

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dalam pandangan teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan – endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak diatas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap di antara partikel-partikel. Ruang di antara partikel-partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya. Proses pelapukan batuan atau proses geologi lainnya yang terjadi di dekat permukaan bumi membentuk tanah. Pembentukan tanah dari batuan induknya, dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik yang mengubah batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, terjadi akibat pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancurnya partikel tanah akibat perubahan suhu atau cuaca. Partikel-partikel mungkin berbentuk bulat, bergerigi maupun bentuk-bentuk diantaranya. Umumnya, pelapukan akibat proses kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses-proses kimia yang lain. Jika hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut *tanah residual* (*residual soil*) dan apabila tanah berpindah tempatnya, disebut *tanah terangkut* (*transported soil*) (Hardiyatmo, 2002).

Tanah memiliki peranan yang sangat penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Tanah adalah sebagai dasar pendukung suatu bangunan atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan dan terkadang juga sebagai penyebab timbulnya gaya luar pada bangunan. Pada umumnya semua bangunan dibuat diatas atau dibawah permukaan tanah, maka diperlukan suatu sistem pondasi yang akan menyalurkan beban dari bangunan ke tanah (Bowless, 1997).

Salah satu masalah utama bangunan teknik sipil yang berdiri di atas tanah adalah gempa yang besarnya tak dapat diperkirakan dengan pasti dan waktunya yang tidak bisa diprediksikan dengan tepat. Itulah mengapa perencanaan struktur tahan gempa terus dikembangkan sampai saat ini. Proses perencanaan struktur tahan gempa sangat dipengaruhi oleh lokasi serta kondisi tanah. Sebagaimana diketahui bahwa getaran yang disebabkan oleh gempa cenderung membesar pada tanah lunak dibandingkan pada tanah keras atau batuan.

Tanah keras yang bergetar akibat gempa, getarannya cenderung mempunyai kandungan frekuensi tinggi. Getaran frekuensi tinggi tersebut akan mempunyai panjang gelombang yang relatif pendek. Menurut ilmu fisika, kemampuan suatu material untuk menyerap energi akan berbanding terbalik dengan panjang gelombang, sehingga gelombang frekuensi tinggi relatif lebih mudah diserap energinya oleh media yang dilalui oleh gelombang gempa. Dengan demikian pada tanah keras, intensitas gempa akan beratenuasi lebih cepat atau amplifikasi spektrum semakin besar pada tanah yang lunak.

Berdasarkan SNI Gempa 1726-2012 Pasal 5.3, memberikan penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu tanah guna memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Klasifikasi profil tanah berdasarkan SNI Gempa 1726-2012 dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1. Klasifikasi Jenis Tanah

Kelas situs	V_I (m/detik)	\dot{N} atau \dot{N}_{ch}	\dot{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, $w \geq 40\%$, dan 3. kuat geser nilair $\dot{S}_u < 25$ kPa.		

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

Lanjutan Tabel 3.1. Klasifikasi Jenis Tanah

Kelas situs	V_I (m/detik)	\dot{N} atau \dot{N}_{ch}	\dot{S}_u (kPa)
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)			<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah, 2. lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$), dan 3. lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$). <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dan $\dot{S}_u < 50$ kPa.</p>

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

Catatan : N/A = Tidak dapat digunakan.

3.2 Penyelidikan Tanah

Agar bangunan dapat berdiri dengan stabil dan tidak timbul penurunan (*settlement*) yang terlalu besar, maka pondasi bangunan harus mencapai lapisan tanah yang cukup padat. Untuk mengetahui letak/kedalaman lapisan tanah padat dan kapasitas daya-dukung tanah (*bearing capacity*) yang diizinkan, maka perlu dilakukan penyelidikan mekanika tanah yang mencakup penyelidikan di lapangan (lokas rencana bangunan baru) dan penelitian di laboratorium (Gunawan, 1991).

Penyelidikan lapangan yang paling umum dilaksanakan sebagai berikut ini.

1. Pemboran (*Drilling*)

Pemboran bertujuan untuk mengetahui lapisan-lapisan tanah di bawah lokasi rencana bangunan. Dari lubang bor (*boreholes*) dapat diperoleh contoh-contoh tanah yang diperlukan untuk penyelidikan tanah selanjutnya di laboratorium.

2. Pengambilan Contoh Bahan Tanah (*Soil Sampling*)

Pengambilan contoh bahan tanah dilaksanakan untuk mendapatkan contoh tanah tidak-terusik (*undisturbed soil sample*) dan contoh tanah terusik (*disturbed soil sample*). Contoh tanah tidak terusik adalah tanah yang masih menunjukkan sifat asli (alamiah dari tanah di tempat asalnya, belum mengalami perubahan struktur, kepadatan/ikatan antarbutir tanah, kadar air

atau susunan kimia). contoh tanah tidak terusik digunakan untuk penelitian kekuatan (kuat geser dan kohesi), kompresibilitas dan permeabilitas. Contoh tanah terusik adalah tanah yang diambil tanpa usaha mempertahankan sifat-sifat asli tanah, biasa hanya digunakan untuk penelitian/analisa distribusi ukuran butiran, batas *Atterberg* (batas cair dan index-plastisitas), klasifikasi tanah dan pengujian pemadatan di laboratorium.

3. Pengujian Penetrasi (*Penetration Test*)

Pengujian penetrasi yang dilakukan dapat dibagi menjadi pengujian penetrasi statis dan pengujian penetrasi dinamis.

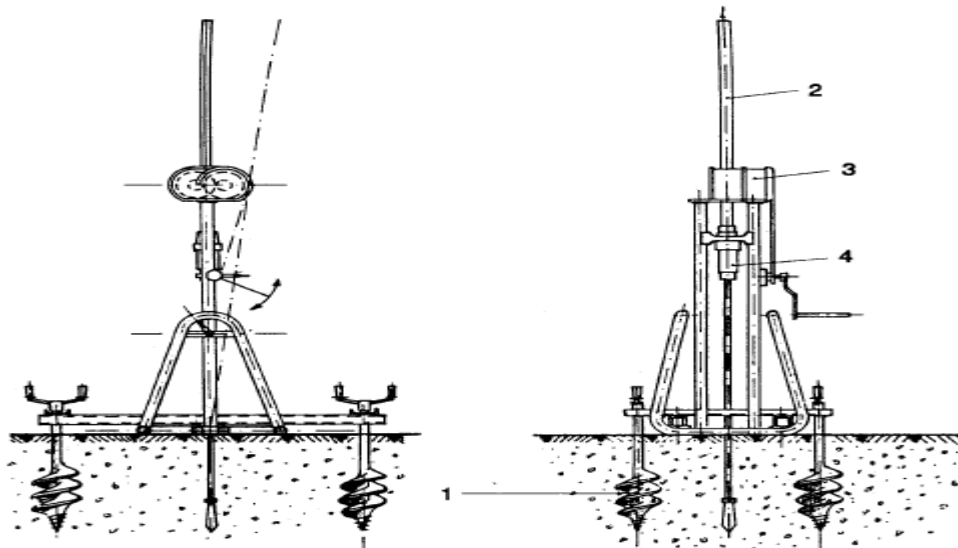
a. Pengujian Penetrasi Statis.

Pengujian penetrasi statis yang umum digunakan adalah dengan menggunakan alat sondir. Cara kerja alat sondir yakni ujung alat sondir yang berupa konus ditekan masuk ke dalam tanah. Gaya yang digunakan untuk menekan konus sondir ke bawah tanah diukur dengan suatu alat pengukur tekanan (*manometer-gauge*) yang menunjukkan nilai tahanan konus dalam Kg/cm^2 . Nilai tahanan konus-sondir yang terbaca pada manometer menunjukkan kepadatan relatif dari lapisan-lapisan tanah.

b. Pengujian Penetrasi Dinamis.

Pengujian penetrasi dinamis dikenal dengan sebutan *SPT (Standard Penetration Test)*. Cara kerja *SPT* adalah tabung silinder contoh standar (*Standard split spoon sampler*) dipukul masuk ke dalam tanah dengan menggunakan alat penumbuk seberat 140 pound (63,5 Kg) yang dijatuhkan dari ketinggian 30 inci (76 cm), dan dihitung banyak pukulan yang diperlukan untuk menumbuk masuk tabung silinder sedalam 1 kaki (30,5 cm) yang ditentukan sebagai nilai *N* dengan satuan pukulan/kaki (*blows per foot*).

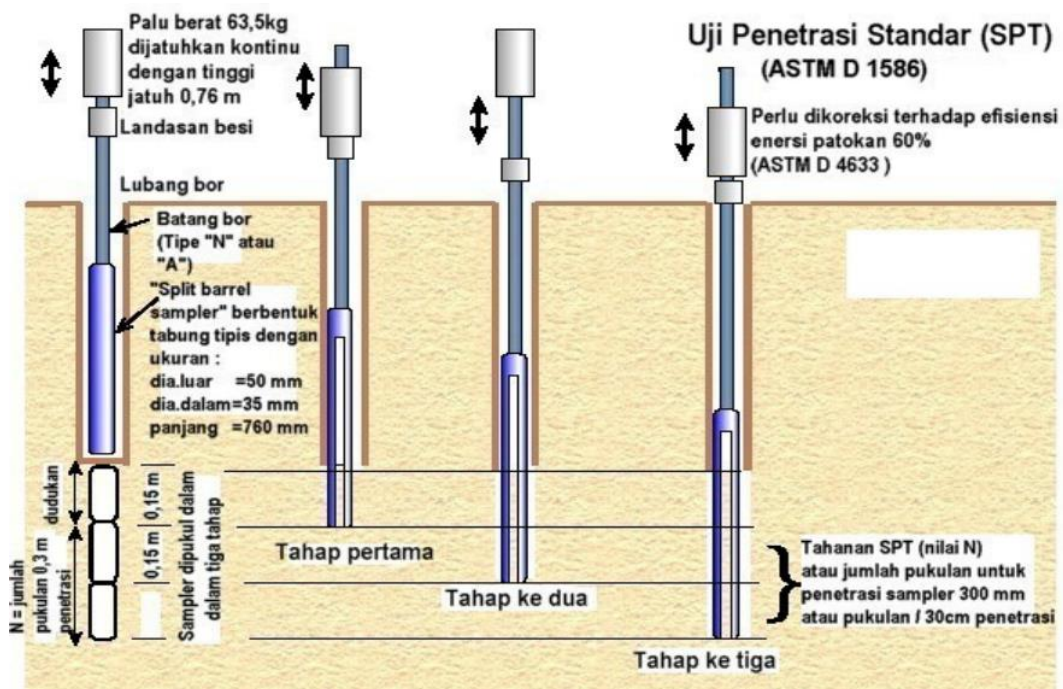
Gambar 3.1 dan Gambar 3.2 merupakan contoh penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan.



Dutch penetrometer, 2.5-tons capacity. 1 = helicoidal anchor; 2 = rack; 3 = gear; 4 = loading head.

Gambar 3.1 Sondir Kapasitas 2,5 Ton

(Sumber : Gunawan, 1991)



Gambar 3.2 Standard Penetration Test

(Sumber : Gunawan, 1991)

3.3 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya pengguling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2008)

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa tujuan sebagai berikut:

1. untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak ke tanah pendukung yang kuat,
2. untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah disekitarnya,
3. untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan,
4. untuk menahan gaya-gaya horisontal dan gaya yang arahnya miring, dan
5. untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan dengan tulangan dan dicor beton. Pondasi tiang bor biasanya digunakan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Apabila tanah mengandung air, dibutuhkan pipa besi untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik ke atas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung pada ujung tiang.

Beberapa keuntungan dari penggunaan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut:

1. tidak ada resiko kenaikan muka tanah,
2. kedalaman tiang dapat divariasikan,

3. tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium,
4. tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran pada ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak, dan
5. penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemansangan.

Beberapa kerugian dari penggunaan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut:

1. pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil,
2. pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik,
3. air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang, dan
4. pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan apabila tanah berupa tanah pasir.

Pelaksanaan pondasi tiang bor dibagi menjadi 3 metode adalah sebagai berikut ini.

1. Pelaksanaan dengan Cara Kering (*Dry Methode*).
Metode ini sesuai dengan tanah dengan muka air tanah berada di bawah dasar lubang bor atau apabila permeabilitas tanah cukup kecil, sehingga pengecoran beton dapat dilakukan sebelum pengaruh air terjadi.
2. Pelaksanaan dengan *Casing*.
Casing digunakan apabila terjadi runtuhnya tanah atau deformasi lateral dalam lubang bor. *Casing* juga digunakan pada pengecoran di atas tanah atau di tengah-tengah air.
3. Pelaksanaan dengan *Slurry*.
Slurry digunakan untuk berbagai kepentingan dalam metode bored pile, biasanya untuk mencegah kelongsoran. *Slurry* yang digunakan pada metode bored pile adalah air, polimer, dan bentonite. Polimer berfungsi untuk

mempercepat terjadinya pengendapan sedangkan bentonite berfungsi untuk mencegah kelongsoran. Penggunaan slurry disesuaikan dengan kebutuhan yang ada.

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengendalian mutu pondasi tiang bor adalah sebagai berikut ini.

1. Kondisi Tanah

Pengendalian mutu pondasi bor harus dimulai dengan pengetahuan mengenai tanah dimana konstruksi hendak dilakukan. Kondisi tanah yang mudah longsor seperti adanya pasir lepas atau sedang mengharuskan kontraktor untuk mobilisasi peralatan ekstra, misalnya casing, dan membutuhkan waktu lebih lama.

Penyelidikan tanah harus memberikan informasi yang memadai karena masalah yang muncul dapat bervariasi. Selain itu inspeksi dari jenis tanah yang dijumpai selama proses pengeboran juga perlu dilakukan. Penyimpangan yang jauh dari kondisi tanah yang diharapkan atau yang digunakan dalam perencanaan harus segera dilaporkan karena berarti dapat saja terjadi perbedaan dalam daya dukung tanah yang dapat mempengaruhi kinerja dari pondasi.

Hal-hal tak terduga yang muncul akibat kondisi tanah yang tidak diantisipasi dapat menimbulkan pertikaian, karena dapat mengakibatkan perpanjangan waktu atau peningkatan biaya yang signifikan. Hal-hal yang perlu diperhatikan sebelum proses konstruksi dimulai adalah sebagai berikut:

- a. adanya lapisan tanah pasir dibawah muka air tanah,
- b. adanya kerikil dan *boulder*,
- c. adanya bekas-bekas bangunan lama,
- d. tanah timbunan,
- e. lapisan batuan induk, dan
- f. muka air tanah.

2. Inspeksi Lubang Bor

Pengawasan mutu yang diperlukan untuk lubang bor adalah pemeriksaan *alignment* yang terakhir, jenis tanah yang diperoleh dan pembersihan dasar lubang bor. Biasanya aspek-aspek diatas memiliki format pemeriksaan tersendiri.

3. Tulangan dan cara penulangan.

Pemeriksaan tulangan meliputi jumlah tulangan dan diameter. Penting pula untuk memeriksa selimut yang disediakan untuk beton serta kekokohan dari tulangan tersebut, karena pada saat pengangkatan tulangan dapat mengalami deformasi secara berlebihan yang dapat mengalami kesulitan masuk ke dalam lubang bor, selain dapat mengakibatkan kerusakan pada dinding lubang.

4. Pemeriksaan Mutu Beton.

Beton untuk pondasi tiang bor harus memiliki nilai *slump* tertentu. Campuran beton yang terlalu kental akan mengakibatkan penggumpalan dan dapat membetuk lubang sehingga daya dukung pondasi berkurang. Pada umumnya, nilai *slump* yang baik berkisar antara 15-18 cm. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pemeriksaan mutu beton adalah sebagai berikut:

- a. kekuatan benda uji beton (silinder atau kubus),
- b. *slump* atau *workability* beton,
- c. kemungkinan terjadinya segregasi, dan
- d. ukuran agregat yang dikaitkan dengan kerapatan tulangan.

3.4 Kapasitas Dukung Pondasi *Bored Pile*

Hardiyatmo (2002) menyatakan ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam sebagai berikut ini.

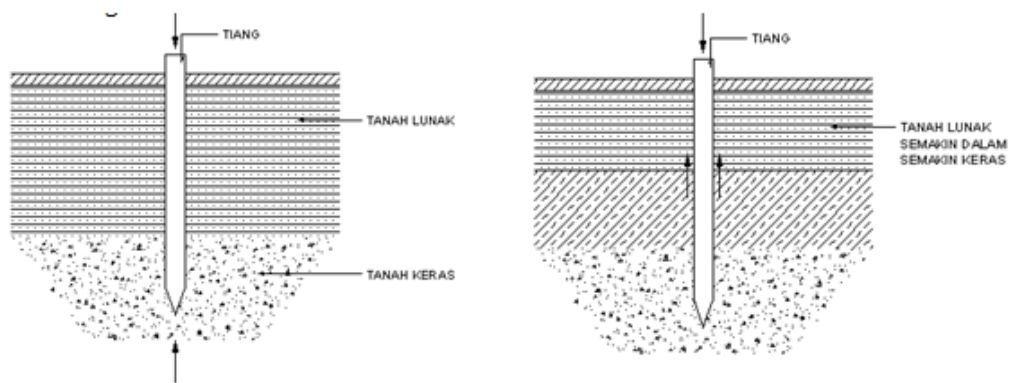
1. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek (Q_s) adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

2. Tiang dukungan ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (Q_p) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada dalam zone

tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipasang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada dibawah ujung tiang. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.3 tiang ditinjau dari cara mendukung bebannya.



Gambar 3.3 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Uji *Cone Penetration Test (CPT)*

3.4.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Aoki & De Alencar*

Dalam perencanaan pondasi tiang, data tanah sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung dari pondasi tiang sebelum pembangunan dimulai, guna menentukan kapasitas daya dukung ultimit dari pondasi tiang. Kapasitas daya dukung ultimit metode *Aoki & De Alencar* ditentukan dengan Persamaan 3.1.

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= q_b A_p + f \cdot A_s \end{aligned} \quad (3.1)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas daya dukung aksial ultimit tiang,

Q_p = Kapasitas tahanan di ujung tiang,

- Q_s = Kapasitas tahanan kulit,
 q_b = Kapasitas daya dukung di ujung tiang persatuan luas,
 A_b = Luas di ujung tiang,
 f = Satuan tahanan kulit persatuan luas, dan
 A_s = Luas kulit tiang.

Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) diperoleh dari Persamaan 3.2.

$$q_b = \frac{q_{ca}(base)}{F_b} \quad (3.2)$$

dengan :

- $q_{ca}(base)$ = Perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang, 1,5D dibawah ujung tiang, dan
 F_b = Faktor empirik tahanan ujung tiang yang tergantung pada tipe tanah.

Tahanan kulit persatuan luas (f) diperoleh dari Persamaan 3.3.

$$f = q_c(side) \frac{\alpha_s}{F_s} \quad (3.3)$$

dengan :

- $q_c(side)$ = Perlawanan konus rata-rata sepanjang tiang, dan
 F_s = Faktor empirik tahanan kulit yang tergantung pada tipe tanah.

Harahap (2012) menyatakan *Titi & Farsakh* mengusulkan untuk nilai faktor empirik F_b dan F_s dapat dilihat pada Tabel 3.2 dan nilai faktor empirik untuk tipe tanah yang berbeda dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.2 Faktor Empirik F_b dan F_s

Tipe Tiang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7,0
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

Sumber : Harahap (2012)

Tabel 3.3 Nilai Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda

Tipe Tanah	α_s (%)	Tipe Tanah	α_s (%)	Tipe Tanah	α_s (%)
Pasir	1,4	Pasir berlanau	2,2	Lempung berpasir	2,4
Pasir kelanauan	2,0	Pasir berlanau dengan lempung	2,8	Lempung berpasir dengan lanau	2,8
Pasir kelanauan dengan lempung	2,4	Lanau	3,0	Lempung berlanau dengan pasir	3,0
Pasir berlempung dengan lanau	2,8	Lanau berlempung dengan pasir	3,0	Lempung berlanau	4,0
Pasir berlempung	3,0	Lanau berlempung	3,4	Lempung	6,0

Sumber : Harahap (2012)

3.4.1.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode *Meyerhoff*

Harahap (2012) menyatakan *Meyerhoff* mengusulkan untuk menghitung daya dukung pondasi tiang berdasarkan data hasil pengujian sondir dinyatakan pada Persamaan 3.4

$$Q_u = Q_p + Q_s = (q_c \times A_p) + (JHL \times K_{11}) \quad (3.4)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas daya dukung tiang tunggal,

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang,

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang,

q_c = Tahanan ujung sondir,

A_p = Luas penampang tiang,

JHL = Jumlah hambatan lekat, dan

K_{11} = Keliling tiang.

3.4.1.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1997)

Paulus (2016) menyatakan kapasitas daya dukung ultimit metode Reese & Wright (1997) ditentukan dengan Persamaan 3.5

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= q_p \cdot A_p + f \cdot L \cdot P \end{aligned} \quad (3.5)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas daya dukung aksial ultimit tiang,

Q_p = Kapasitas tahanan di ujung tiang,

Q_s = Kapasitas tahanan kulit,

q_p = Tahanan ujung tiang persatuan luas,

A_p = Luas di ujung tiang,

f = Gesekan selimut tiang persatuan luas,

L = Panjang tiang, dan

P = Keliling penampang tiang.

Pada tanah kohesif besarnya tahanan ujung persatuan luas (q_p) dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah. Sedangkan untuk tanah non-kohesif, Reese mengusulkan antara q_p dengan N_{SPT} yang dapat dilihat pada Gambar 3.4.

Gesekan selimut tiang per satuan luas (f) dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter geser tanah. Untuk tanah kohesif gesekan selimut tiang per satuan luas diperoleh dari Persamaan 3.6.

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (3.6)$$

dengan :

f = Gesekan selimut tiang per satuan luas,

α = Faktor adhesi (diambil sebesar 0,55), dan

C_u = Kohesi tanah.

Pada tanah non-kohesif, nilai gesekan selimut tiang per satuan luas (f) diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} yang dapat dilihat pada Gambar 3.5.

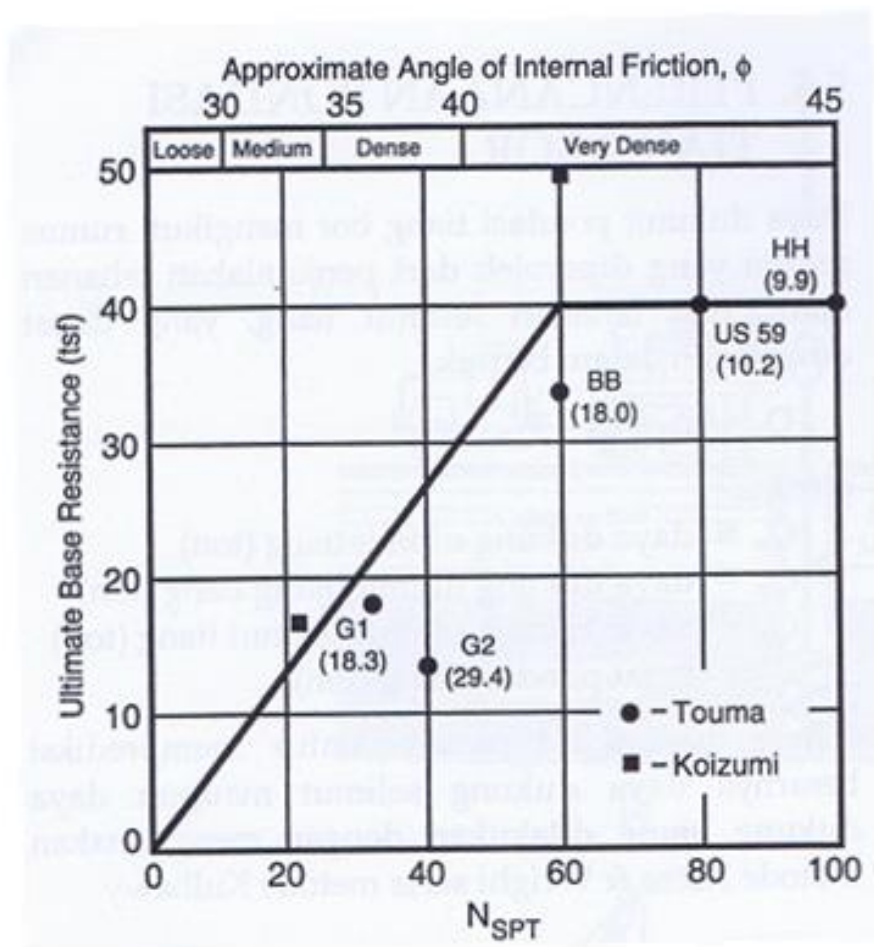
Hardiyatmo (2002) menyatakan *Mayerhoff* mengusulkan korelasi pendekatan hubungan antara nilai N dari pengujian *SPT* dan tahanan konus dapat dilihat pada Persamaan 3.7.

$$q_c = 4N \quad (3.7)$$

dengan :

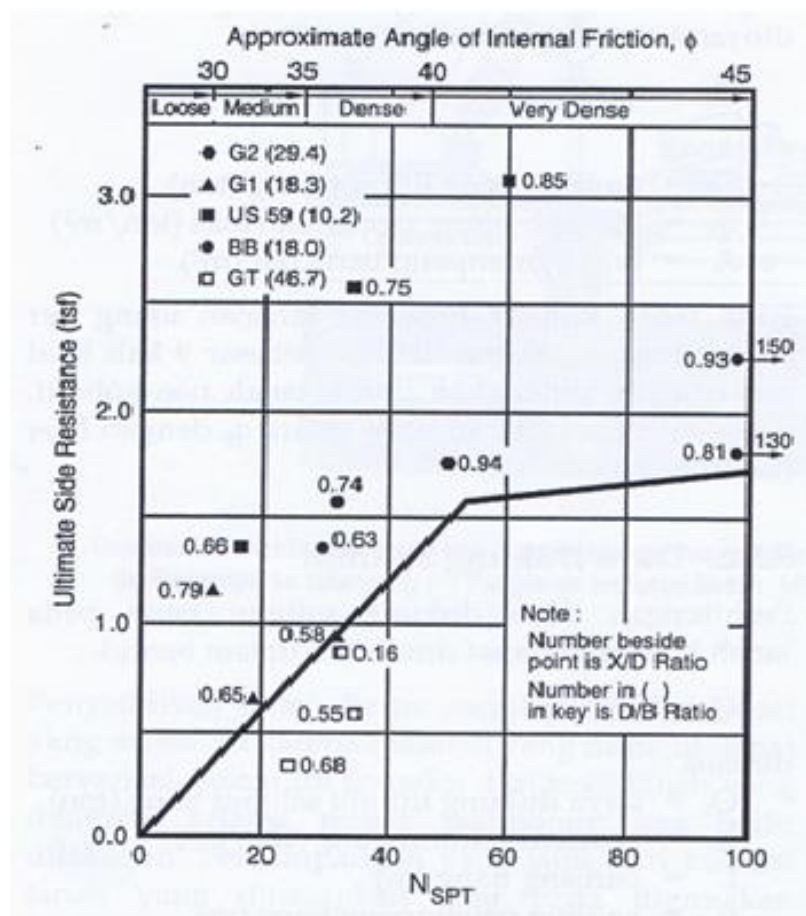
q_c = Tahanan konus.

N = Nilai N_{SPT} tanah.



Gambar 3.4 Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah Non-Kohesif

(Sumber : Paulus, 2016)



Gambar 3.5 Tahanan Selimut Ultimit pada Tanah Non-Kohesif

(Sumber : Paulus, 2016)

3.4.1.4 Kapasitas Dukung Ijin

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud sebagai berikut:

1. memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan,
2. memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah,
3. meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja,
4. meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok masih tetap dalam batas-batas toleransi, dan

5. meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

Daya dukung ijin pondasi dinyatakan pada Persamaan 3.8.

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.8)$$

dengan :

Q_a = Kapasitas daya dukung ijin pondasi,

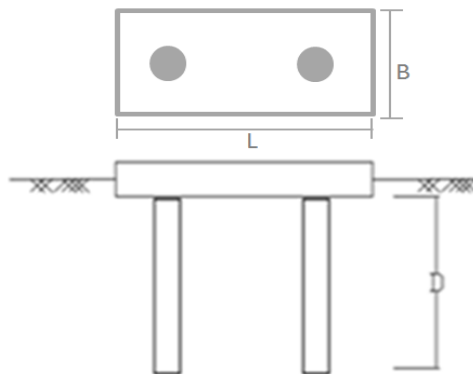
Q_u = Kapasitas ultimit pondasi, dan

SF = Angka aman untuk tahanan ujung

3.4.2 Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok

Tiang kelompok adalah sekumpulan tiang yang dipasang secara relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu bagian atasnya dengan menggunakan pile cap. Gambar tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.6. Untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang kelompok, *pile cap* dianggap/dibuat kaku sempurna, sehingga:

1. bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan, maka setelah penurunan bidang *pile cap* tetap merupakan bidang datar, dan
2. gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang.



Gambar 3.6 Kelompok Tiang

(Sumber : Harahap, 2012)

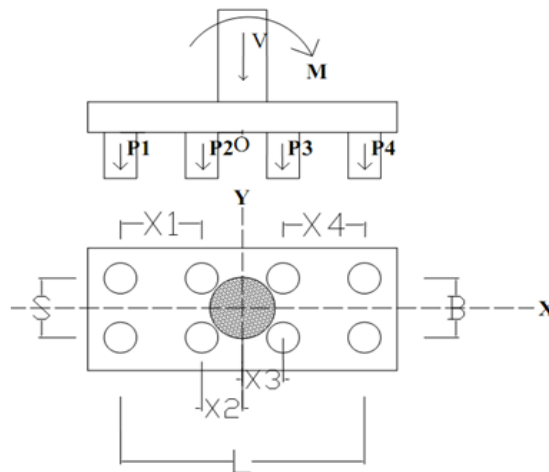
dengan :

D = Dalam pondasi,

B = Lebar pondasi, dan

L = Panjang pondasi

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang akan mempengaruhi terhadap kapasitas daya dukung pondasi tiang, seperti pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang

(Sumber : Harahap, 2012)

Untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang digunakan Persamaan 3.9.

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} \pm \frac{My \cdot X_i}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_i}{\sum Y^2} \quad (3.9)$$

dengan :

P_i = Beban aksial pada tiang ke-i,

V = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang,

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x,

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y,

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang,

x_i, y_i = Absis atau jarak tiang ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor-i,

$\sum x^2$ = Jumlah kuadrat absis-absis tiang, dan

$\sum y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang.

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan dengan Persamaan 3.10 dan Persamaan 3.11 (Gultom, 2010).

$$S \geq 2,5 D \quad (3.10)$$

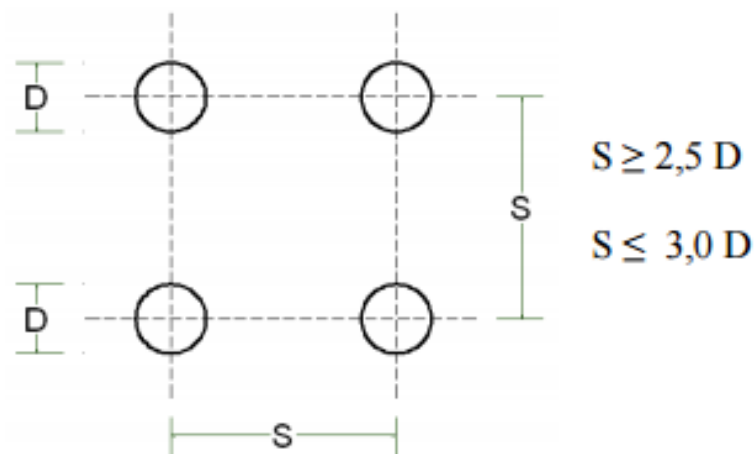
$$S \leq 3 D \quad (3.11)$$

dengan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang, dan

D = Diameter tiang.

Jarak antar tiang dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Jarak Antar Tiang

(Sumber : Sardjono, 1988)

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok diisyaratkan minimum 0,60 m dan maximum 2,00 m. Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan berikut ini.

1. Bila $S < 2,5D$
 - a. Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang terlalu berdekatan.
 - b. Terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya.
2. Bila $S > 3D$
 Apabila $S > 3D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran atau dimensi dari *pile cap*.

Jika kelompok tiang berada dalam tanah lempung lunak, pasir tidak padat, atau timbunan, dengan dasar tiang yang bertumpu pada lapisan kaku, maka kelompok tiang tersebut tidak mempunyai resiko akan mengalami keruntuhan geser umum, asalkan diberikan faktor aman yang cukup terhadap bahaya keruntuhan tiang tunggalnya. Pada kelompok tiang yang dasarnya bertumpu pada lapisan lempung lunak, faktor aman terhadap keruntuhan blok harus diperhitungkan, terutama untuk jarak tiang-tiang yang dekat.

Kapasitas dukung kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada Persamaan 3.12.

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \quad (3.12)$$

dengan :

- Q_g = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan,
 E_g = Efisiensi kelompok tiang,
 n = Jumlah tiang dalam kelompok, dan
 Q_a = Beban maksimum tiang tunggal.

Beberapa Persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Salah satu dari Persamaan-Persamaan efisiensi tiang disarankan oleh *Converse-Labarre* untuk tanah lempung, dapat dilihat pada Persamaan 3.13 (Paulus, 2016).

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n'-1) \cdot m + (m-1) \cdot n'}{90 \cdot m \cdot n'} \quad (3.13)$$

dengan :

- Eg = Efisiensi kelompok tiang,
 m = Jumlah baris tiang,
 n' = Jumlah tiang dalam satu baris,
 Θ = $Arc\ tg\ d/s$, dalam derajat,
 s = Jarak pusat ke pusat tiang, dan
 D = Diameter tiang

Berdasarkan hasil pengujian pada non-kohesif atau pasir yang disampaikan Brown, dkk (2010), nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak antar tiang $3D - 4D$ (Paulus,2016).

3.5 Analisis Distribusi Beban Gempa

Dalam menganalisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan, ada beberapa tahap perhitungan yang harus dilakukan yaitu sebagai berikut ini.

1. Waktu Getar Struktur (T)

Waktu getar struktur pada rangka baja dapat menggunakan Persamaan 3.14.

$$T = 0.085 \times H^{3/4} \quad (3.14)$$

Waktu getar struktur pada rangka beton dapat menggunakan Persamaan 3.15.

$$T = 0.06 \times H^{3/4} \quad (3.15)$$

dengan : H = Tinggi struktur bangunan.

2. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI-1726-2012 bagian 4.1.2, untuk berbagai kategori resiko bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.4 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) menurut Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan, 2. fasilitas sementara, 3. gudang penyimpanan, dan 4. 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> <ol style="list-style-type: none"> 1. perumahan, 2. rumah toko dan rumah kantor, 3. pasar, 4. gedung perkantoran, 5. gedung apartemen/rumah susun, 6. pusat perbelanjaan, 7. bangunan industri, 8. fasilitas manufaktur, dan 9. pabrik. 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. bioskop, 2. gedung pertemuan, 3. stadion, 4. fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat, 5. fasilitas penitipan anak, 6. penjara, dan 7. bangunan untuk orang jompo. <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi myang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. pusat pembangkit listrik biasa, 2. fasilitas penanganan air, 3. fasilitas penanganan limbah, dan 4. pusat telekomunikasi. <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) myang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

Lanjutan Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. bangunan-bangunan monumental, 2. gedung sekolah dan fasilitas pendidikan, 3. rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat, 4. fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat, 5. tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya, 6. fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat, dan 7. 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. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

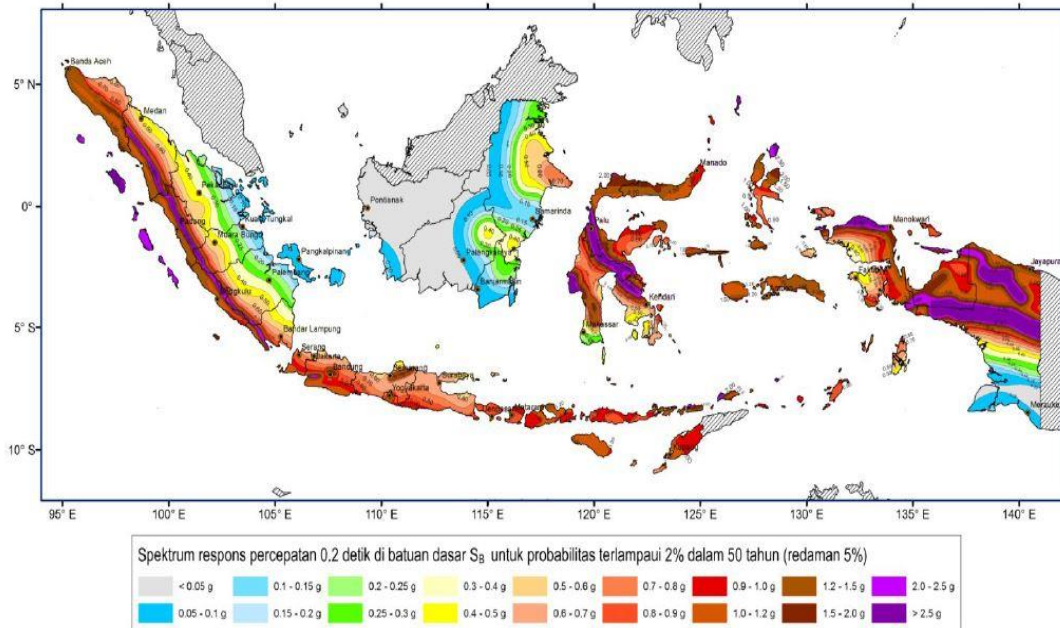
Tabel 3.5 Faktor Keutamaan (*I*) untuk Berbagai Kategori Bangunan

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, <i>I</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012)

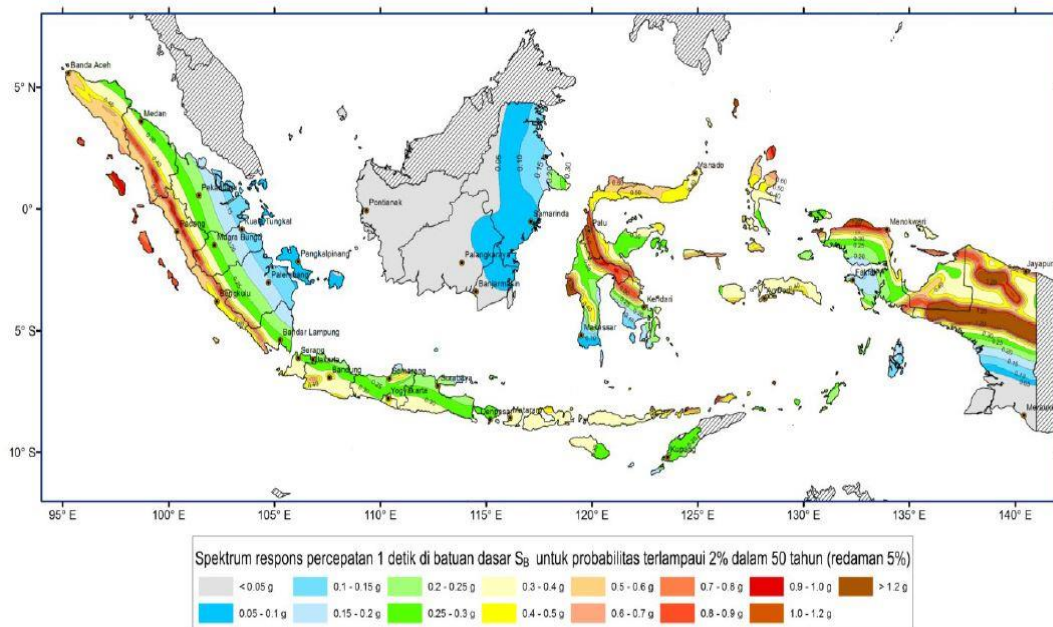
3. Nilai *Spectrum Respons* Gempa (*C*).

Berdasarkan SNI-1726-2012, agar diperoleh nilai *spectrum respons* gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (*S_s*) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (*S₁*) yang dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan Gambar 3.10.



Gambar 3.9 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (S_s)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)



Gambar 3.10 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik (S_1)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)

4. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI-1726-2012, rumus yang digunakan untuk mendapatkan nilai beban geser nominal gempa (V) dapat dilihat pada Persamaan 3.16.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.16)$$

5. Distribusi Gaya Geser *Horizontal* (Fi)

Distribusi gaya geser *horizontal* merupakan jumlah dari gaya *horizontal* akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser *horizontal* diperoleh dari Persamaan 3.17.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (3.17)$$

dengan :

- Fi = Gaya *horizontal* tingkat ke-i,
- Wi = Berat lantai ke-i,
- Hi = Tinggi lantai ke-i, dan
- V = Gaya geser dasar

3.6 *Software Etabs*

Program *ETABS* merupakan program analisis struktur yang dikembangkan oleh perusahaan *software Computers and Structures, Incorporated (CSI)* yang berlokasi di Berkeley, California, Amerika Serikat. Berawal dari penelitian dan pengembangan riset oleh Dr. Edward L. Wilson pada tahun 1970 di University of California, Berkeley, Amerika Serikat, maka pada tahun 1975 didirikan perusahaan CSI oleh Ashraf Habibullah.

Program *ETABS* digunakan secara spesialis untuk analisis struktur *high rise building* seperti bangunan perkantoran, apartemen, rumah sakit, dll. Program *ETABS* secara khusus difungsikan untuk menganalisis lima perencanaan struktur, yaitu analisis frame baja, analisis frame beton, analisis balok komposit, analisis baja rangka batang, analisis dinding geser. Penggunaan program ini untuk menganalisis struktur, terutama untuk bangunan tinggi sangat tepat bagi perencanaan struktur karena ketepatan dari output yang dihasilkan dan efektif waktu

dalam menganalisisnya. Program *ETABS* sendiri telah teruji aplikasinya di lapangan. Di Indonesia sendiri, konsultan-konsultan perencana struktur ternama telah menggunakan program ini untuk analisis struktur dan banyak gedung yang telah dibangun dari hasil perencanaan tersebut.

Langkah awal yang dilakukan dalam pengoperasian program aplikasi *ETABS* adalah pemodelan struktur yang diusahakan mewakili perilaku struktur yang akan dianalisis agar diperoleh hasil analisis yang valid.

Langkah-langkah input data pada program aplikasi *ETABS* adalah sebagai berikut:

1. pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*,
2. pendefinisian karakteristik material dan *frame section*,
3. pendefinisian beban (*load*), yaitu beban mati (*dead*), beban hidup (*live*), dan beban kombinasi (*combo*),
4. pemberian beban terhadap struktur, meliputi beban mati (*qd*), beban hidup (*ql*), dan beban gempa (berupa gaya lateral ekuivalen), dan
5. analisis struktur dengan *run analysis*.

Dari hasil program aplikasi *ETABS* akan diperoleh gaya-gaya dalam akibat beban kombinasi, meliputi gaya normal (*P*), gaya geser (*H*), dan momen (*M*) yang bekerja pada masing-masing kolom dasar. Data hasil *ETABS* tersebut yang akan digunakan dalam analisis kapasitas daya dukung pondasi *bored pile*.