul. Selain itu, hasil uji laboratorium juga mampu memberikan gambaran mengenai volume air yang bisa masuk ke dalam lubang galian pondasi, respons tanah terhadap tekanan, serta strategi yang dapat diterapkan untuk mengendalikan air selama proses penggalian pondasi berlangsung.

Berdasarkan pendapat Hardiyatmo (2014:86), pada umumnya jenis pengetesan tanah pada laboratorium umumnya digunakan dalam proses perencanaan pondasi meliputi berbagai uji yang bertujuan mengetahui sifat-sifat fisik dan mekanik tanah.

1. Pengamatan langsung terhadap sampel tanah
Dilakukan dengan mengambil sampel tanah yang terganggu maupun tidak terganggu guna menilai karakteristik visual serta aroma alami tanah.
2. Uji kadar air
Pengujian tingkat kelembaban dilakukan pada lab menggunakan sampel tanah yang tidak terganggu untuk mengetahui tingkat kelembaban alami tanah.
3. Analisis distribusi ukuran butir
Pengujian ini digunakan dalam proses klasifikasi tanah berdasarkan ukuran partikel-partikelnya.

4. Penentuan batas plastis dan cair

Dilakukan untuk membantu klasifikasi tanah kohesif serta memperkirakan perilaku teknisnya dalam kondisi basah dan kering.

5. Uji triaksial

Diterapkan di jenis tanah seperti silta, tanah liat, serta material keras berstruktur lembek untuk mengetahui parameter kuat geser di bawah kondisi pembebanan tertentu.

6. Uji tekan bebas

Digunakan dalam mengidentifikasi Ketahanan geser tanpa drainase pada tanah lempung jenuh bebas partikel kasar bermanfaat dalam analisis kapasitas dukung tanah

7. Pengamatan konsolidasi

Dilaksanakan pada jenis tanah bertekstur lembut seperti silta dan tanah liat guna mengetahui tingkat penurunan akibat konsolidasi serta laju penurunannya.

8. Uji permeabilitas

Diterapkan terhadap sampel tanah yang tidak terganggu guna menilai kemampuan tanah dalam meloloskan air atau aliran fluida lainnya

2.4 Pembebanan

Pembebanan merupakan salah satu kondisi dimana terdapat berat yang ditimbulkan pada sebuah bangunan atau pada struktur bangunan. Tekanan–tekanan pada dasarnya merupakan segala elemen yang menciptakan hasil gaya berupa tegangan serta deformasi dalam sebuah konstruksi. Tekanan luar yang memengaruhi struktur berasal dari berbagai pengaruh yang berbeda-beda. Pengaruh dari tarikan gravitasi, massa struktur itu sendiri, atau dorongan angin adalah contoh dari tekanan langsung. Sementara itu, efek dari getaran seismik, fluktuasi temperatur, serta ketidaksamaan pergeseran pada titik tumpu merupakan ilustrasi tekanan tidak langsung. Jenis gaya yang bekerja bisa berbentuk dorongan terfokus, torsi, distribusi merata, ketidakseimbangan distribusi, bentuk simetris, tidak simetris, dan bentuk lainnya.

2.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Berdasarkan SNI ke 1727 tahun 2020 halaman 21, beban mati merujuk pada total massa dari seluruh elemen konstruksi bangunan yang telah terpasang permanen. Ini mencakup elemen meliputi tembok, permukaan lantai, struktur atap, penutup plafon, anak tangga, sekat permanen, serta lapisan penyelesaian akhir, penutup luar bangunan (*cladding*), serta berbagai komponen arsitektural maupun struktural lainnya. Selain itu, juga termasuk berat peralatan utilitas yang sudah dipasang secara permanen, seperti sistem derek dan alat angkut material dalam gedung.

Dalam menetapkan beban mati pada proses perancangan, perlu digunakan bobot riil dari material dan elemen konstruksi yang sesungguhnya. Namun, apabila tidak tersedia data spesifik yang akurat, maka nilai yang digunakan harus merujuk pada angka yang telah disetujui oleh otoritas atau instansi teknis yang berwenang dalam hal tersebut.

2.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Mengacu pada SNI 1727 (2020:25), beban hidup merupakan jenis beban yang timbul akibat aktivitas pengguna serta keberadaan penghuni dalam suatu bangunan atau struktur, yang tidak tergolong sebagai beban konstruksi maupun beban lingkungan. Beban hidup ini berbeda dari beban-beban seperti tekanan angin, curah hujan, gempa bumi, luapan banjir, termasuk juga bobot konstruksi itu sendiri, yang keseluruhannya digolongkan sebagai beban statis atau beban permanen

Tabel 2.4 “*Beban hidup pada lantai gedung*”

a	Lantai serta anak tangga pada hunian pribadi, yang tidak tercantum pada poin b.	200 kg/m
b	Permukaan lantai serta anak tangga pada rumah tempat tinggal yang sederhana atau gudang yang bukan utama yang bukan berfungsi sebagai bengkel, pabrik, atau toko.	125 kg/m
c	Lantai bangunan seperti sekolah, ruang perkuliahan, area kantor, toko ritel, pusat perbelanjaan, restoran, hotel, asrama, dan fasilitas rumah sakit.	250 kg/m
d	Permukaan lantai di dalam arena olahraga.	400 kg/m
e	Lantai ruangan yang digunakan untuk aktivitas menari.	500 kg/m
f	Permukaan lantai dan balkon bagian dalam dari ruang-ruang pertemuan lain yang tidak tercantum dalam poin a sampai e, seperti tempat ibadah (masjid, gereja), panggung penonton, ruang sidang, bioskop, dan auditorium dengan kursi tetap.	400 kg/m

Tabel 2.4 Lanjutan

g	Tribun atau panggung penonton yang tak memiliki kursi tetap atau ditujukan bagi audiens yang berdiri.	500 kg/m
h	Anak tangga, bordes, dan koridor yang terhubung dengan bangunan sebagaimana disebutkan dalam poin c.	300 kg/m
i	Bordes, tangga, serta lorong asal bangunan yang termasuk di poin d, e, f, dan g.	500 kg/m
j	Lantai asal ruangan tambahan yang mendukung fungsi area pada poin c hingga g.	250 kg/m
k	Permukaan lantai untuk fungsi seperti pabrik, bengkel kerja, gudang penyimpanan, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko alat berat, serta ruang teknis dan mesin, wajib dirancang berdasarkan beban hidup tersendiri dengan batas minimum tertentu.	400 kg/m
l	Lantai bangunan parkir bertingkat : - Untuk lantai dasar - Untuk lantai tingkat di atasnya	800 kg/m 400 kg/m
m	Balkon yang menjorok ke luar bangunan harus dirancang menyesuaikan beban hidup yang asalnya dari ruang interior yang bersebelahan, dengan beban minimal tertentu.	300 kg/m

Sumber diambil dari: SNI 1727-1989:6

2.4.3 Beban Gempa (*Seismic Load*)

Dalam proses perencanaan fondasi ini, evaluasi terhadap beban seismik dilakukan berdasarkan pedoman SNI 1726 (2019:23), yang menjelaskan prosedur penetapan dampak gempa rencana yang harus dihitung dalam tahap perancangan maupun penilaian rangka bangunan baik gedung maupun non-gedung, mencakup seluruh elemen beserta komponennya serta perlengkapan umumnya. Gempa yang terencana tersebut didefinisikan yakni kejadian gempa yang probabilitas terlampaui sebesar 2% dalam kurun waktu umur bangunan selama 50 tahun.

2.4.3.1 Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan

Berdasarkan SNI ke 1726 (2019:23–24), kerangka konstruksi bangunan maupun non-bangunan dengan beragam kategori risiko sebagaimana tercantum dalam **Tabel 2.5** harus mempertimbangkan pengaruh gempa rencana yang telah disesuaikan mengacu pada nilai prioritas seismik sebagaimana ditentukan dalam **Tabel 2.6**. Khususnya, bagi kerangka konstruksi yang termasuk dalam kelas bahaya tingkat IV, apabila bangunan tersebut memerlukan akses masuk dari struktur lain yang berada di sampingnya, maka bangunan yang bersebelahan tersebut wajib dirancang dengan standar yang sama, yakni mengikuti ketentuan kelas bahaya tingkat IV.

Tabel 2.5 “*Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa*”

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Bangunan maupun struktur terbuka yang tergolong memiliki potensi bahaya kecil terhadap keselamatan jiwa manusia saat terjadi kerusakan, mencakup namun tidak terbatas pada hal-hal berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sarana budidaya pertanian, lahan perkebunan, peternakan, serta tambak perikanan - Bangunan darurat atau bersifat sementara - Tempat penyimpanan logistik - Pos penjaga serta konstruksi mini lainnya 	I
<p>Setiap bangunan dan struktur lainnya, yang tidak masuk klasifikasi risiko I, III, atau IV, termasuk namun tidak terbatas pada:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Hunian tempat tinggal - Ruko (rumah toko) maupun rukan (rumah kantor) - Area pasar tradisional atau modern - Kantor perusahaan - Hunian vertikal seperti apartemen atau rusun - Kompleks perbelanjaan seperti mall - Gedung pabrikasi atau bangunan industri - Tempat produksi manufaktur - Pabrik dan lokasi industri berat 	II
<p>Bangunan dan struktur lainnya yang mengandung tingkat risiko besar terhadap keselamatan jiwa bila terjadi keruntuhan, mencakup tetapi tidak terbatas pada:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Gedung bioskop atau teater - Balai pertemuan umum - Arena olahraga atau stadion - Klinik atau fasilitas medis tanpa ruang bedah atau UGD - Tempat penitipan anak atau daycare - Rumah tahanan atau lembaga pemasyarakatan - Hunian lansia atau panti jompo <p>Bangunan dan struktur selain kategori risiko IV yang bisa menimbulkan kerugian ekonomi luas dan/atau mengganggu kehidupan publik bila mengalami kerusakan, yang tergolong namun tidak dapat batasan yakni :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat dari pembangkit tenaga listrik konvensional - Sistem pengolahan air bersih - Sarana penanganan kotoran dan limbah - Sentra jaringan komunikasi dan telekomunikasi <p>Struktur dan bangunan non-kategori risiko IV (yang tergolong namun tidak dapat batasan pada fasilitas industri, tempat pengolahan, lokasi penanganan, titik menyimpan, pemanfaatan, atau tempat buangan bahan bakar mudah terbakar, bahan peledak, limbah toksik, atau zat kimia berbahaya), dimana memuat zat berbahaya dalam jumlah yang melebihi batas ambang berdasarkan ketetapan lembaga berwenang, dan jika terjadi kebocoran dapat membahayakan masyarakat umum.</p>	III
<p>Bangunan serta struktur penting yang diklasifikasikan sebagai fasilitas vital, meliputi namun tidak terbatas pada:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan bersejarah atau monumen nasional - Sekolah, perguruan tinggi, dan fasilitas pembelajaran lainnya - Tempat peribadatan semua agama - Rumah sakit dan fasilitas medis lain yang memiliki layanan bedah serta instalasi gawat darurat 	IV

Tabel 2.5 Lanjutan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> - Kantor pelayanan darurat seperti pemadam kebakaran, unit ambulans, kepolisian, serta garasi kendaraan evakuasi - Tempat evakuasi dan perlindungan dari bencana seperti gempa, badai, tsunami, dan kondisi darurat lainnya - Pusat koordinasi darurat, sistem komunikasi, serta infrastruktur pendukung penanganan bencana - Pembangkit listrik dan fasilitas umum lainnya yang sangat penting dalam kondisi darurat - Struktur pelengkap seperti menara sinyal, tangki BBM, menara pendingin, stasiun distribusi listrik, tangki air pemadam, serta bangunan atau perlengkapan lain yang harus tetap berfungsi saat krisis terjadi <p>Struktur serta bangunan yang diperlukan untuk menunjang fungsi dari fasilitas lain yang telah dikategorikan sebagai risiko IV</p>	

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:24-25

Tabel 2.6 “Faktor keutamaan gempa”

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, <i>I_e</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:25

2.4.3.2 Klasifikasi situs

Berdasarkan aturan SNI ke 1726 (2019:29), jika pada suatu lokasi tidak terdapat informasi data tanah yang lengkap pada kedalaman mencapai 30 meter, maka karakteristik tanah di area tersebut haruslah diperkirakan oleh para ahli geoteknik bersertifikat atau berizin, melalui penyusunan laporan investigasi tanah berdasarkan kondisi geoteknik setempat. Apabila informasi properti tanah yang diperlukan untuk menentukan kelas situs tidak mencukupi, maka secara default harus digunakan kelas situs SE sesuai ketentuan Pasal 0, kecuali jika terdapat bukti dari lembaga yang memiliki kewenangan atau hasil investigasi geoteknik dapat menjadi dasar penentuan bahwa suatu lokasi tergolong dalam kelas tanah yang berbeda. Di samping itu, klasifikasi situs SA maupun SB tidak dapat diterapkan apabila di bawah fondasi terdapat lapisan tanah dengan ketebalan melebihi 3 meter (baik telapak maupun rakit) dengan permukaan bebatuan dasar, sesuai dengan ketentuan dalam **Tabel 2.7**

Tabel 2.7 “Klasifikasi situs”

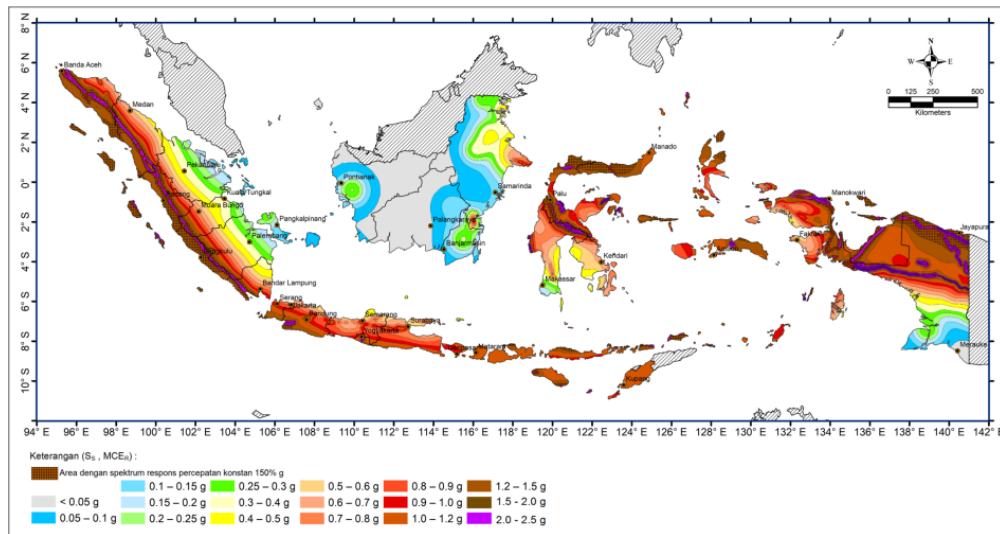
Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	$\bar{N}_{atau} \bar{N}_{ch}$	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap susunan tanah bawah permukaan yang mengandung satu atau beberapa ciri sebagai berikut: - Rentan mengalami ketidakstabilan atau keruntuhan saat terkena gaya seismik, seperti rawan likuifaksi, tanah liat hipersensitif, atau material dengan ikatan lemah. - Tanah lempung yang sangat mengandung bahan organik dan/atau tanah gambut dengan tebal lebih dari 3 meter. - Lempung dengan tingkat plastisitas ekstrem (ketebalan lapisan lebih dari 7,5 meter dan indeks plastisitas melebihi 75). Lapisan tanah liat lunak hingga sedang padat dengan ketebalan lebih dari 35 meter dan nilai rata-rata kekuatan geser tidak terkonsolidasi $\bar{S}_u < 50$ kPa.		

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:29-30

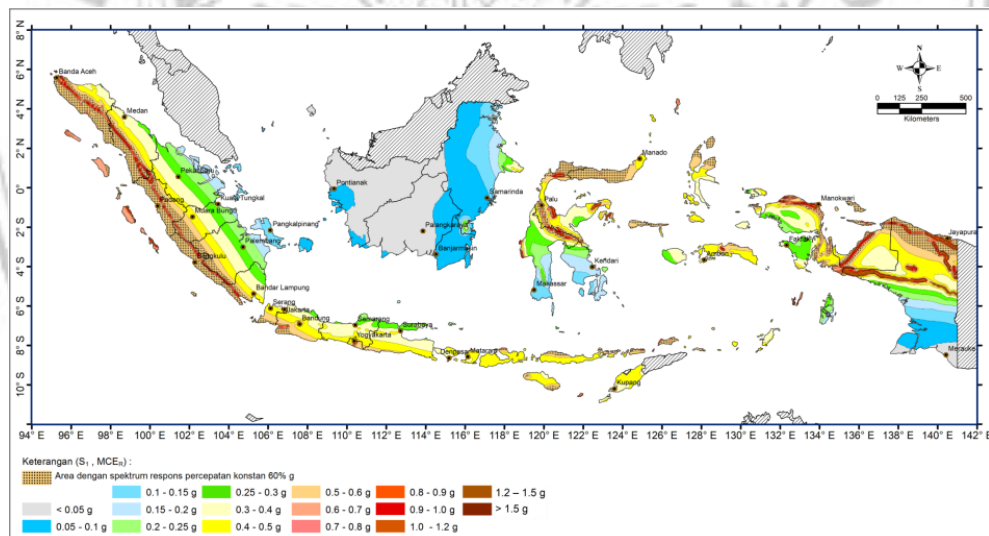
Dimana : N/A = tak dapat digunakan

2.4.3.3 Parameter percepatan terpetakan

Merujuk pada SNI 1726 (2019:33), parameter percepatan S_s (untuk periode singkat) dan S_1 (untuk periode 1 detik) ditentukan berdasarkan nilai respons spektral percepatan pada periode masing-masing 1 detik serta 0,2 detik. Dalam memperoleh angka S_s serta S_1 ini, perancang bisa memanfaatkan fasilitas daring yang disediakan melalui laman resmi desain spektrum Indonesia di alamat: rsapuskim2019.litbang.pu.go.id. Keterangan lebih rinci mengenai penetapan parameter tersebut dapat ditemukan pada **Gambar 2.1** dan **2.2** dalam dokumen standar yang sama.



Gambar 2.1 “Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2 detik (redaman kritis 5%) (SNI 1726, 2019:233)”



Gambar 2.2 “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)”

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

Mengacu di ketentuan dalam SNI ke 1726 (2019:34), dalam menghitung respons spektral dari besaran gempa maksimum yang diperkirakan (MCER) yang ada pada atas permukaan tanah, diperlukan penggunaan nilai faktor amplifikasi seismik pada periode 1 detik maupun 0,2 detik. Nilai amplifikasi ini terdiri atas berbagai penguatan getar untuk waktu singkat (F_a) yang mampu ditemukan dalam Tabel 2.8, serta berbagai percepatan bagi kurun waktu 1 detik (F_v) sebagaimana tertuang dalam Tabel 2.9. Nilai percepatan respons spektral di jangka waktu pendek (SMS) serta dalam kurun waktu 1 detik (SM1), dimana telah mengalami menyesuaikan klasifikasi jenis tanah, yang wajib dihitung menggunakan persamaan sebagai dibawah ini:

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

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.2)$$

Keterangan:

F_a = faktor penguatan untuk respons gempa dengan periode singkat, yang nilainya dapat dilihat pada **Tabel 2.8**

F_v = faktor penguatan respons gempa bagi jangka waktu 1 detik, sebagaimana tercantum dalam **Tabel 2.9**

S_s = parameter percepatan respons spektral gempa maksimal (MCER) yang dipetakan bagi jangka waktu pendek

S_1 = parameter respons spektral gempa percepatan MCER yang dipetakan bagi jangka waktu pendek 1 detik penuh

Tabel 2. 8 “Koefisien situs, F_a ”

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

Sumber: SNI 1726-2019:34

Tabel 2. 9 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	“Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1 ”					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:34-35

2.4.3.5 Parameter percepatan spektral desain

Berdasarkan acuan dalam SNI ke 1726 (2019:35), nilai percepatan spektral untuk desain pada periode singkat (SDS) dan juga untuk periode 1 detik (SD1) harus diperoleh dengan melakukan perhitungan melalui persamaan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

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

Keterangan:

S_{DS} = Nilai parameter respons percepatan spektral untuk durasi waktu singkat

S_{D1} = Nilai percepatan spektral respons gempa untuk interval waktu 1 detik

Apabila pendekatan perencanaan yang telah disederhanakan sebagaimana dijelaskan dalam pasal 8 diterapkan, maka hanya nilai S_{DS} yang perlu dihitung, sementara nilai S_{D1} tidak diwajibkan untuk ditentukan.

2.4.3.6 Spektrum respons desain

Mengacu pada SNI ke 1726 (2019:35), jika diagram memerlukan desain spektrum respons sesuai ketentuan panduan serta metode evaluasi gerakan tanah yang spesifik lokasi tidak terpakai, kemudian desain kurva spektrum wajib disusun mengikuti bentuk yang ditunjukkan pada Gambar 2.3 serta harus memenuhi ketentuan yang dijabarkan di bawah ini :

1. Untuk nilai periode yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan spektral desain, S_a , dihitung menggunakan rumus;

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

2. Bila periode berada pada rentang antara T_0 hingga T_s (termasuk nilai batasnya), maka nilai respons spektral percepatan desain, S_a , dianggap setara dengan S_{DS} ;
3. Selanjutnya, untuk periode yang melebihi T_s namun belum melampaui T_L , respons percepatan spektral desain, S_a , ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6)$$

4. Sementara itu, untuk jangka yang meluas dari T_L , maka nilai S_a dihitung dengan rumus :

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (2.7)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek;

S_{D1} = parameter percepatan spektral desain pada periode 1 detik;

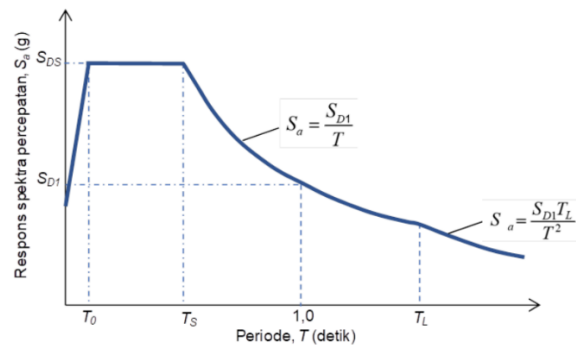
T = periode getar utama dari struktur yang dianalisis.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.9)$$

T_L = Ilustrasi zona peralihan periode panjang sebagaimana tercantum dalam

Gambar 2.3



Gambar 2.3 “Spektrum respon desain (SNI 1726, 2019:36)”

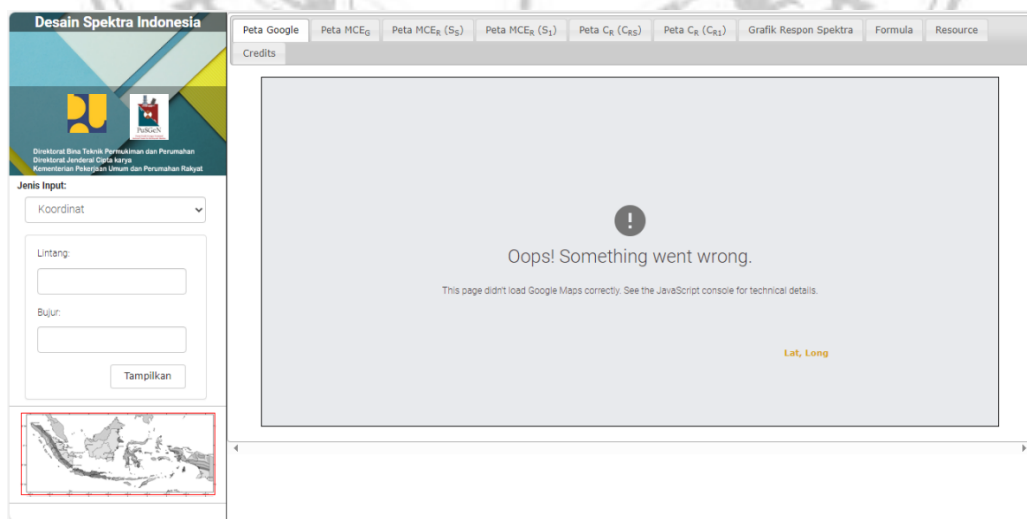
Untuk mendapatkan spektrum respon desain secara efisien di website PUSKIM yaitu [RSA \(pu.go.id\)](http://RSA(pu.go.id)). Pada gambar 2.4 pilih sebelah kanan yaitu aplikasi Respon Spektra 2021



KLIK DISINI

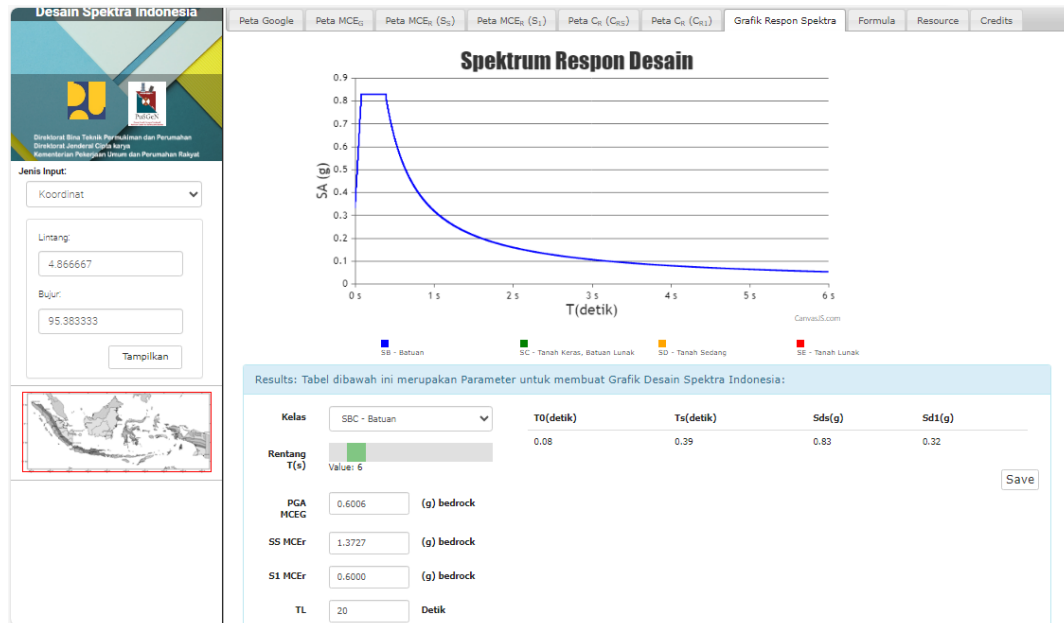
KLIK DISINI

Gambar 2.4 “Gambar Tampilan [RSA \(pu.go.id\)](http://RSA(pu.go.id))”



Gambar 2.5 “Tampilan Desain Spektra indonesia”

Pada tampilan spektra Indonesia tersebut dapat dipilih kordinat maupun nama kordinat maupun nama kota untuk memilih lokasi. Sebagai contoh dipilih kota Palangkaraya.



Gambar 2. 6 “Spektrum respon desain kota Palangkaraya”

Tabel 2. 10 “Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek”

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

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:37

Tabel 2. 11 “Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik”

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:37

2.4.3.7 Kombinasi sistem struktur dalam arah yang berbeda

Berdasarkan SNI 1726 (2019:48), penggunaan jenis sistem penahan beban seismik yang berbeda pada masing-masing arah dari dua sumbu ortogonal suatu struktur diperbolehkan. Bila diterapkan sistem yang tidak seragam, maka parameter R (faktor reduksi gempa), C_d (faktor perpindahan), dan Ω_0 (faktor overstrength) harus diterapkan secara spesifik untuk tiap sistem tersebut, termasuk mengikuti batasan sistem struktur yang dijabarkan dalam Tabel 2.12

Tabel 2. 12 “Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik”

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. “Sistem rangka momen khusus dari elemen baja”	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. “Rangka batang baja dengan fungsi pemikul momen khusus”	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. “Sistem rangka baja dengan kemampuan momen tingkat menengah”	4 ½	3	4	TB	T B	10 ^k	TI ^k	TI ^l
4. “Struktur rangka baja untuk momen biasa”	3 ½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. “Rangka beton bertulang dengan kapasitas momen khusus”	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. “Struktur beton bertulang pemikul momen menengah”	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. “Sistem beton bertulang pemikul momen biasa”	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. “Kombinasi rangka baja dan beton komposit	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.12 Lanjutan

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
untuk momen khusus”								
9. “Sistem struktur komposit baja–beton pemikul momen menengah”	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. “Rangka komposit baja dan beton dengan kekangan sebagian untuk pemikul momen”	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. “Struktur campuran baja–beton sebagai pemikul momen biasa”	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. “Sistem rangka momen khusus dari baja canai dingin dengan sambungan baut”	3½	3	3½	10	10	10	10	10

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:50

2.4.3.8 Geser dasar seismik

Mengacu pada SNI 1726 (2019:69), nilai gaya pergeseran dasar sebagai akibat pengaruh gempa, dimana disimbolkan sebagai V , pada arah analisis tertentu, harus dihitung dengan menggunakan rumus berikut ini:

$$V = C_s W \quad (2.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan

W = berat seismik efektif

2.4.3.8.1 Perhitungan koefisien respons seismik

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726 (2019:69–70), nilai koefisien respons seismik atau C_s wajib dihitung menggunakan formula berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain untuk periode singkat

R = faktor reduksi respons, sesuai nilai dalam **Tabel 2.12**

I_e = faktor tingkat kepentingan bangunan terhadap gempa, mengacu pada **Tabel 2.6**

Masih merujuk SNI 1726 (2019:70), hasil perhitungan nilai C_s tidak diperbolehkan melebihi batas atas tertentu sebagaimana ditentukan dalam ketentuan lanjutan :

Untuk $T \leq T_L$

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

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,444S_{DS}I_e \geq 0,01 \quad (2.14)$$

Sebagai tambahan ketentuan, untuk struktur yang terletak di area dengan nilai S_1 sebesar atau melebihi 0,6 g, maka nilai C_s tidak boleh lebih rendah dari batas minimum yang telah ditetapkan dalam standar.:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.15)$$

Keterangan:

Di mana I_e adalah faktor keutamaan gempa dan R merupakan koefisien reduksi respons, sesuai dengan definisi sebelumnya.

S_{D1} = menunjukkan parameter percepatan respons spektral desain pada periode 1,0 detik

T = merujuk pada periode getar utama struktur dalam satuan detik

S_I = parameter percepatan spektral maksimum yang telah dipetakan berdasarkan kondisi lokasi

2.4.3.9 Penentuan periode

Mengacu pada SNI 1726 (2019:71), nilai periode fundamental struktur, T , dalam arah analisis yang sedang dikaji, harus diperoleh berdasarkan karakteristik struktur dan perilaku deformasi dari elemen pemikul melalui pendekatan analisis yang tervalidasi. Nilai T tidak diperkenankan melebihi hasil perkalian antara koefisien batas atas periode struktur (C_u) yang nilainya dapat dilihat pada **Tabel 2.13** dengan perkiraan periode getar struktur, yaitu T_a , yang dihitung sesuai metode yang dijelaskan pada bagian 0. Sebagai alternatif dalam analisis penentuan periode fundamental bangunan, diperbolehkan untuk secara langsung menggunakan nilai pendekatan periode, T_a , dengan perhitungan sebagaimana diuraikan dalam bagian 0 tersebut.

Tabel 2.13 “Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung”

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726-2019:72

Pendekatan terhadap periode getar fundamental struktur (T_a), dalam satuan detik, wajib dihitung menggunakan rumus yang ditetapkan berikut ini:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.16)$$

Nilai h_n merupakan tinggi total struktur (dalam meter), diukur dari dasar bangunan hingga ke tingkat paling atas, sedangkan nilai koefisien C_t dan eksponen x ditetapkan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam Tabel 2.14.

Tabel 2. 14 “Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x ”

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen adalah jenis struktur di mana seluruh gaya gempa yang diwajibkan ditanggung sepenuhnya oleh rangka itu sendiri, tanpa adanya elemen tambahan yang lebih kaku yang dapat menghambat deformasi rangka saat menerima beban seismik. Sistem ini mencakup:		
• Struktur rangka momen dari baja	0,0724	0,8
• Struktur rangka momen dari beton bertulang	0,0466	0,9
Rangka baja yang dilengkapi dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan sistem bresing yang memiliki kekangan terhadap tekuk	0,0731	0,75
Berbagai sistem struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori di atas	0,0488	0,75

Sumber diambil dari: SNI 1726-2019:72

Alternatifnya, diperkenankan dalam memutuskan perkiraan jangka waktu getar fundamental (T_a) didalam satuan detik dengan menggunakan rumus dibawah ini, khusus diterapkan pada bangunan yang memiliki jumlah lantai tidak lebih dari 12 tingkat, yang di mana sistim penahan gaya gempa merupakan rangka pemanggul momen sepenuhnya terbuat dari baja ataupun beton, serta memiliki tinggi rerata tiap lantai minimum 3 m:

$$T_a = 0,1N \quad (2.17)$$

Keterangan:

N = total tingkatan

2.4.3.10 Distribusi vertikal gaya

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

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.18)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^h}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.19)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

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

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur () 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, $k = 1$
- untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$
- untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.5 Analisa Struktur

Struktur, elemen bangunan, dan sistem fondasi wajib dirancang sedemikian hingga kapasitas desainnya setidaknya setara atau melampaui pengaruh dari kombinasi beban-beban terfaktor. Kemungkinan adanya satu atau lebih beban yang tidak terjadi secara bersamaan juga harus diperhitungkan. Efek dari beban gempa harus diakomodasi sesuai sama persyaratan kombinasi bobot yang telah ditetapkan didalam peraturan yang berlaku. Berikut ini merupakan ragam kombinasi bobot terfaktor yang diaplikasikan didalam pendekatan perancangan berbasis ketahanan, sebagaimana tercantum dalam SNI 1727 (2020:13–15), antara lain adalah :

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

Dimana :

- D = Bobot mati
- L = Bobot hidup
- R = Bobot hujan
- E = Bobot gempa
- W = Bobot angin

2.6 Kapasitas Dukung Tiang Dari Uji Penetrasi Standar (SPT)

Kapasitas daya dukung sebuah tiang bisa diperoleh dengan metode pendekatan berdasarkan angka N dari hasil uji penetrasi standar (SPT). Meyerhof (1976) memperkenalkan sebuah formula guna memperkirakan kekuatan ujung tiang sebagai berikut:

$$Q_b = A_b (38 \bar{N}) (L_b/d) \leq 380 \bar{N} (A_b) \text{ (kN)}$$

Simbol \bar{N} di sini menunjukkan nilai rata-rata N yang dihitung dari jarak 8 kali diameter di atas ujung tiang hingga 4 kali diameter di bawahnya. Adapun L_b/d merepresentasikan perbandingan panjang yang bisa saja lebih kecil dari rasio L/d , terutama jika tanah memiliki lapisan berbeda. (Hardiyatmo, 2015:184)

2.7 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Cara Statis

Berdasarkan keterangan Hardiyatmo (2015:94), support capacity dari struktur tiangpancang merujuk pada kebiasaan struktur tiang pada saat menahan beban yang bekerja padanya. Berbeda dengan pondasi dangkal yang dinyatakan dalam satuan tekanan seperti KPa, daya dukung pada pondasi tiang dinyatakan dalam satuan gaya, yaitu kiloNewton (kN). Dalam berbagai referensi teknis, istilah yang sering digunakan untuk menyebut hal ini antara lain *pile carrying capacity* atau *pile capacity*.

Perhitungan daya support tiang bisa dikerjakan melalui pendekatan *statis* maupun pendekatan *dinamik*. Metode *statis* menghitung kapasitas yang asalnya dari prinsip mekanika tanah, yaitu melalui cara mengamati karakter teknis dari tanah yang mendukung tiang. Sebaliknya, metode pendekatan dinamis menentukan kapasitas ultimit dengan memanfaatkan data yang dikumpulkan selama pelaksanaan proses pemancangan tiang. Meskipun perolehan analisis berdasarkan teori mekanika tanah sudah memberikan gambaran kapasitas, namun dalam praktiknya, hasil ini sering kali perlu divalidasi melalui uji beban tiang agar diperoleh keyakinan terhadap akurasi data tersebut.

Kapasitas perizinan pondasi tiang dianalisis berdasarkan toleransi tekanan maksimum serta kekuatan tarik yang diizinkan. Faktor tersebut sangat bergantung

pada karakteristik lapisan tanah dan mutu bahan yang digunakan. (Pamungkas & Harianti, 2010: 42)

2.7.1 Daya Dukung Tiang Berdasar Data *Standard Penetration Test* (SPT)

Berdasarkan ketentuan dalam SNI ke 4153 (2008: iii), perancangan fondasi tanah kerap melibatkan evaluasi kestabilan serta perhitungan teknis fondasi bangunan dengan memanfaatkan data karakteristik tanah, baik melalui tegangan efektif maupun total, serta melalui pengenalan jenis tanah. Dalam pelaksanaan uji penetrasi di lapangan, digunakan teknik pengujian penetrasi standar (SPT) sesuai dengan acuan SNI 03-4153-1996, yang diterapkan secara umum pada tanah.

2.7.1.1 Koreksi *N-SPT* oleh pengaruh prosedur di lapangan

Dari Skempton (1986) mengusulkan sebuah rumus teruntut menyesuaikan nilai *N* hasil uji lapang bersamaan dengan mempertimbangkan faktor-faktor seperti metode pelaksanaan pengujian, ukuran diameter borehole, serta panjang batang bor yang digunakan. (Hardiyatmo, 2014: 69).

$$N_{60} = \frac{1}{0,6} E_f C_b C_s C_r N \quad (2.23)$$

Keterangan:

N_{60} = Nilai pukulan SPT yang telah dikoreksi berdasarkan prosedur pelaksanaan di lapangan

E_f = Faktor efisiensi alat dipukul, dapat dilihat pada **Tabel 2.15**

C_b = Faktor perbaikan terhadap diameter dari lubang bor, merujuk pada **Tabel 2.16**

C_s = Penyesuaian nilai berdasarkan jenis tabung sample dari SPT, tercantum dalam **Tabel 2.16**

C_r = Perbaikan yang digunakan dalam memperhitungkan panjang dari batang bor, tersedia di **Tabel 2.16**

N = Nilai hasil pukulan SPT dari pengujian langsung di lapangan

Tabel 2. 15 “Efisiensi pemukul (E_f) (Clayton, 1990)”

Negara	Tipe Pemukul	Mekanisme pelepasan pemukul	Efisiensi pemukul, E_f
“Argentina	“Donat”	“Cathead”	0,45
“Brasilia”	“Pin weight”	“Dilepas tangan”	0,72
“China “	“Otomatis “	“Trip”	0,60
	“Donat”	“Dilepas tangan”	0,55
	“Donat”	“Chatead”	0,50
“Columbia”	“Donat”	“Cathead”	0,50
“Jepang”	“Donat”	“Tombi tringger”	0,78-0,85
	“Donat”	“Cathead 2 turn + pelepas spesial”	0,65-0,67
“Inggris”	“Otomatis”	“Trip”	0,73
“Amerika”	“Donat”	“2 turn on cathead”	0,55-0,60
	“Donat”	“2 turn on cathead”	0,45
“Venezuela”	“Donat”	“Cathead”	0,43

Sumber diambil dari: Hardiyatmo, 2014:70

Tabel 2. 16 “Faktor koreksi SPT akibat pengaruh lubang bor, tabung sampler, batang bor (Skempton, 1986)”

Faktor	Variasi alat	Nilai koreksi
“Diameter lubang bor (Cb)”	“65-115 mm”	1,00
	“150 mm”	1,05
	“200 mm”	1,15
“Tabung sampler (Cs)”	“Tabung sampler standar”	1,00
	“Tabung sampler tanpa liner (tidak direkomendasikan)”	1,20
“Panjang batang bor (Cr)”	“3-4 m”	0,75
	“4-6 m”	0,85
	“6-10 m”	0,95
	“>10”	1,00

Sumber diambil dari: Hardiyatmo, 2014:71

2.7.1.2 Koreksi N -SPT oleh pengaruh overburden

Angka N dimasukkan kedalam perhitungan desain telah disesuaikan dengan mempertimbangkan koreksi terhadap metode pelaksanaan di lokasi serta pengaruh tekanan tanah overburden. (Hardiyatmo, 2014: 224)

$$N = C_N \cdot N' \quad (2.24)$$

Dengan N' merupakan nilai N hasil uji SPT yang diperoleh selama proses pengeboran, dan C_N adalah faktor koreksi akibat tekanan *overburden*.

Sementara itu, koreksi terhadap pengaruh *overburden* sebagaimana direkomendasikan oleh Bazaraa (1967) yakni:

$$C_N = \frac{4}{1+2P_o'} P_o' < 1,5 \text{ k/ft}^2 \quad (2.25)$$

$$C_N = \frac{4}{3,25+0,5P_o'} P_o' > 1,5 \text{ k/ft}^2 \quad (2.26)$$

Dengan p_o' sebagai tekanan overburden efektif dalam satuan ksf (di mana 1 ksf = 47,94 kN/m²), maka selepas nilai pukulan N-SPT disesuaikan pada pengaruh metode pelaksanaan lapangan serta tekanan pada *overburden*, capacity daya dukung dari pondasi tiang dapat dihitung (Hardiyatmo, 2015: 96)

Perhitungan nilai kapasitas ultimit bersih (Q_u) dilakukan menggunakan rumus berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (2.27)$$

Keterangan:

W_p = bobot tiang itu sendiri (kN)

Q_u = capacity dukungan ultimit bersih (kN)

Q_b = penahan pucuk ultimit (kN)

Q_s = penahan gesekan ultimit sepanjang batang tiang (kN)

Sementara itu, menurut Briaud et al. (1985), terdapat rumus khusus untuk menghitung nilai tahanan ujung per satuan luas, sebagaimana dijelaskan oleh Hardiyatmo (2015: 186).

$$Q_b = A_b \times F_b \quad (2.28)$$

$$F_b = 19,7 \times \sigma_r \times (N_{60}')^{0,36} \quad (2.29)$$

Keterangan:

Q_b = kapasitas dukung maksimum pada bagian dasar tiang (kiloNewton)

F_b = daya dukung spesifik di ujung tiang (kN per meter persegi)

A_b = besaran area permukaan dasar tiang (meter persegi)

σ_r = nilai tegangan acuan tetap sebesar 100 kN/m²

N_{60}' = angka pukulan SPT yang telah diperbaiki berdasarkan tekanan tanah dan kondisi lapangan, sebagaimana dijelaskan pada **Subbab 2.6**

Briaud bersama timnya (1985) merekomendasikan suatu formula untuk menentukan nilai tahanan geser per satuan luas. (Hardiyatmo, 2015: 186).

$$Q_s = A_s \times F_s \quad (2.30)$$

$$F_s = 0,224 \times \sigma_r \times (N_{60}')^{0,29} \quad (2.31)$$

Keterangan:

Q_s = kapasitas total gesekan maksimum tiang (kiloNewton)

F_s = gaya gesekan per satuan permukaan sepanjang tiang (kN/m²)

A_s = total area kontak sisi tiang dengan tanah (meter persegi)

σ_r = tegangan referensi tetap 100 kN/m²

N_{60}' = angka pukulan uji penetrasi standar yang sudah diperbaiki dengan mempertimbangkan metode pengujian dan tekanan lapisan tanah atas, rincian lengkap dijelaskan pada bagian 2.6

Bobot tiang bisa dihitung menggunakan formula:

$$W_p = \text{volume struktur tiang} \times \text{berat jenis beton} \quad (2.32)$$

2.8 Faktor Aman

Hardiyatmo (2015:161) menyatakan bahwa terdapat beragam nilai faktor keamanan yang telah umum diterapkan dalam proses perencanaan pondasi tiang pancang :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \quad (2.33)$$

Keterangan:

Q_a = daya dukung tiang yang diizinkan (kiloNewton)

Q_u = kekuatan dukung maksimum bersih (kiloNewton)

Beberapa ahli teknik fondasi menyarankan penerapan nilai faktor keamanan yang bervariasi untuk membedakan antara kapasitas dukung di ujung tiang dan daya gesek sepanjang sisi tiang. (Hardiyatmo, 2015:162).

$$Q_a = \frac{Q_b}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (2.34)$$

Keterangan:

Q_a = nilai daya dukung tiang yang diizinkan (kN)

Q_b = kapasitas maksimum dukung ujung tiang (kN)

Q_s = kekuatan gesek total maksimum sepanjang sisi tiang (kN)

2.9 Jumlah Tiang

Pamungkas & Harianti (2013:54) menjelaskan bahwa penentuan Jumlah tiang yang diperlukan pada sebuah titik kolom ditentukan berdasarkan total beban aksial yang berasal dari penjumlahan beban mati (dead load/DL) dan beban hidup (live load/LL), tanpa memperhitungkan penggunaan faktor pengali atau faktor keamanan tambahan. Dengan kata lain, perhitungan ini menggunakan nilai beban servis aktual dari struktur, sehingga kapasitas dukung tiang yang dihitung harus mampu menahan jumlah beban kombinasi DL dan LL secara langsung tanpa pembesaran nilai beban. Pendekatan ini umumnya digunakan dalam tahap awal perencanaan untuk menentukan estimasi awal jumlah tiang yang akan digunakan sebelum dilakukan analisis dengan faktor keamanan pada tahap lanjutan. Perhitungan jumlah tiang dilakukan dengan cara membagi total gaya aksial yang bekerja terhadap kapasitas dukung dari masing-masing tiang.

$$np = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.35)$$

Keterangan:

np = banyaknya tiang

P = terjadinya gaya aksial

P_{all} = ijin tiang berdasarkan daya dukung

2.10 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok

Rentang antara tonggak dalam satu gugus merujuk pada ketentuan dari Direktorat Jenderal Bina Marga Kementerian Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik (Sardjono, 1988:56) sebagai berikut

$$S \geq 2,5D \quad (2.36)$$

$$S \geq 3D \quad (2.37)$$

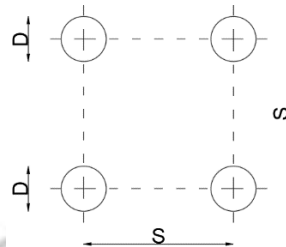
Sementara itu, bagi rentang dari sisi luar tiang pancang terhadap batas, bisa diterapkan rumus berikut ini:

$$1D \leq S \leq 2D \quad (2.38)$$

Keterangan:

S = rentang antar batang tiang didalam susunan bersama (spasi), seperti terlihat pada **Gambar 2.7**

D = ukuran diameter dari tonggak



Gambar 2.7 “Jarak antar tiang dalam kelompok (Sardjono, 1988:56)”

Spasi antar kolom menurut standar AASHO. (Sardjono, 1988:67)

$$S \leq \frac{1,57 \times d \times m \times n}{m+n-2} \quad (2.39)$$

Keterangan:

S = selisih antar pusat tiang (poros ke poros)

D = ukuran diameter dari tiang pancang

m = total tiang pada setiap deret vertikal (arah sumbu y)

n = banyaknya tiang dalam barisan horizontal (arah sumbu x)

2.11 Efisiensi Tiang

Menurut Hardiyatmo (2015 : 223) pada tanah berpasir, proses pemancangan tiang menyebabkan area di sekeliling tiang hingga radius setidaknya tiga kali diameter tiang mengalami peningkatan kerapatan. Hal ini membuat daya dukung kelompok tiang bisa melampaui akumulasi kapasitas masing-masing tiang secara individu. Sebaliknya, apabila kondisi pasir sudah dalam keadaan padat sejak awal, aktivitas pemancangan justru dapat menurunkan kerapatan tanah, yang berdampak pada berkurangnya daya dukung tiang. Menariknya, dalam medium pasir, tiang yang ditanam pada tahap akhir biasanya memiliki kapasitas dukung yang lebih besar dibandingkan tiang yang dipancang lebih awal.

Pamungkas dan Harianti (2013:55) mengemukakan bahwa metode penentuan jumlah tiang seperti yang dijabarkan dalam Bab 2.9 masih dianggap

belum sepenuhnya akurat, sebab daya dukung dari suatu kelompok tiang tidak bisa disamakan dengan hasil perkalian antara kapasitas satu tiang dan jumlah total tiang. Fenomena ini terjadi karena adanya interaksi atau perpotongan bidang tegangan antara tiang-tiang yang berjarak cukup dekat satu sama lain, yang dikenal dengan istilah *group action*. Akibat dari efek *group action* tersebut, kapasitas dukung total dari kelompok tiang cenderung menurun dibandingkan akumulasi kapasitas tiang tunggal. Penurunan ini biasanya direpresentasikan dalam bentuk suatu angka yang disebut nilai efisiensi kelompok tiang.

Perhitungan efisiensi pada suatu kelompok tiang merujuk pada rumus Converse-Labbarre yang tercantum dalam *Uniform Building Code* versi AASHTO (Pamungkas dan Harianti, 2013:55). Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \Theta \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.40)$$

Keterangan:

- E_g = efisiensi dari sistem kelompok tiang
- Θ = nilai arcus tangen dari D terhadap s , dinyatakan dalam satuan derajat
- m = total banyaknya tiang didalam 1 kolom vertikal
- n = banyaknya tiang didalam 1 baris horizontal
- s = rentang antar pusat tonggak satu dengan lainnya (meter)
- d = diameter tiap tiang (meter)

2.12 Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Kelompok

Untuk menunjukkan bahwa kekuatan total yang dimiliki oleh suatu kelompok tiang tidak selalu sebanding dengan jumlah kapasitas dukung dari masing-masing tiang secara terpisah dalam kelompok tersebut Hardiyatmo (2015: 212). Keadaan ini bisa muncul apabila tiang ditanam pada lapisan tanah yang mudah mengalami pemampatan atau meskipun berada pada tanah keras, namun di bawahnya terdapat zona tanah lunak. Dalam situasi seperti ini, kestabilan kelompok tiang sangat dipengaruhi oleh dua faktor utama, yaitu:

1. Kemampuan tanah di sekitar serta di bawah kelompok tiang dalam menahan keseluruhan beban yang berasal dari struktur bangunan.
2. Efek penurunan yang terjadi akibat berlangsungnya konsolidasi pada struktur tanah di bawah sistem fondasi bertiang.

Apabila sejumlah tiang ditanam pada tanah yang tergolong cukup stabil namun tetap memiliki potensi mengalami penurunan, seperti tanah lempung keras, atau dipasang pada lapisan yang relatif sulit termampatkan seperti pasir padat, tetapi di bawahnya terdapat material lunak, maka kemampuan total dari kelompok tiang bisa jadi lebih rendah daripada jumlah kemampuan masing-masing tiang secara terpisah. Hal ini disebabkan karena batas daya dukung yang diperbolehkan untuk pondasi tiang ditentukan oleh ambang toleransi penurunan yang masih bisa diterima secara teknis (Hardiyatmo, 2015: 212)

Daya dukung maksimum kelompok tiang dapat dihitung dengan mempertimbangkan nilai efisiensi dari konfigurasi tiang dalam kelompok. (Hardiyatmo, 2015: 219)

$$Q_g = E_g \times n \times Q_u \quad (2.41)$$

Keterangan:

Q_g = bobot maksimal kelompok tonggak yang berakibat runtuh (KN)

E_g = efisiensi kelompok pilar

n = banyaknya pilar didalam kelompok

$Q_u = P_{all}$ = bobot maksimal pilar tunggal yang berakibat runtuh (KN)

2.13 Kontrol P_{max} 1 Tiang

Untuk menetapkan total tiang didalam suatu kelompok, nilai maksimal beban (P_{max}) dimana bekerja di 1 tiang wajib lebih rendah dibandingkan dengan kapasitas izin (Q_a) dari satu tiang dalam kelompok tersebut. (Sardjono, 1988: 63)

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \Sigma y^2} \quad (2.42)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma V}{n} - \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \Sigma y^2} \quad (2.43)$$

2.14 Perencanaan Pile Cap

Dalam proses perancangan ketebalan pile cap, penting untuk memastikan bahwa kekuatan nominal terhadap gaya geser (V_n) harus melebihi gaya geser tersusun yang bekerja di penampang (V_u). Penilaian terhadap kekuatan pergeseran dijalankan dengan mengkaji 2 kondisi utama, yakni geser dua arah dan geser satu arah.

Untuk kondisi geser satu arah, evaluasi dapat dilakukan menggunakan formula berikut (Dipohusodo, 1994: 364)

$$V_u = P_u \times WG \quad (2.44)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser tersusun di elemen

P_{max} = bobot aksial tersusun dengan mempertimbangkan eksentris

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

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

$$V_n = V_c = \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'}\right) b_w \cdot d \quad (2.45)$$

Keterangan:

$V_n = V_c$ = kekuatan nominal terhadap geseran

f_c' = kekuatan tekanan karakteristik batu (MPa)

b_w = luas elemen ataupun diameter penadah lingkaran (mm)

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

Untuk kondisi geser 2 way, analisis dilakukan dengan cara rumus dibawah (Dipohusodo, 1994: 363).

$$V_u = P_u \cdot (A - B) \quad (2.46)$$

Keterangan:

V_u = gaya pergeseran tersusun di area kritis

P_{max} = bobot aksial tersusun dengan eksentris

A = area efektifitas beton penarik di sekitar tulangan fleksibel penarik (mm²)

B = luas dari kolom ditambah setengah dari jarak efektif dua kali ($\frac{1}{2}d \times 2$) (mm)

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

Keterangan:

$V_n = V_c$ = kekuatan nominal terhadap geseran

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

F_c' = kekuatan tekanan dari beton (Mpa)

b_o = panjang total sekeliling area kritis di elemen pelat maupun fondasi (dalam milimeter)

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

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

$$k \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (2.48)$$

Keterangan:

M_u = nilai momen maksimum yang telah dikalikan faktor beban pada suatu penampang

ϕ = koefisien pengurang kapasitas struktur sesuai ketentuan keamanan

b = ukuran lebar area tekan dari bagian struktur yang dianalisis (mm)

d = panjang vertikal dari tepi tekan paling luar menuju posisi tengah tulangan tarik (mm)

Oleh karena itu, pile cap perlu didesain sedemikian rupa sehingga kapasitas geser nominalnya (V_n) melampaui besaran gaya geser maksimum yang terjadi pada elemen penampang (V_u).

$$A_s \text{ perlu} = p \times b \times d \quad (2.49)$$

Keterangan:

p = perbandingan luas tulangan terhadap luas penampang beton secara keseluruhan

b = ukuran sisi lebar dari area tekan pada elemen struktur (dalam milimeter)

d = jarak vertikal antara serat tekan paling luar dan pusat massa tulangan tarik (dalam milimeter)

2.15 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Dalam situasi tertentu, penetapan daya dukung izin pada tiang lebih dominan ditentukan oleh batas ambang toleransi terhadap penurunan Hardiyatmo (2015: 258). Besarnya penurunan yang terjadi pada tiang sangat dipengaruhi oleh rasio antara kapasitas tahanan di ujung tiang dengan besaran beban yang diterima oleh elemen tersebut. Jika nilai beban yang bekerja pada tiap tiang berada dalam kisaran sama atau lebih rendah dibandingkan kemampuan ujung menahan beban, maka penurunan yang timbul akan relatif kecil. Sebaliknya, bila beban yang diterima oleh suatu tiang secara signifikan melebihi kapasitas ujungnya, maka deformasi vertikal yang terjadi akan meningkat secara tajam.

Sementara itu, dalam penjelasannya yang lain, Hardiyatmo (2014: 276) menyatakan bahwa penurunan (settlement) pada pondasi yang berada di atas lapisan tanah jenuh berbutir halus dapat diklasifikasikan menjadi tiga kategori utama, yaitu langsung turun (immediate settlement) serta turunnya akibat proses penguatan. Keseluruhan penurunan dari timbulnya adalah hasil penotalan dari kedua jenis turunan itu.

Dibawah ini merupakan rumus yang dipakai dalam perhitungan total penurunan di kelompok pilar, sebagaimana dijelaskan oleh Hardiyatmo (2015: 277).

$$S = S_i + S_c \quad (2.50)$$

Keterangan:

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

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

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

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

2.15.1 Penurunan Segera

Das Braja (1998:215) menyatakan bahwa penurunan segera, atau sering disebut penurunan elastis, terjadi seketika sesudah beban diberikan dan tidak menyebabkan perubahan kadar air dalam tanah. Besar kecilnya penurunan ini sangat ditentukan oleh karakteristik pondasi serta jenis material tanah tempat pondasi tersebut dipasang.

Janbu dan rekan-rekannya (1956) memperkenalkan suatu rumusan untuk menghitung besar penurunan langsung rata-rata akibat beban merata pada pelat lentur berbentuk persegi panjang maupun lingkaran, yang diletakkan di atas media tanah yang bersifat elastis, seragam, dan isotropik dengan kedalaman yang ada batasnya. (Hardiyatmo, 2014:283).

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (\text{untuk } \mu = 0,5) \quad (2.51)$$

Keterangan:

S_i = nilai turunnya langsung rerata (meter)

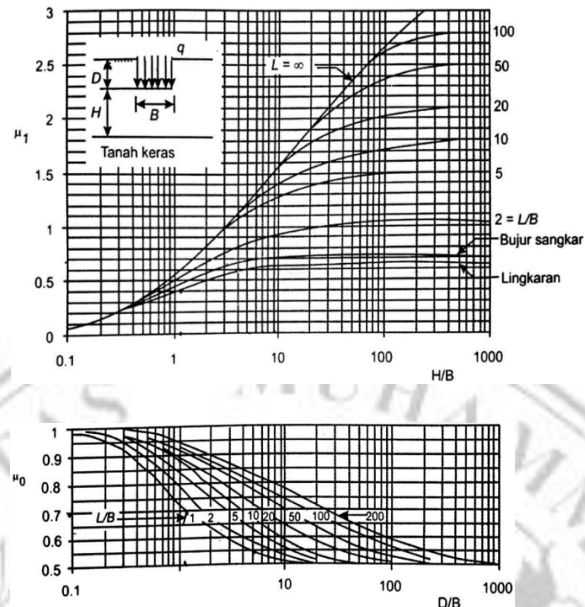
μ_1 = koefisien perbaikan bagi kondisi tingkatan tanah yang berbatas ketebalan H (lihat Gambar 2.8)

μ_0 = koefisien perbaikan terkait dalamnya pondasi D_f (lihat Gambar 2.8)

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

Q = tekanan bersih pada dasar pondasi (untuk fondasi permukaan $q=q_n$) (kN/m^2)

E = kemutlakan elastisitas tanah tempat fondasi berada (kN/m^2)



Gambar 2.8 “Grafik yang digunakan dalam Persamaan 2.49 (Janbu et al, 1956)(Hardiyatmo, 2014:285)”

Perkiraan nilai modulus elastisitas juga bisa diperoleh melalui hasil uji Standard Penetration Test (SPT), di mana Mitchell dan Gardner (1975) mengajukan hubungan antara nilai N -SPT dengan modulus elastisitas tanah. (Hardiyatmo, 2014:281-282).

$$E = 10 (N + 15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir)} \quad (2.52)$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (2.53)$$

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

Tabel 2. 17 “Perkiraan modulus elastis (E) (Look, 2007)”

Tipe	Kondisi	Modulus Elastis (E) (KPa)	
“Kerikil”	“Longgar”	25000 – 50000	
	“Kepadatan sedang	50000 – 100000	
	“Padat”	100000 – 200000	
“Pasir butiran sedang sampai kasar”	“Sangat longgar	< 5000	
	“Longgar”	3000 – 10000	
	“Kepadatan sedang”	8000 – 30000	
	“Padat”	25000 – 50000	
“Pasir halus”	“Sangat padat”	40000 – 100000	
	“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, 2014:281

2.15.2 Penurunan Konsolidasi

Sementara itu, menurut Hardiyatmo (2014:277), penurunan konsolidasi terbagi ke dalam dua fase utama, yaitu penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder. Konsolidasi primer adalah penurunan yang muncul akibat berkurangnya volume tanah karena air mengalir keluar dari zona yang mengalami tekanan, disertai penurunan tekanan air pori berlebih (excess pore water pressure). Jenis penurunan ini sangat bergantung pada waktu. Adapun penurunan konsolidasi sekunder juga dipengaruhi oleh waktu, tetapi terjadi setelah proses konsolidasi primer berakhir, saat tegangan efektif yang dihasilkan oleh beban telah mencapai kondisi stabil.

Sunggono (1984:93) menjelaskan bahwa pada lapisan tanah berpasir, penurunan akan terjadi hampir secara keseluruhan dalam waktu singkat setelah beban diterapkan. Umumnya, penurunan yang terjadi pada jenis tanah ini bersifat kecil. Sebaliknya, jika lapisan tanah terdiri dari butiran halus seperti lempung, maka

penurunannya cenderung lebih besar dan berlangsung dalam waktu yang lebih lama. Oleh karena itu, studi mengenai konsolidasi lebih sering difokuskan pada tanah-tanah berbutir halus.

Perhitungan penurunan konsolidasi dapat dilakukan menggunakan persamaan tertentu (Hardiyatmo, 2014:303-304).

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1+e_0} H \quad (2.54)$$

Keterangan:

Δe = menunjukkan selisih nilai porositas yang terjadi karena pengaruh beban luar

e_0 = nilai pori-pori tanah sebelum dikenai beban atau dalam keadaan awal

e_1 = merupakan nilai pori ketika proses konsolidasi telah selesai sepenuhnya

H = ukuran ketebalan dari lapisan tanah yang sedang dianalisis

2.15.3 Waktu Proses Konsolidasi

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

$$t = \frac{T_v H t^2}{C_v} \quad (2.55)$$

Keterangan:

T_v = merujuk pada koefisien waktu dalam proses konsolidasi

Ht = menunjukkan jarak tempuh aliran air pori; nilainya adalah $H/2$ bagi sistem pembuangan ganda, serta H bagi sistem pembuangan tunggal (dalam satuan meter)

H = merepresentasikan ketebalan dari lapisan tanah lempung yang mengalami pemampatan (meter)

C_v = nilai koefisien konsolidasi yang berlaku dalam rentang tekanan tertentu, dinyatakan dalam satuan meter persegi per detik (m^2/s)

Angka-angka faktor waktu (T_v) untuk menggambarkan persentase penurunan konsolidasi rata-rata (U), sebagaimana dijelaskan dalam teori penguatan 1 dimensi dari Terzaghi, disajikan pada Tabel 2.18. Besaran yang tercantum di tabel ini dapat diterapkan baik pada kondisi pembuangan ganda maupun pada sistem pembuangan tunggal.

Tabel 2. 18 “Hubungan faktor waktu (T_v) dan derajat konsolidasi (U)”

$U\%$	T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

Sumber: Hardiyatmo, 2014:311

2.15.4 Penurunan Ijin

Mengacu pada SNI ke 8460 (2017:178), besaran penurunan keseluruhan maupun perbedaan turunan maksimum diijinkan ditetapkan dengan mempertimbangkan batas toleransi dari struktur utama serta bangunan di sekelilingnya. Evaluasi ini perlu dilakukan secara spesifik pada tiap kondisi, dengan mempertimbangkan aspek keutuhan struktur, kestabilannya, serta fungsi bangunan yang ditopangnya.

Untuk bangunan bertingkat tinggi, penurunan yang diperbolehkan dapat dihitung menggunakan rumus :

$$S < 15 + \frac{b}{600} \quad (2.56)$$

Keterangan :

S = Penurunan Ijin (cm)

b = Jarak antara kolom (cm)

Perbedaan penurunan (*differential settlement*) yang diproyeksikan terjadi harus dihitung secara teliti dan bersifat konservatif. Dampaknya terhadap struktur gedung bertingkat tinggi di atasnya perlu diperiksa untuk memastikan bahwa nilai perbedaan penurunan tersebut tetap berada dalam batas aman terhadap syarat kekuatan dan layan fungsi, yaitu sebesar 1/300 dari bentang.

Menurut Hardiyatmo (2014:334), terjadinya penurunan tidak merata antar fondasi disebabkan oleh beberapa hal, di antaranya:

- 1) Ketidakseragaman karakteristik tanah meskipun secara visual tampak homogen.
- 2) Ketidakteraturan bentuk atau kontur dari lapisan tanah.
- 3) Distribusi beban bangunan yang tidak merata ke seluruh kolom struktur.

Penurunan yang tidak seragam ini dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$S = S_{\text{maks}} - S_{\text{min}} \quad (2.57)$$

Keterangan :

S = mengacu pada nilai penurunan yang tidak merata di permukaan tanah.

S_{maks} = merepresentasikan besarnya penurunan paling tinggi yang terjadi.

S_{min} = menggambarkan tingkat penurunan paling rendah dalam area yang sama.

Penurunan yang tidak merata juga dapat dinyatakan melalui rasio δ/L , yaitu selisih penurunan antara dua titik (δ) dibagi dengan jarak horizontal (L) yang memisahkan kedua titik tersebut. Perbandingan δ terhadap L ini dikenal dengan istilah distorsi sudut (*angular distortion*).

Tabel 2.19 “Batas penurunan maksimum (*Skempton dan MacDonald, 1955*)”

Jenis Fondasi	Batas penurunan maksimum (mm)
“Fondasi terpisah (<i>isolated foundation</i>) pada tanah lempung”	65
“Fondasi terpisah pada tanah pasir”	40
“Fondasi rakit pada tanah lempung”	65 - 100
“Fondasi rakit pada tanah pasir”	40 - 65

Sumber diambil dari: Hardiyatmo, 2014:335