MODUL
PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

Disusun Oleh :
Tri Sulistyowati, ST., MT.

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Mataram
Tahun 2024

KEMENTERIAN PENDIDIKAN, KEBUDAYAAN, RISET DAN TEKNOLOGI
UNIVERSITAS MATARAM
FAKULTAS TEKNIK
Jalan Majapahit No. 62 Mataram 83125 Telpon. (0370) 636126, Fax. (0370) 636523
Laman : www.ft.unram.ac.id

SURAT TUGAS

Nomor: 1487/UN18.F6/EP/2024

Dekan Fakultas Teknik Universitas Mataram dengan ini menugaskan :

Nama	: Tri Sulistyowati, ST., MT..
NIP	: 197302021998022001
Pangkat/Gol. Ruang	: Penata Tk I / lIId
Jabatan	: Koordinator Bidang Keahlian (KBK) Geoteknik

Untuk mengembangkan bahan pengajaran di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Mataram pada Semester Genap TA 2023/2024, antara lain :

1. **Modul Praktikun Mekanika Tanah I** sebagai media pembelajaran dan petunjuk pelaksanaan Praktikum Mekanika Tanah I
2. **Modul Perancangan Pondasi Dangkal** sebagai media pembelajaran dalam penyusunan tugas besar Pondasi Dangkal.

Demikian surat tugas ini dibuat untuk dapat dilaksanakan sebagaimana mestinya.

Mataram, 24 April 2024

Dekan,

Muhamad Syamsu Iqbal, ST., MT., Ph.D.

NIP. 197202221999031002

PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

A. CAPAIAN PEMBELAJARAN

Tugas Besar Perancangan Pondasi Dangkal berupa perancangan pondasi dangkal secara lengkap dan detail yang dilakukan dengan bimbingan dari Dosen Pengajar mata kuliah Pondasi Dangkal dan mendapatkan Surat Puas sebagai syarat untuk mengikuti Ujian Akhir Semester dan dikeluarkannya nilai akhir mata kuliah Pondasi Dangkal.

Setelah menyelesaikan tugas besar Perancangan Pondasi Dangkal ini diharapkan mahasiswa mampu melakukan analisis dan perancangan pondasi dangkal untuk bangunan Sipil yang terletak pada berbagai jenis tanah, dengan berbagai macam bentuk pembebanan, dan dengan berbagai metode perancangan berdasarkan data-data pengujian tanah di laboratorium dan data-data penyelidikan tanah di lapangan.

B. NILAI

Nilai Tugas Besar Perancangan Pondasi Dangkal, terdiri dari beberapa komponen dengan prosentase sebagai berikut :

1. Analisis dan Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Dangkal : 30 %
2. Perancangan Pondasi Telapak Tunggal dan Telapak Gabungan : 70 %

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN i
LEMBAR KONSULTASI DAN ASISTENSI ii
LEMBAR EVALUASI DAN PENILAIAN iii
PRAKATA iv
DAFTAR ISI v
DAFTAR TABEL vii
DAFTAR GAMBAR viii

BAB I PENDAHULUAN
1.1. Definisi dan Macam-macam Tipe Pondasi I-1
1.2. Tipe-tipe Keruntuhan Pondasi I-2

BAB II KAPASITAS DUKUNG
2.1. Analisis Kapasitas Dukung II-1
2.2. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Laboratorium II-2
2.2.1. Analisis Terzaghi II-2
2.2.2. Analisis Meyerhof II-15
2.3. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Lapangan II-25
2.3.1. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji SPT II-25
2.3.2. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Sondir II-33
2.4. Analisis dan Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi II-34

BAB III PERANCANGAN PONDASI DANGKAL
3.1. Pondasi Telapak Terpisah III-1
3.1.1. Pendahuluan III-1
3.1.2. Perancangan III-1
3.1.3. Kedalaman Pondasi III-8
3.1.4. Pemilihan Dimensi Pondasi III-9
3.1.5. Pengontrolan Selama Pelaksanaan III-10
3.2. Pondasi Telapak Gabungan III-11
3.2.1. Pendahuluan III-11
3.2.2. Perancangan Pondasi Telapak Gabungan III-13
3.2.3. Pemilihan Beban-beban Kolom III-18
3.3. Penurunan Pondasi III-18
3.3.1. Pendahuluan III-18
3.3.2. Tekanan Sentuh III-19
3.3.3. Distribusi Tegangan Dalam Tanah III-20
3.3.4. Hitungan Penurunan III-26
3.3.4.1. Penurunan Segera III-27
3.3.4.2. Penurunan Konsolidasi Primer III-37
3.3.4.3. Penurunan Konsolidasi Sekunder III-48
3.3.5. Pertimbangan dalam Menghitung Penurunan III-50
3.3.6. Penurunan Ijin III-54
3.4. Analisis dan Perancangan Pondasi Telapak Terpisah III-55
3.5. Analisis dan Perancangan Pondasi Telapak Gabungan III-76

BAB IV PENUTUP
5.1. Kesimpulan IV-1
5.2. Saran IV-2

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Terzaghi II-7

Tabel 2.2 Faktor gesekan dinding fs (Terzaghi, 1943) II-10

Tabel 2.3. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Meyerhof (1963) II-17

Tabel 2.4. Faktor bentuk pondasi (Meyerhof, 1963) II-18

Tabel 2.5. Faktor kedalaman pondasi (Meyerhof, 1963) II-18

Tabel 2.6. Faktor kemiringan pondasi (Meyerhof, 1963) II-18

Tabel 3.1 Perkiraan rasio Poison (μ) (Bowles, 1968) III-27

Tabel 3.2. Harga-harga modulus elastisitas tanah (E) (Bowles, 1968) III-28

Tabel 3.3. Faktor pengaruh Im (Lee, 1 962) dan Ip (Schleicher, 1962) untuk pondasi kaku, dan faktor pengaruh untuk pondasi fleksibel (Terzaghi, 1943) III-28

Tabel 3.4. Perkiraan nilai □ untuk koreksi penurunan konsolidasi (Skempton dan Bjerrum, 1957) III-44

Tabel 3.5. Perkiraan nilai β untuk koreksi penurunan konsolidasi (Skempton dan Bjerrum, 1957) III-44

Tabel 3.6 Variasi harga $U_{rata\text{-}rata}$ terhadap Tv III-45

Tabel 3.7. Nilai $C_\alpha/C_{c.}$ beberapa macam tanah (Mesri dan Godlewski,1977) III-49

Tabel 3.8. Batas penurunan maksimum (Skempton dan Mac Donald, 1955) III-55

Tabel 3.9. Penurunan ijin (Showers, 1962) III-56

Tabel 3.10. Hubungan tipe masalah dalam strukstur dan δ/L (Bjerrum, 1963) III-57

.

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Macam-macam tipe pondasi : (a). Pondasi memanjang ; (b). Pondasi telapak ; (c). Pondasi rakit ; (d). Pondasi sumuran ; (e). Pondasi tiang (Hardiyatmo, 2011) I-1

Gambar 1.2. Fase-fase keruntuhan pondasi (Hardiyatmo, 2011)..... I-2

Gambar 1.3. Tipe Keruntuhan Pondasi : (a). Keruntuhan Geser Umum; (b). Keruntuhan Geser Lokal; (c). Keruntuhan Penetrasi (Hardiyatmo, 2011) I-4

Gambar 1.4. Hubungan antara Df/B dan model keruntuhan tanah pasir (Vesic, 1973)..... I-5

Gambar 2.1. (a). Pembebanan pondasi dan bentuk bidang geser (b). Bentuk keruntuhan dalam analisis kapasitas dukung (c). Distribusi tekanan tanah pasif pada permukaan BD II-3

Gambar 2.2. Hubungan antara ϕ dengan nilai-nilai Nc, Nq,Nγ (Terzaghi, 1943)..... II-7

Gambar 2,3, Pengaruh beban terbagi merata di permukaan..... II-8

Gambar 2.4. Pondasi dalam dengan Df > 5 B..... II-10

Gambar 2.5 Pengaruh muka air tanah terhadap kapasitas dukung II-11

Gambar 2.6. Keruntuhan kapasitas dukung analisis Meyerhof II-15

Gambar 2.7. Faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof..... II-16

Gambar 2.8. (a). Pembebanan eksentris pada lokasi memanjang; (b). Pengaruh eksentrisitas pembebanan pada kapasitas dukung pondasi memanjang yang dibebani secara vertikal (Meyerhof, 1953) II-19

Gambar 2.9. Area kontak efektif (a). Eksentrisitas satu arah; (b). Eksentrisitas dua arah; (c). Eksentrisitas dua arah dan disederhanakan (Meyerhof, 1953) II-19

Gambar 2.10. Gaya-gaya pada pondasi yang menimbulkan arah beban miring (Teng, 1962) II-20

Gambar 2.11 Pengaruh kemiringan beban terhadap kapasitas dukung pondasi memanjang di permukaan (Meyerhof, 1953) II-21

Gambar 2.12. Kapasitas dukung pondasi memanjang pada pembebanan miring (a). Dasar pondasi horisontal; (b). Dasar pondasi miring (Meyerhof, 1953 dari Teng, 1962)..... II-22

Gambar 2.13. Pengaruh kombinasi beban eksentris dan miring untuk tanah granular dengan kohesi c = 0 dan sudut geser dalam $\phi = 30^o$ (Wack, 1961; Sokolovski, 1965) II-22

Gambar 2.14. Kapasitas dukung ultimit untuk pondasi memanjang yang terletak pada tanah miring (Meyerhof, 1957, dan Teng, 1962) II-24

Gambar 2.15. Hubungan antara nilai N, Nq, Nγ, dan ϕ..... II-25

Gambar 2.16. Kapasitas dukung yang diijinkan dari pengujian SPT untuk penurunan 1 inchi (Terzaghi dan Peck, 1948)..... II-26

Gambar 2.17. Kapasitas dukung ijin untuk penurunan 1 inchi yang didasarkan pada persamaan (2.55) dan (2,56) untuk pondasi di permukaan, D = 0 (Bowles, 1996) II-28

Gambar 2.18. Hubungan modulus elastis dan tekanan kekang efektif (Terzaghi dan Peck, 1948). II-30

Gambar 2.19 Koreksi nilai N akibat tekanan overburden II-30

Gambar 2.20. Variasi rasio q_c/N dengan diameter butiran rata-rata, D_{50} (Robertson dan Campanela, 1983). II-34

Gambar 3.1. Pondasi telapak terpisah III-1

Gambar 3.2. Pondasi telapak dibebani momen penggulingan (a). beban momen; (b). beban momen digantikan dengan beban eksentris..... III-3

Gambar 3.3. Perhitungan tekanan maksimum pada dasar pondasi untuk pondasi empat perseguí panjang (Teng, 1962) III-4

Gambar 3.4. Distribusi tekanan pada dasar pondasi jika $e_x \leq L/6$ III-5

Gambar 3.5. Bentuk pondasi untuk mengusahakan resultas gaya axial dan momen lentur pada pusat pondasi III-6

Gambar 3.6. Kedalaman minimum dasar pondasi : (a). Penggantian tanah dasar dengan beton tak bertulang; (b). Penggantian tanah dasar dengan campuran pasir dan kerikil; (c).Perbedaan elevasi antara 2 pondasi berdekatan agar tidak terjadi tumpang tindih tekanan..... III-8

Gambar 3.7. Hubungan antara kolom dengan pondasi III-11

Gambar 3.8. Contoh penggunaan beberapa jenis pondasi pada suatu bangunan III-12

Gambar 3.9. Perancangan pondasi telapak gabungan empat persegi panjang jika resultan beban dibuat berimpit dengan pusat berat luasan pondasi. III-13

Gambar 3.10 Perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk trapesium III-15

Gambar 3.11. Perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk empat persegi panjang III-17

Gambar 3.12; Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan. III-19

Gambar 3.13 Distribusi tekanan sentuh di bawah pondasi : (a) Pondasi kaku pada lempung' (b) Pondasi kaku pada pasir dan kerikil; (c) Pondasi kaku pada campuran lempung dan pasir; (d) Pondasi fleksibel pada tanah lempung. III-20

Gambar 3.14. Tambahan tegangan vertikal akibat beban titik. III-22

Gambar 3.15 Faktor pengaruh (I) akibat beban titik, didasarkan teori Boussinesq (Taylor, 1948)..... III-22

Gambar 3.16. Tegangan akibat beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang. III-23

Gambar 3.17. Isobar tegangan untuk beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang dan bujur sangkar teori Boussinesq (Sowers,1979). III-23

Gambar 3.18. Tegangan di bawah beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang. III-24

Gambar 3.19. Faktor pengaruh I untuk tegangan vertikal dibawah sudut luasan beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang fleksibel (NAVFAC DM7. 1, 1982). III-25

Gambar 3.20. Contoh hitungan tambahan tegangan vertikal di bawah titik tertentu akibat beban terbagi rata empat persegi panjang ... III-25

Gambar 3.21. Penurunan segera pada sudut luasan beban terbagi rata fleksibel di permukaan yang terletak pada lapisan elastis dengan dasar keras (Steinbrener, 1934)..... III-31

Gambar 3.22. Faktor koreksi kedalaman untuk penurunan segera pada pondasi empat persegi panjang (Fox dan Bowles, 1977)..... III-31

Gambar 3,23. Faktor koreksi perhitungan penurunan segera (Janbu, et al. 1956)..... III-32

Gambar 3.24. Diagram faktor pengaruh regangan untuk pondasi kaku berbentuk bujursangkar dan memanjang (Schmertmann et al., 1978). III-35

Gambar 3.25. Contoh penggunaan diagram faktor pengaruh Schmertmann et al., (1978) untuk pondasi bujursangkar. III-37

Gambar 3.26. Hubungan kuat geser tanpa drainase cu dan IP tanah lempung terkonsolidasi normal (Skempton, 1957)..... III-38

Gambar 3.27. Kurva hubungan e-log p'. III-40

Gambar 3.28. Hitungan perubahan angka pori (e). (a) Lempung *normally consolidated.* (b) dan (c) Lempung *overconsolidated.* III-41

Gambar 3.29. Hitungan penurunan konsolidasi III-42

Gambar 3.30. Koreksi kurva laboratorium akibat gangguan contoh tanah (Schmertmann, 1955). III-43

Gambar 3.31. Koreksi penurunan β (Skempton dan Bjerrum, 1957)..... III-44

Gambar 3.32. Grafik variabel Uz terhadap Tv dan z/Hdr. III-46

Gambar 3.33. Grafik hubungan penurunan Vs waktu (a) metode akar waktu (b). metode log waktu III-47

Gambar 3.34. Penentuan indeks pemampatan sekunder ($C\alpha$) III-49

Gambar 3.35. Hubungan antara lebar pondasi dengan penurunan pada beban per satuan luas yang sama (Kogler, 1933)..... III-51

Gambar 3.36. Penurunan pada pondasi rakit (Peck, et al, 1963)..... III-53

Gambar 3.37. Tipe penurunan : a. penurunan seragam, b. Penggulingan, c. penurunan tidak seragam III-54

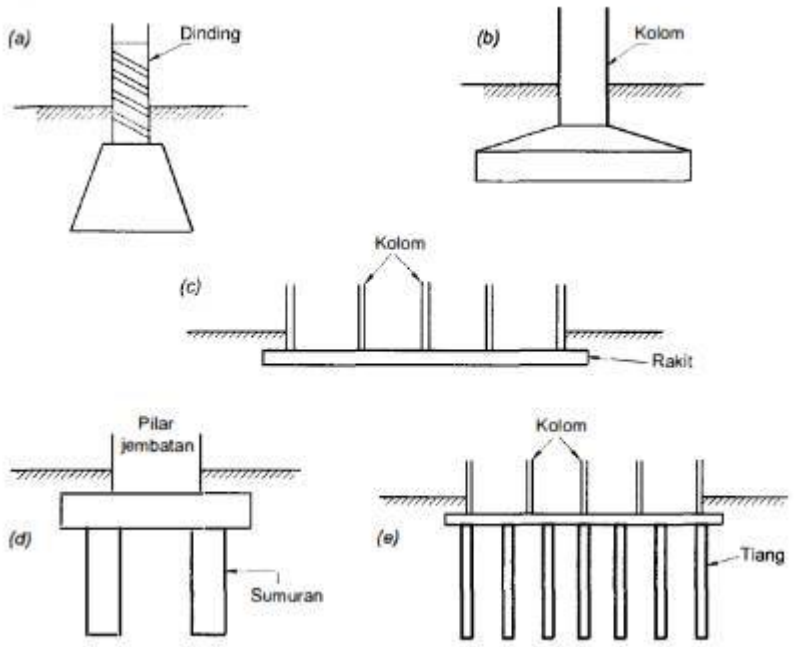
Gambar 3.38. Hubungan antara penurunan maksimum, penurunan tidak seragam maksimum, dan distorsi kaku maksimum untuk tanah lempung dan pasir (Bjerrum, 1963) III-58

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Definisi dan Macam-macam Tipe Pondasi

Pondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya. Terdapat dua klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung, seperti : pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Pondasi dalam didefinisikan sehagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang. pondasi tiang. Macam-macam contoh tipe pondasi ditunjukkan dalam Gambar 1.1.



Gambar 1.1. Macam-macam tipe pondasi : (a). Pondasi memanjang ; (b). Pondasi telapak ; (c). Pondasi rakit ; (d). Pondasi sumuran ; (e). Pondasi tiang (Hardiyatmo, 2011)

(a) **Pondasi memanjang** adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.

(b) **Pondasi telapak** adalah pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

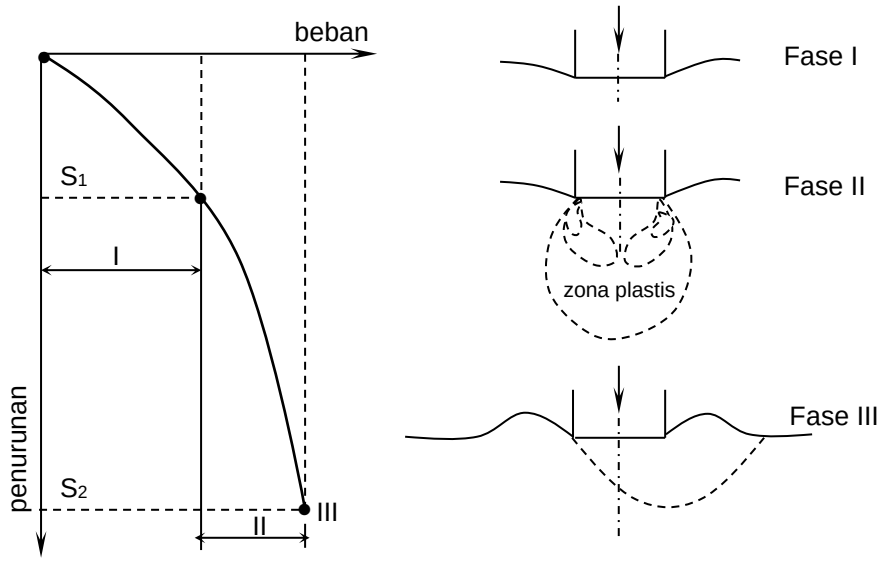
(c) **Pondasi rakit** (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak, sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.

(d) **Pondasi sumuran** (*pier foundation*) merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, yang digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam. Peck, dkk. (1953) membedakan pondasi sumuran dengan pondasi dangkal dari nilai kedalaman (Df) dibagi lebarnya (B). Untuk pondasi sumuran Df/B > 4, sedang untuk pondasi dangkal Df/B $\leq$ 4.

(e) **Pondasi tiang** (*pile foundation*) digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya, dan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Demikian pula bila pondasi bangunan terletak pada tanah timbunan yang cukup tinggi, sehingga bila bangunan diletakkan pada timbunan akan dipengaruhi oleh penurunan yang cukup besar. Bedanya dengan pondasi sumuran adalah pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang.

1.2. Tipe-tipe Keruntuhan Pondasi

Untuk mempelajari perilaku tanah pada saat permulaan pembebanan sampai mencapai keruntuhan, dilakukan tinjauan terhadap suatu pondasi kaku pada kedalaman dasar pondasi yang tidak lebih dari lebar pondasinya. Penambahan beban pondasi dilakukan secara berangsur-angsur, seperti terlihat pada Gambar 1.2.



Gambar 1.2. Fase-fase keruntuhan pondasi (Hardiyatmo, 2011)

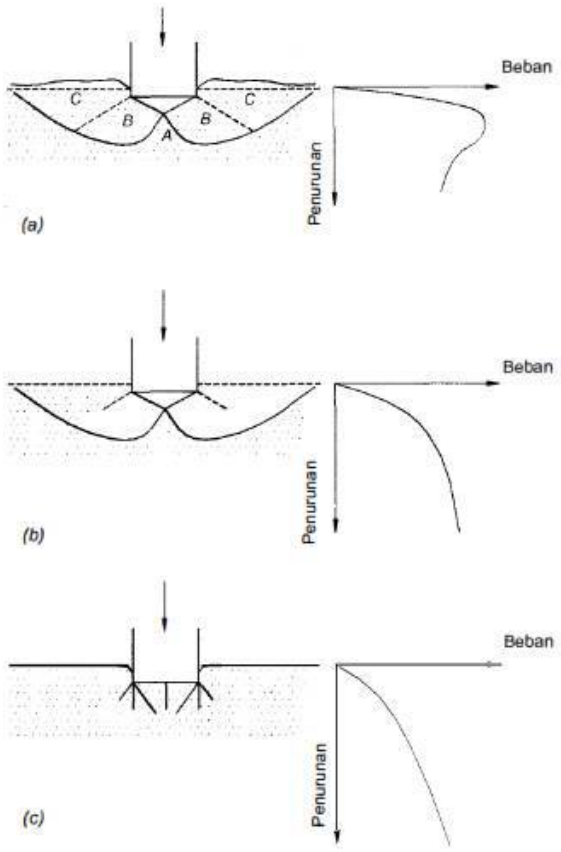
1. **Fase I**. Saat awal penerapan bebannya, tanah dibawah pondasi turun yang diikuti oleh deformasi tanah secara lateral dan vertikal ke bawah. Sejauh beban yang diterapkan relatif kecil, penurunan yang terjadi kira-kira sebanding dengan besarnya beban yang diterapkan. Dalam keadaan ini, tanah dalam kondisi keseimbangan elastis. Massa tanah yang terletak dibawah pondasi mengalami kompresi yang mengakibatkan kenaikankuat geser tanah, dengan demikian menambah daya dukungnya.
2. **Fase II**. Pada penambahan beban selanjutnya, baji tanah terbentuk tepat didasar pondasi dan deformasi plastis tanah menjadi semakin dominan. Gerakan tanah pada kedudukan plastis dimulai dari tepi pondasi, dan kemudian dengan bertambahnya beban, zona plastis berkembang. Gerakan tanah kearah lateral manjadi semakin nyata yang diikuti oleh retakan lokal dan geseran tanah di sekeliling tepi pondasinya. Dalam zona plastis, kuat geser tanah sepenuhnya berkembang untuk menahan bebannya.
3. **Fase III**. Fase ini dikarakteristikkan oleh kecepatan deformasi yang semakin bertambah seiring dengan penambahan bebannya. Deformasi tersebut diikuti oleh gerakan tanah ke arah luar yang diikuti oleh menggembungnya tanah permukaan, dan kemudian tanah pendukung pondasi mengalami keruntuhan dengan bidang runtuh yang berbentuk lengkungan dan garis yang disebut bidang geser radial dan bidang geser linier.

Berdasarkan pengujian model, Vesic (1963) membagi mekanisme keruntuhan pondasi menjadi 3 macam seperti pada Gambar 1.3, yaitu :

1. **Keruntuhan geser umum (*general shear failure*)**. Keruntuhan pondasi terjadi menurut bidang runtuh yang dapat diidentifikasi dengan jelas. Suatu baji tanah terbentuk tepat pada dasar pondasi (zona A) yang menekan tanah ke bawah hingga menyebabkan aliran tanah secara plastis pada zona B. Gerakan ke arah luar kedua zona tersebut ditahan oleh tahanan tanah pasif dibagian C. Saat tahanan tanah pasif bagian C terlampaui, terjadi gerakan tanah yang mengakibatkan penggembungan tanah disekitar pondasi. Bidang longsor yang terbentuk berupa lengkungan dan garis lurus yang menembus hingga mencapai permukaan tanah. Saat keruntuhannya terjadi gerakan massa tanah kearah luar dan keatas (Gambar 1.3.a). Keruntuhan Geser Umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak, yang diikuti oleh penggulingan pondasinya.
2. **Keruntuhan Geser Lokal (*local shear failure*).** Tipe Keruntuhannya hamper sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi bidang runtuh yang kontinu tidak berkembang. Pondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman

yang relative dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Tetapi mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga zona plastis tidak berkembang seperti pada keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser local, terdapat sedikit penggembungan tanah disekitar pondasi, namun tidak terjadi penggulingan pondasi. (Gambar 1.3.b)

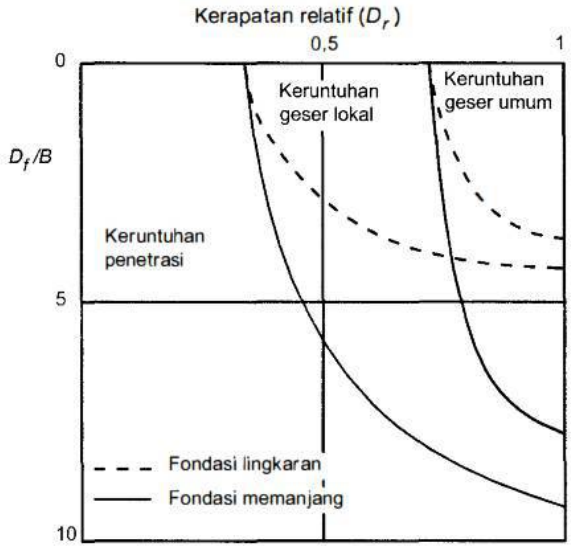
3. **Keruntuhan Penetrasi (*penetration failure* atau *punching shear failure*).** Pada tipe keruntuhan ini tidak terjadi keruntuhan geser tanah. Akibat bebannya, pondasi hanya menembus dan menekan tanah ke samping yang menyebabkan pemampatan tanah di dekat pondasi. Penurunan pondasi bertambah hampir secara linier dengan penambahan bebannya. Pemampatan tanah akibat penetrasi pondasi, berkembang hanya pada zona terbatas, tepat di dasar dan disekitar tepi pondasi. Penurunan yang terjadi tidak menimbulkan cukup gerakan arah lateral yang menuju kedudukan kritis keruntuhan tanahnya, sehingga kuat geser ultimit tanah tidak dapt berkembang. Pondasi menembus tanah ke bawah dan baji tanah yang terbentuk dibawah dasar pondasi hanya menyebabkan tanah menyisih. Saat keruntuhan, bidang runtuh tidak terlihat sama sekali. (Gambar 1,3.c)



Gambar 1.3. Tipe Keruntuhan Pondasi : (a). Keruntuhan Geser Umum; (b). Keruntuhan Geser Lokal; (c). Keruntuhan Penetrasi (Hardiyatmo, 2011)

Keruntuhan geser umum tejadi pada tanah yang tidak mudah mampat dengan kekuatan geser tinggi. Sedangkan tipe keruntuhan penetrasi terjadi pada tanah yang mudah mampat seperti pasir yang tidak padat dan lempung lunak, dan banyak terjadi pula jika kedalaman pondasi (Df) sangat besar dibandingkan dengan lebarnya (B).

Berdasarkan hasil penelitian yang dilakukan oleh Vesic (1963) diketahui bahwa tipe keruntuhan pondasi diatas pasir tergantung pada nilai kerapatan relatif (Dr) dan nilai Df/B, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.4. Tipe keruntuhan geser umum terjadi pada pondasi dangkal yang terletak pada pasir padat dengan sudut geser dalam $\phi' > 36^o$, sedangkan tipe keruntuhan geser lokal terjadi pada pondasi yang terletak pada pasir denan $\phi' < 29^o$



Gambar 1.4. Hubungan antara Df/B dan model keruntuhan tanah pasir (Vesic, 1973)

Menurut Coduto (1 994) :

(a) Pondasi pada pasir padat cenderung runtuh pada keruntuhan geser umum. Dalam hal ini, pasir padat adalah pasir yang mempunyai kerapatan relatif Dr > 67%.

(b) Pondasi pada pasir tidak padat sampai kepadatan sedang (30% < Dr < 67%), cenderung runtuh pada keruntuhan geser lokal.

(c) Pondasi pada pasir sangat longgar (Dr < 30%), cenderung runtuh menurut model keruntuhan penetrasi.

Cara yang biasa digunakan, kapasitas dukung dihitung lebih dulu pada kasus keruntuhan geser umum, dan kemudian dilakukan hitungan penurunan untuk mengecek apakah pondasi turun secara berlebihan. Analisis penurunan ini, secara langsung akan mengontrol hitungan yang didasarkan pada keruntuhan geser lokal maupun penetrasi.

BAB II
KAPASITAS DUKUNG

2.1. Analisis Kapasitas Dukung

Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. Perancangan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu, perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu: kriteria stabilitas dan kriteria penurunan.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah:

1) Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2) Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Untuk memenuhi stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah di sekitar pondasi lainnya.

Analisis-analisis kapasitas dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya, dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955) dan lain-lainnya. Persamaan-persamaan kapasitas dukung tanah yang diusulkan, umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \qquad (2.1)$$

dengan :

τ = tahanan geser tanah (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

σ = tegangan normal (kN/m^2)

ϕ = sudut geser dalam (^{o})

2.2. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Laboratorium

2.2.1. Analisis Terzaghi

Analisis kapasitas dukung Terzaghi (1943), didasarkan pada beberapa anggapan, sebagai berikut :

1. Pondasi memanjang tak terhingga
2. Tanah didasar pondasi homogen
3. Berat tanah diatas dasar pondasi dapat digantikan dengan beban terbagi merata sebesar po = df . γ, dengan df adalah kedalaman dasar pondasi dan γ adalah berat volume tanah diatas dasar pondasi.
4. Tahanan geser tanah diatas dasar pondasi diabaikan
5. Dasar pondasi kasar
6. Bidang keruntuhan terdiri dari lengkung spiral logaritmis dan linier
7. Baji tanah yang terbentuk didasar pondasi dalam kedudukan elastis dan bergerak bersama-sama dengan dasar pondasinya.
8. Pertemuan antara sisi baji dan dasar pondasi membentuk sudut sebesar sudut geser dalam tanah ϕ.
9. Berlaku prinsip superposisi

Kapasitas dukung ultimit (*ultimit bearing capacity*) (qu), didefinisikan sebagai beban maksimum persatuan luas dimana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan, dinyatakan dengan persamaan :

$$qu = \frac{Pu}{A} \qquad (2.2)$$

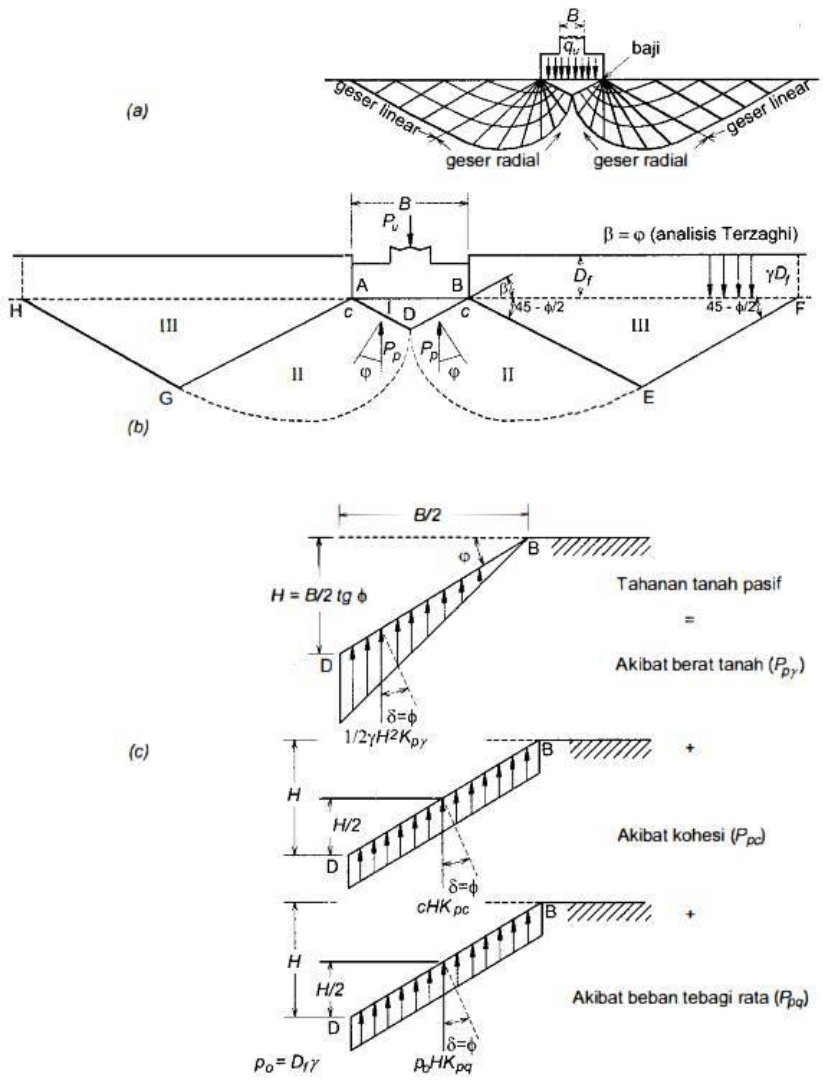
dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

Pu = beban ultimit (kN)

A = luas pondasi (m^2)

Untuk analisis kapasitas dukung tanah, ditinjau suatu pondasi berbentuk memanjang tak terhingga dengan lebar B, yang terletak diatas tanah homogen dan dibebani dengan beban merata qu (Gambar 2.1.a). Beban total pondasi per satuan panjang adalah Pu = qu . B. Karena pengaruh beban Pu tersebut, tanah yang berada tepat dibawah pondasi akan membentuk sebuah baji, memaksa tanah disekitarnya bergerak, menghasilkan zona geser dikanan dan kirinya dengan tiap-tiap zona terdiri dari 2 bagian, bagian geser radial yang berdekatan dengan baji, dan bagian geser linier yang merupakan kelanjutan dari bagian geser radialnya.



Gambar 2.1. (a). Pembebanan pondasi dan bentuk bidang geser
(b). Bentuk keruntuhan dalam analisis kapasitas dukung
(c). Distribusi tekanan tanah pasif pada permukaan BD

Dalam mengevaluasi kapasitas dukung, Terzaghi (1943) mengembangkan teori keruntuhan plastis Prandtl (1924). Mekanisme keruntuhan pondasi memanjang yang terletak pada kedalaman Df dan mempunyai dasar yang kasar, dianalisis dengan anggapan bahwa keruntuhan terjadi pada kondisi keruntuhan geser umum (Gambar 2.1.b). Baji tanah ABD pada zona I adalah didalam zona elastis. Bidang-bidang AD dan BD membuat sudut β, terhadap horisontal. Area pada zona II merupakan zona radial, sedang area zona III merupakan area zona pasif Rankine. Lengkung DE dan DG dianggap sebagai lengkung spiral logaritmis. Selanjutnya EF dan GH merupakan garis lurus. Garis-garis BE, FE, AG dan HG membentuk sudut (45-ϕ/2) terhadap horisontal.

Pada keruntuhan geser umum, jika beban per satuan luas (qu) diterapkan maka gaya tekanan pasif (Pp) akan bekerja pada bidang-bidang permukaan baji zona I, yaitu

permukaan-permukaan AD dan BD. PErmukaan AD dan BD ini dapat dibayangkan sebagai dinding penahan tanah yang mendorong tanah dibelakangnya (dalam hal ini mendorong tanah bagian BDEF dan ADGH) sampai tanahnya mengalami kelongsoran. Tekanan kebawah akibat beban pondasi Pu ditambah berat baji tanah pada zona I, ditahan oleh tekanan tanah pasif (Pp) yang berkembang pada bagian AD dan BD. Tekanan tanah pasif (Pp) ini membentuk sudut δ dengan garis normal yang ditarik pada bagian AD dan BD, dengan δ adalah sudut gesek dinding (*wall friction*). Karena gesekan pada bagian AD dan BD yang terjadi adalah antara tanah dengan tanah, maka $\delta = \phi$, dengan ϕ adalah sudut geser dalam tanah. Untuk per meter panjang pondasi, pada saat tercapainya keseimbangan batas, maka :

$$\mathbf{Pu = 2\ Pp \cos(\beta - \delta) + 2\ \overline{BD}\ c \sin\beta - W} \qquad (2.3)$$

$$\overline{BD} = \frac{B}{2\cos\beta}$$

dengan :

Pu = tekanan tanah pasif total yang bekerja pada bagian AD dan BD

W = berat tanah ABD per satuan panjang = $\frac{1}{4} B^2 \gamma \operatorname{tg} \beta$

c = kohesi tanah

β = sudut antara bidang BD dan BA

Terzaghi menganggap $\beta = \phi$, maka cos (β-ϕ) = 1, karena bidang-bidang AD dan BD membentuk sudut ϕ dengan horisontal, arah Pp vertikal, sehingga persamaan (3) menjadi :

$$Pu = B\ qu = 2\ Pp + B\ c\ \operatorname{tg}\phi - \tfrac{1}{4} B^2 \gamma \operatorname{tg}\phi \qquad (2.4)$$

Gaya tekanan tanah pasif Pp adalah jumlah tekanan tanah pasif akibat berat tanah, kohesi tanah dan beban terbagi merata, yaitu :

$$P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{p\gamma} \qquad (2.5)$$

dengan :

$P_{p\gamma}$ = tekanan tanah pasif akibat berat tanah

P_{pc} = tekanan tanah pasif dari komponen kohesi (c)

P_{pq} = tekanan tanah pasif akibat beban terbagi merata diatas dasar pondasi

Distribusi tekanan tanah pasif pada bagian AD dan BD, seperti terlihat pada Gambar 2.1, tekanan tanah pasif yang bekerja tegak lurus atau arah normal (Ppn) terhadap bidang BD adalah :

$$P_{pn} = \frac{H}{\sin\alpha}\left(c\,K_{pc} + P_p\,K_{pq}\right) + \tfrac{1}{2}\gamma H^2\left(\frac{K_{p\gamma}}{\sin\alpha}\right) \qquad (2.6)$$

Dengan :

H = $\frac{1}{2}$ B tg ϕ

α = 180 – ϕ = sudut antar bidang DB dan BF

K_{pc}, K_{pq}, $K_{p\gamma}$ = koefisien tekanan tanah pasif akibat kohesi, beban terbagi merata dan berat tanah.

Gesekan yang terjadi antara tanah dengan tanah pada bidang BD mengakibatkan arah tekanan tanah pasif P_p miring sebesar δ, karena $\delta = \phi$, maka :

$$P_p = \frac{P_{pn}}{\cos \delta} = \frac{P_{pn}}{\cos \phi} \qquad (2.7)$$

Kombinasi dari persamaan (2.5) sampai ke persamaan (2.7) menjadi :

$$P_p = \frac{B}{2\cos^2 \phi}(c\, K_{pc} + Po\, K_{pq}) + {}^1\!/_8\, \gamma\, B^2\, \frac{tg\phi}{\cos^2 \phi} K_{p\gamma} \qquad (2.8)$$

Substitusi persamaan (2.8) kedalam persamaan (2,4), dapat ditentukan besarnya beban ultimit :

$$P_u = B\, c \left(\frac{Kpc}{\cos^2 \phi} + tg\phi\right) + B\, Po\left(\frac{Kpq}{\cos^2 \phi}\right) + {}^1\!/_4\, \gamma B^2 tg\phi\left(\frac{Kp\gamma}{\cos^2 \phi} - 1\right) \qquad (2.9)$$

Tekanan-tekanan tanah pasif akibat kohesi (P_{pc}) dan beban terbagi merata (P_{pq}) diperoleh dengan menganggap tanah tidak mempunyai berat atau $\gamma = 0$. Dari persamaan (2.5), jika berat volume tanah $\gamma = 0$, maka $P_u = P_{pc} + P_{pq}$, selanjutnya dari persamaan (2.9), untuk $\gamma = 0$, diperoleh :

$$P_{pc} + P_{pq} = B\, c \left(\frac{Kpc}{\cos^2 \phi} + tg\phi\right) + B\, Po\left(\frac{Kpq}{\cos^2 \phi}\right) = B\, c\, Nc + B\, Po\, Nq \qquad (2.10)$$

atau

$$q_c + q_q = 1/B\,(P_{pc} + P_{pq}) = c\, Nc + Po\, Nq \qquad (2.11)$$

dengan q_c dan q_q adalah tekanan tanah pasif per satuan luas dari komponen kohesi dan beban terbagi merata Po. Nilai-nilai Nc dan Nq diperoleh Terzaghi dari analisis Prandtl (1920) dan Reissner (1924) yang besarnya adalah :

$$Nc = ctg\, \phi \left(\frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)} - 1\right) \qquad (2.12)$$

$$Nq = \left(\frac{a^2}{2\cos^2(45 + \phi/2)}\right) Nc\, tg\, \phi + 1 \qquad (2.13)$$

dengan :

$a = e^{(1/4\, \pi - \phi/2)\, tg\, \phi}$

Sebaliknya jika c = 0 dan q = 0, dari penyelesaian persamaan (2.5) dan persamaan (2.9), dapat diperoleh :

$$P_{p\gamma} = {}^1\!/_4\, \gamma\, B^2\, tg\, \phi \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1\right) = B \times {}^1\!/_2\, \gamma\, B\, N\gamma \qquad (2.14)$$

Bila $P_{p\gamma}$ dinyatakan dalam tekanan tanah pasif per satuan luas dari tekanan tanah pasif akibat berat tanah (q_γ), maka :

$$q_\gamma = \left(\frac{P_{p\gamma}}{B}\right) = ½\ \gamma\ B\ N\gamma \qquad (2.15)$$

dengan :

$$N\gamma = \left(\frac{tg\,\phi}{2}\right) \quad \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right) \qquad (2.16)$$

Superposisi dari persamaan (2.11) dan persamaan (2,15), jika pengaruh berat volume tanah, kohesi, dan beban terbadi merata semua diperhitungkan, maka akan diperoleh kapasitas dukung ultimit sebagai berikut :

$$qu = q_c + q_q + q_\gamma \qquad (2.17)$$

Sehingga diperoleh persamaan umum kapasitas dukung Terzaghi untuk pondasi memanjang :

$$qu = c\ Nc + q\ Nq + ½\ \gamma\ B\ N\gamma \qquad (2.18)$$

Karena Po = Df γ, maka persamaan (2.18) menjadi :

$$qu = c\ Nc + Df\ \gamma\ Nq + ½\ \gamma\ B\ N\gamma \qquad (2.19)$$

dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit untuk pondasi memanjang (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

Df = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

Po = Df γ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

Nc, Nq,Nγ = faktor kapasitas dukung Terzaghi yang tergantung dari nilai ϕ

Dalam persamaan kapasitas dukung ultimit diatas, qu adalah beban total maksimum per satuan luas, ketika pondasi mengalami keruntuhan geser, beban total adalah termasuk beban-beban struktur, pelat pondasi, dan tanah urug diatasnya. Analisis kapasitas dukung tersebut didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum dari suatu bahan yangbersifat plastis, dimana volume dan kuat gesernya tidak berubah oleh adanya keruntuhan. Tetapi pada material yang volumenya berubah dibawah bebannya atau mengalami regangan yang besar sebelum tercapai keruntuhan geser, gerakan ke bawah dari baji tanah mungkin hanya memampatkan tanah, tanpa adanya regangan yang cukup untuk menghasilkan keruntuhan geser umum, maka kondisi ini menimbulkan keruntuhan geser lokal. Karena tidak ada analisis rasional untuk pemecahannya, maka Terzaghi memberikan koreksi empiris pada faktor-faktor kapasitas dukung kondisi keruntuhan geser umum, untuk dipergunakan pada

perhitungan kapasitas dukung kondisi keruntuhan geser lokal dengan menghitung kembali faktor kapasitas dukung dengan menggunakan ϕ' dan c', sebagai berikut :

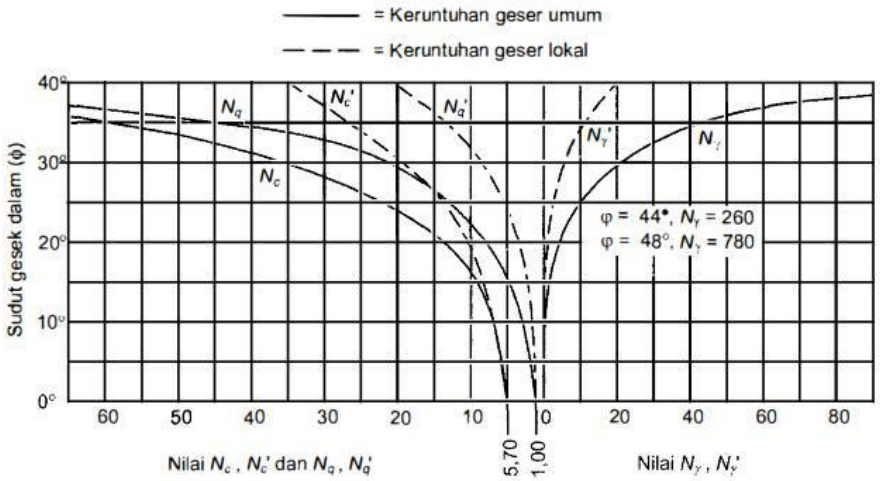
$$\text{tg } \phi' = {}^{2}/_{3} \text{ tg } \phi \quad (2.20)$$

$$c' = {}^{2}/_{3} c \quad (2.21)$$

Sehingga persamaan umum kapasitas dukung ultimit pada pondasi memanjang kondisi keruntuhan geser lokal dinyatakan dalam :

$$qu = {}^{2}/_{3} c Nc' + Df \gamma Nq' + \tfrac{1}{2} \gamma B N\gamma' \quad (2.22)$$

Nilai-nilai Nc, Nq,Nγ maupun Nc', Nq',Nγ' dapat dilihat pada Gambar 2.2 maupun Tabel 2.1.



Gambar 2.2. Hubungan antara ϕ dengan nilai-nilai Nc, Nq,Nγ (Terzaghi, 1943)

Tabel 2.1. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Terzaghi

ϕ (°)	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	Nc	Nq	Nγ	Nc'	Nq'	Nγ'
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.6	415.1	1153.2	81.3	65.6	87.1

Dalam persamaan-persamaan kapasitas dukung ultimit diatas terdapat 3 suku persamaan dengan cara penerapan dalam perhitungan sebagai berikut :

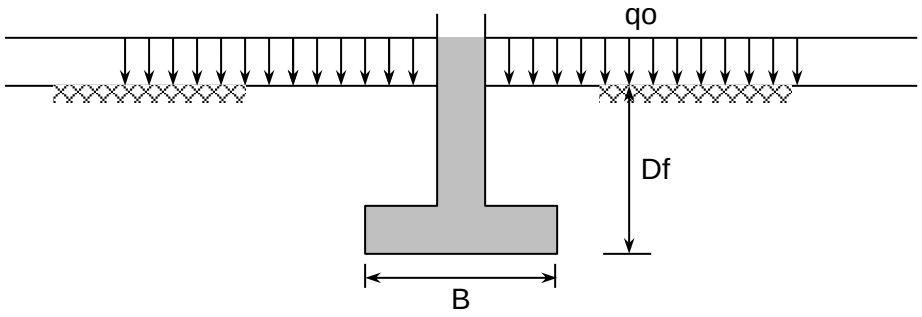
1. Suku persamaan c Nc, nilai kohesi yang digunakan adalah kohesi rata-rata tanah dibawah dasar pondasi
2. Suku persamaan Df γ Nq, nilai Df γ = Po merupakan tekanan overburden atau tekanan vertikal tanah pada dasar pondasi yaitu tekanan akibat berat tanah disekitar pondasi. Oleh karena itu berat volume tanah yang digunakan dalam perhitungan Df γ adalah berat volume tanah diatas dasar pondasi. Jika diatas permukaan tanah terdapat beban terbagi merata qo (Gambar 2.3), maka persamaan kapasitas dukung ultimit menjadi :

   $$qu = c\,Nc + (Df\,\gamma + qo)\,Nq + \tfrac{1}{2}\,\gamma\,B\,N\gamma \qquad (2.23)$$

   atau

   $$qu = c\,Nc + (Po + qo)\,Nq + \tfrac{1}{2}\,\gamma\,B\,N\gamma \qquad (2.24)$$

3. Suku persamaan $\frac{1}{2}\,\gamma\,B\,N\gamma$, pada suku persamaan ini diperlukan nilai berat volume tanah rata-rata (γ) yang terletak dibawah dasar pondasi.



Gambar 2.3. Pengaruh beban terbagi merata di permukaan

A. Pengaruh Bentuk Pondasi

Persamaan-persamaan kapasitas dukung ultimit diatas hanya berlaku untuk pondasi memanjang, untuk bentuk pondasi lain, Terzaghi memberikan pengaruh faktor bentuk pondasi terhadap kapasitas dukung ultimit yang didasarkan pada analisis pondasi memanjang, sebagai berikut :

(a). Pondasi bujur sangkar :

$$qu = 1.3\,c\,Nc + Po\,Nq + 0.4\,\gamma\,B\,N\gamma \qquad (2.25)$$

(b). Pondasi lingkaran :

$$qu = 1.3\,c\,Nc + Po\,Nq + 0.3\,\gamma\,B\,N\gamma \qquad (2.26)$$

(c). Pondasi empat persegi panjang :

$$qu = c\,Nc\,(1 + 0.3\,B/L) + Po\,Nq + \tfrac{1}{2}\,\gamma\,B\,N\gamma\,(1 - 0.2\,B/L) \qquad (2.27)$$

dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

Df = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

Po = Df γ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

B = lebar atau diameter pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

Nc, Nq,Nγ = faktor kapasitas dukung Terzaghi yang tergantung dari nilai ϕ

Persamaan kapasitas dukung Terzaghi tersebut hanya sesuai untuk pondasi dangkal dengan Df ≤ B. Karena pada analisis kapasitas dukung Terzaghi, kuat geser tanah diatas dasar pondasi diabaikan, sehingga penerapannya untuk pondasi dalam dapat mengakibatkan kesalahan perhitungan yang sangat besar.

Kapasitas dukung berdasarkan teori Terzaghi telah banyak digunakan dalam analisis kapasitas dukung pada tanah granuler dan tanah-tanah yang mempunyai kohesi dan sudut geser dalam (tanah c – ϕ), karena persamaan kapasitas dukungnya memberikan hasil yang teliti. Hal ini sangat berguna untuk menanggulangi resiko yang timbul akibat kesulitan dalam memperoleh contoh tanah tidak terganggu (*undisturb soil*) pada jenis tanah granuler dan tanah c – ϕ.

Untuk pondasi dalam dengan Df > 5 B (Gambar 2.4), Terzaghi menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan nilai faktor-faktor kapasitas dukung yang sama, hanya faktor gesekan dinding pondasi diperhitungkan, sehingga persamaan kapasitas dukungnya menjadi :

$$Pu' = Pu + Ps = qu\ Ap + \pi\ D\ f_s\ Df \qquad (2.28)$$

Dengan :

Pu’ = beban ultimit total untuk pondasi dalam (kN)

Pu = beban ultimit total untuk pondasi dangkal (kN)

Ps = perlawanan gesekan pada dinding pondasi (kN)

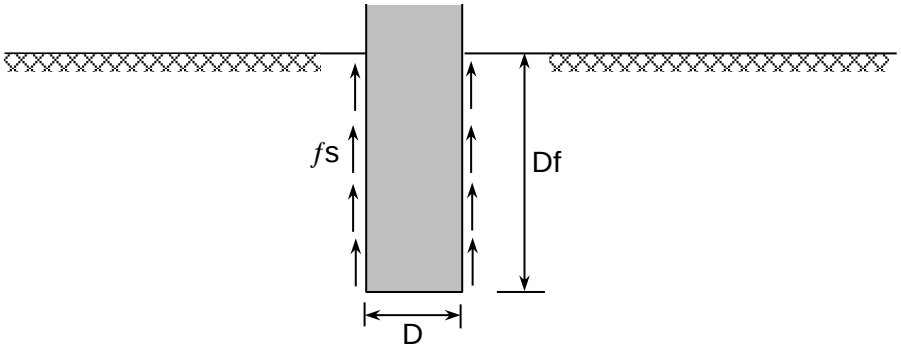
qu = 1.3 c Nc +Po Nq + 0.3 γ B Nγ (jika berbentuk lingkaran)

Ap = luas dasar pondasi (m^2)

D = B = diameter atau lebar pondasi (m)

f_s = faktor gesekan (seperti pada Tabel 2.2)

Df = kedalaman pondasi (m)



Gambar 2.4. Pondasi dalam dengan Df > 5 B

Tabel 2.2. Faktor gesekan dinding f_s (Terzaghi, 1943)

Jenis Tanah	f_s	
	(kg/cm^2)	(kN/m^2)
Lanau dan lempung lunak	0.07 – 0.30	7 – 29
Lempung sangat kaku	0.49 – 1.95	48 – 191
Pasir tidak padat	0.12 – 0.37	12 – 36
Pasir padat	0.34 – 0.68	33 – 67
Kerikil padat	0.49 – 0.96	48 - 94

B. Pengaruh Air Tanah

Berat volume tanah sangat dipengaruhi oleh kadar air dan kedudukan air tanah. Hal ini berpengaruh juga terhadap nilai kapasitas dukungnya.

(a). Jika muka air tanah sangat dalam jika dibandingkan dengan lebar pondasinya atau z > B, denan z adalah jarak muka air tanah dari dasar pondasi (Gambar 2.5.a), maka nilai g dalam suku ke-2 persamaan kapasitas dukung dipakai γb atau γd, demikian pula dalam suku ke-3 dipakai nilai berat volume basah (γb) atau berat volume tanah kering (γd). Untuk kondisi ini nilai parameter kuat geser yang digunakan dalam perhitungan adalah nilai parameter kuat geser dalam tinjauan tegangan efektif (c' dan ϕ')

(b). Jika muka air tanah terletak diatas atau sama dengan dasar pondasi (Gambar 2.5.b), maka nilai berat volume tanah yang dipakai dalam suku persamaan ke-3 adalah berat volume efektif (γ'), karena zona geser yang terletak dibawah pondasi sepenuhnya terendamair. Pada kondisi ini nilai Po pada suku ke-2 menjadi :

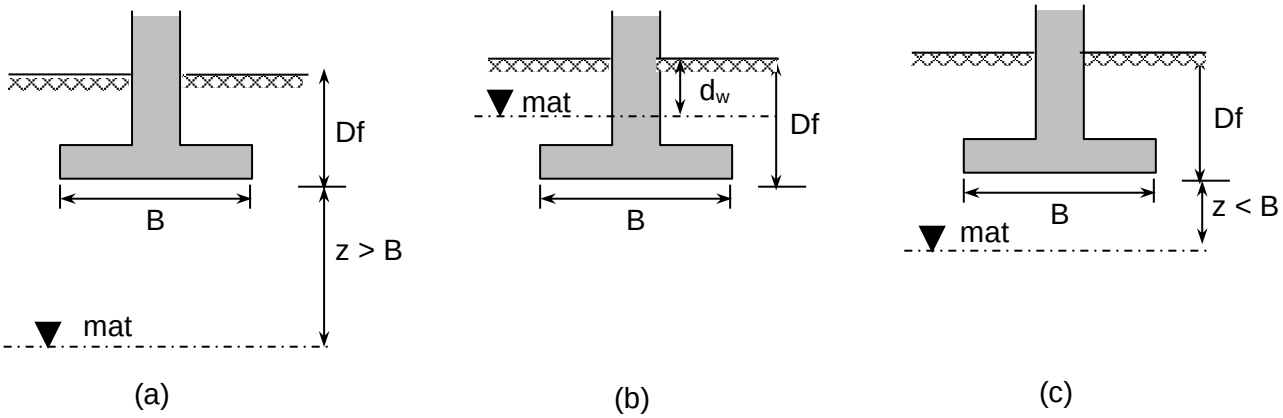
$$Po = \gamma' (Df - d_w) + \gamma b \, d_w$$

Dengan $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ dan d_w = kedalaman muka air tanah dari permukaan.

(c). Jika muka air tanah dipermukaan atau $d_w = 0$, maka γ pada suku persamaan ke-2 digantikan dengan γ', sedangkan γ pada suku persamaan ke-3 juga dipakai berat volume tanah efektif (γ').

(d). Jika muka air tanah terletak pada kedalaman z dibawah dasar pondasi (z < B) (Gambar 2.5.c), nilai γ pada suku persamaan ke-2 digantikan dengan γb jika tanahnya basah, dan diganti dengan γd jika tanahnya kering. Karena masa tanah dalam zona geser sebagian terendam air, berat volume tanah yang diterapkan dalam suku persamaan ke-3 dari persamaan kapasitas dukung dapat didekati dengan :

$$\gamma_{rata\text{-}rata} = \gamma' + (z/B)\,(\gamma b - \gamma')$$



Gambar 2.5. Pengaruh muka air tanah terhadap kapasitas dukung

Hitungan kapasitas dukung harus selalu mempertimbangkan sifat-sifat permeabilitas tanah. Untuk tanah yang berpermeabilitas rendah (tanah berbutir halus : lempung), analisis kapasitas dukung dalam keadaan kritis terjadi pada kondisi jangka pendek atau segera sesudah selesai pelaksanaan. Untuk ini, analisis harus didasarkan pada kondisi tak terdrainase (*undrained*) dengan menggunakan parameter-parameter tegangan total (c_u dan ϕ_u). Untuk tanah-tanah yang berpermeabilitas tinggi atau sangat lolos air (tanah berbutir kasar: pasir), karena air dapat terdrainase segera sesudah penerapan bebannya, maka analisis stabilitas pondasi pada kedudukan kritis hams didasarkan pada kondisi terdrainase (*drained*), yaitu dipakai parameter-parameter tegangan efektif (c' dan ϕ').

C. Definisi-definisi dalam perancangan pondasi

Beberapa definisi yang perlu diketahui dalam perancangan pondasi adalah sebagai berikut :

(a). **Tekanan overburden total (P)** adalah intensitas tekanan total yang terdiri dari berat material diatas dasar pondasi total, yaitu berat tanah dan air sebelum pondasi dibangun.

(b). **Kapasitas dukung ultimit netto (q_{un})** adalah nilai intensitas beban pondasi saat tanah akan mengalami keruntuhan geser, yang secara umum dinyatakan dalam persamaan :

$$q_{un} = qu - Df\ \gamma$$

Persamaan kapasitas dukung netto menjadi :

$$qu = c\ Nc + Df\ \gamma\ (Nq - 1) + \tfrac{1}{2}\ \gamma\ B\ N\gamma \qquad (2.29)$$

atau

$$qu = c\ Nc + Po\ (Nq - 1) + \tfrac{1}{2}\ \gamma\ B\ N\gamma$$

(c). **Tekanan pondasi total atau intensitas pembebanan kotor (q)** adalah intensitas tekanan total pada tanah didasar pondasi sesudah struktur selesai dibangun dengan pembebanan penuh. Beban-beban termasuk berat pondasi, berat struktur diatasnya, dan berat tanah urugan termasuk air diatas dasar pondasinya.

(d). **Tekanan pondasi netto (qn)** untuk suatu pondasi tertentu adalah tambahan tekanan pada dasar pondasi akibat beban mati dan beban hidup dari strukturnya, secara umum qn dinyatakan dengan persamaan :

$$qn = q - Df\ \gamma$$

(e). **Kapasitas dukung diijinkan (qa)** adalah tekanan pondasi maksimum yang dapat dibebankan pada tanah, sedemikian hingga kedua persyaratan keamanan terhadap kapasitas dukung dan penurunannya dapat terpenuhi. Jika perhitungan kapasitas dukung tanah berdasarkan keamanan terhadap kapasitas dukung telah terpenuhi tetapi penurunan yang terjadi melampaui batas yang diijinkan, maka tekanan bebannya harus dikurangi sampai penurunan yang terjadi masih dalam batas-batas yang memenuhi syarat.

(f). **Faktor Keamanan (F)** dalam tinjauan kapasitas dukung ultimit netto, didefinisikan sebagai :

$$F = \frac{q_{un}}{qn} = \frac{qu - Df\ \gamma}{q - Df\ \gamma} \qquad (2.30)$$

(g). Dari persamaan (2.30), untuk faktor keamanan (F) tertentu yang sesuai, **kapasitas dukung aman (*safe bearing capacity*) (qs)** didefinisikan sebagai tekanan pondasi

total ke tanah maksimum yang tidak mengakibatkan resiko keruntuhan kapasitas dukung dengan :

$$qs = \frac{q_{un}}{F} + Df \cdot \gamma \qquad (2.31)$$

Sehingga persamaan **kapasitas dukung aman** pondasi memanjang dalam persamaan (19) dapat dinyatakan dengan persamaan :

$$qs = \frac{1}{F} [\, c\, Nc + Df\, \gamma\, (Nq-1) + ½\, \gamma\, B\, N\gamma\,] + Df\, \gamma \qquad (2.32)$$

D. Pondasi Pada Tanah Pasir

Tanah granuler seperti pasir dan kerikil tidak berkohesi (c = 0) atau mempunyai kohesi namun sangat kecil sehingga dalam perhitungan kapasitas dukung sering diabaikan. Kapasitas dukung pondasi pada tanah granuler lebih dipengaruhi oleh kerapatan relatif (DR), letak muka air tanah, tekanan keliling (*confining pressure*) dan ukuran pondasinya. Sehingga persamaan umum kapasitas dukung ultimit Terzaghi menjadi :

(1). Pondasi berbentuk memanjang

$$qu = Po\, Nq + 0.5\, \gamma\, B\, N\gamma \qquad (2.33)$$

(2). Pondasi berbentuk bujursangkar

$$qu = Po\, Nq + 0.4\, \gamma\, B\, N\gamma \qquad (2.34)$$

(3). Pondasi berbentuk lingkaran

$$qu = Po\, Nq + 0.3\, \gamma\, B\, N\gamma \qquad (2.35)$$

(4). Pondasi berbentuk empat persegi panjang

$$qu = Po\, Nq + 0.5\, \gamma\, B\, N\gamma\, (1 - 0.2\, B/L) \qquad (2.36)$$

dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

Df = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

Po = $Df\, \gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

B = lebar atau diameter pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

Nc, Nq,Nγ = faktor kapasitas dukung Terzaghi yang tergantung dari nilai ϕ

Tanah granuler mempunyai permeabilitas yang besar, karena itu pada tiap-tiap tahap pembebanannva, air selalu terdrainase dari rongga porinya. Maka, perhitungan

kapasitas dukung pasir selalu didasarkan pada kondisi terdrainase (drained) dengan penggunaan parameter tegangan efektif (ϕ' dan c'= 0).

Sudut geser dalam (ϕ') pasir sangat dipengaruhi oleh :

- **Kerapatan relatif.**

  Tanah granuler yang padat pada umumnya mempunyai kerapatan relatif (DR), γd, ϕ yang besar, sehingga kapasitas dukungnya besar dan penurunannya kecil. Sebaliknya, jika pasir tak padat, nilai γd, ϕ relatif kecil, sehingga kapasitas dukungnya rendah dan penurunannya besar, bahkan, pada beban yang sedang, pasir tak padat akan menderita penurunan yang besar, khususnya bila terdapat getaran yang kuat. Nilai sudut geser dalam tanah berdasarkan nilai kerapatan relatifnya berkisar antara 28^o – 45^o (pada umumnya sekitar 30^o – 40^o). US Engineer Corp (1946) menyarankan nilai $\phi = 30^o$ untuk pasir tidak padat dan $\phi = 35^o$ untuk pasir padat, sebagai nilai sudut geser dalam yang aman.

- **Bentuk dan gradasi butiran**

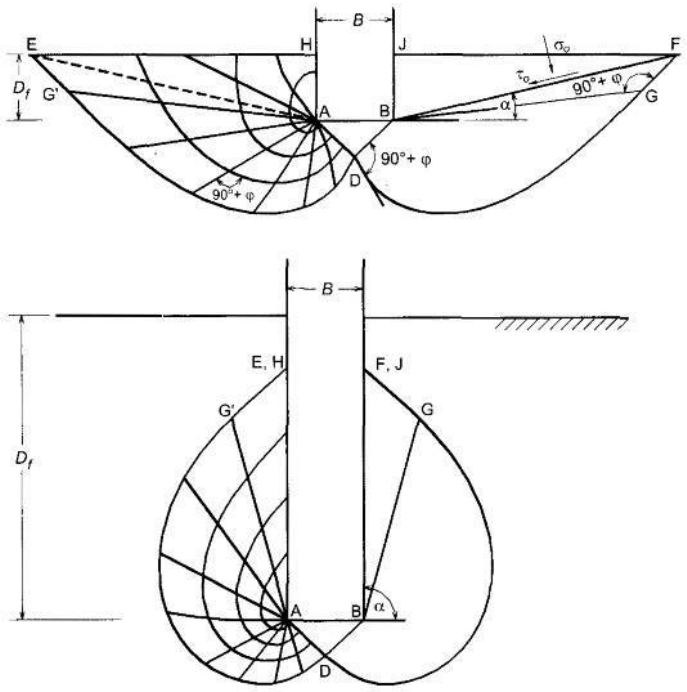
  Jika butiran pasir bergerigi, bergradasi baik, dan dalam kondisi padat, ϕ pasir diperkirakan akan besar.

Kedudukan muka air tanah mempengaruhi kapasitas dukung tanah granuler. Berat volume pasir pada kondisi kering, lembab, atau jenuh, nilainya tidak banyak berbeda. Oleh karena itu, bila tanahnya tidak terendam air, berat volume pasir sendiri bukan variabel yang penting dalam perhitungan kapasitas dukung. Akan tetapi jika pasir terletak di bawah permukaan air tanah, berat volume pasir efektif menjadi berkurang kira-kira setengah dari berat volume pasir kering atau lembab. Sedangkan ϕ pasir tidak banyak terpengaruh oleh rendaman air. Oleh karena itu, secara pendekatan, kenaikan muka air tanah sejauh B di bawah dasar pondasi sampai ke permukaan tanah secara kasar akan mengakibatkan pengurangan kapasitas dukung kira-kira setengah dari kapasitas dukung tanah pasir kering atau lembab.

Karena material granuler mempunyai permeabilitas besar, bila material pondasi kedap air dan muka air tanah terletak di atas dasar pondasi, pondasi akan mengalami gaya ke atas akibat tekanan air pada bagian yang terendam tersebut. Bila pasir terendam air, maka dalam penggunaan persamaan kapasitas dukung Persamaan-persamaan (2.33) sampai (2.36), selalu digunakan $\gamma = \gamma'$.

2.2.2. Analisis Meyerhof

Analisis kapasitas dukung Meyerhof (1955) menganggap sudut baji β (sudut antara bidang AD atau BD terhadap arah horizontal) tidak sama dengan ϕ, dan nilai $\beta > \phi$. Akibatnya, bentuk baji lebih memanjang ke bawah bila dibandingkan dengan analisis Terzaghi. Zona keruntuhan berkembang dari dasar pondasi, ke atas sampai mencapai permukaan tanah (Gambar 2.6). Jadi, tahanan geser tanah di atas dasar pondasi diperhitungkan. Karena $\beta > \phi$, nilai faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof lebih rendah daripada yang diberikan oleh Terzaghi. Namun, karena Meyerhof mempertimbangkan faktor pengaruh kedalaman pondasi, kapasitas dukungnya menjadi lebih besar. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Meyerhof untuk dasar pondasi yang kasar disajikan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.6. Keruntuhan kapasitas dukung analisis Meyerhof

Meyerhof (1963) dan Brinch Hansen (1970) memberikan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan faktor bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas dasar pondasinya, sebagai berikut :

$$qu = s_c\, d_c\, i_c\, c\, Nc + s_q\, d_q\, i_q\, Po\, Nq + s_\gamma\, d_\gamma\, i_\gamma\, 0{,}5\, B'\, \gamma\, N\gamma \qquad (2.37)$$

dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

Nc, Nq, Nγ = faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang (Gambar 2.7 dan Tabel 2.3.)

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi (Tabel 2.4)

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman pondasi (Tabel 2.5)

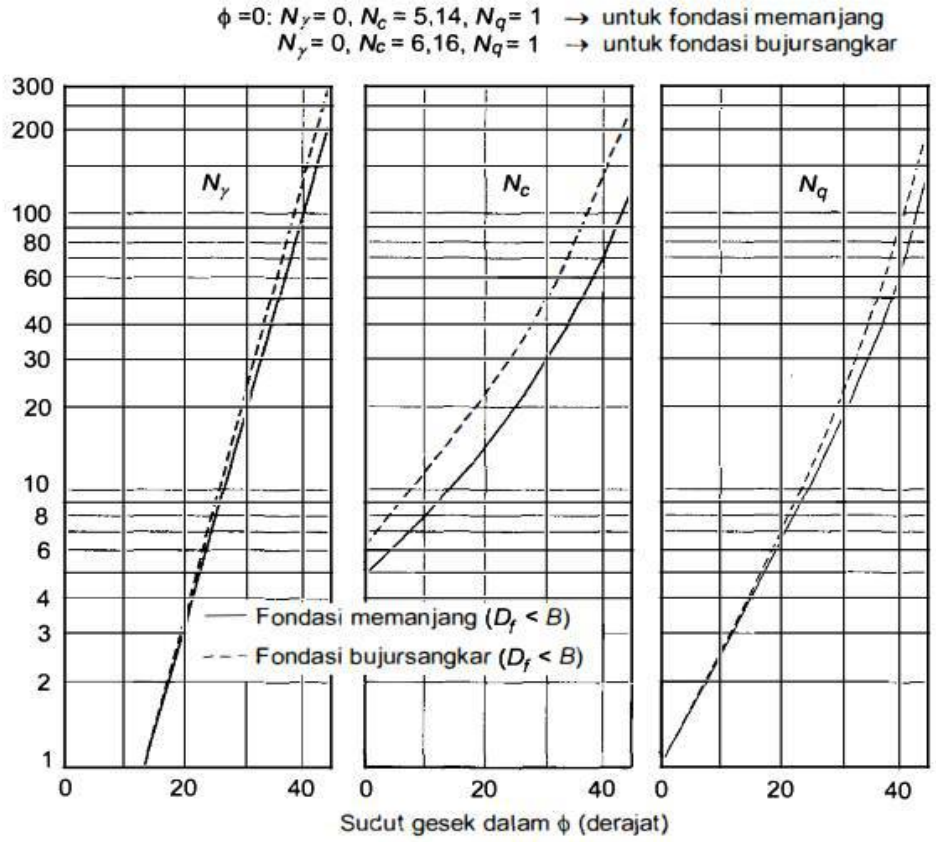
i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban (Tabel 2,6)

B' = lebar pondasi efektif (m)

Po = Df . γ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)

Df = kedalaman pondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)



Gambar 2.7. Faktor-faktor kapasitas dukung Meyerhof

Faktor-faktor kapasitas dukung yang diberikan oleh Meyerhof (1963) dan Hansen (1970) hampir sama, yaitu :

$$Nc = (Nq - 1)\ ctg\ \phi \qquad (2.38)$$

$$Nq = e^{(\pi\ tg\ \phi)}\ tg^2\ (45 + \phi/2) \qquad (2.39)$$

Namun ada perbedaan dalam meperkirakan nilai Nγ, yaitu :

$$N\gamma = (Nq - 1)\ tg\ (1{,}4\ \phi) \quad \text{(Meyerhof, 1963)} \qquad (2.40)$$

$$N\gamma = 1{,}5\ (Nq - 1)\ tg\ \phi \quad \text{(Hansen, 1970)} \qquad (2.41)$$

Nilai faktor kapasitas dukung tanah untuk pondasi memanjang, bujur sangkar dan lingkaran menurut Meyerhof dapat dilihat pada Gambar 2.7. Bila beban eksentris, maka Meyerhof menyarankan menggunakan dimensi pondasi efektif, sebagai berikut :

$$B' = B - 2\,e_x \quad \text{dan} \quad L' = L - 2\,e_y \qquad (2.42)$$

Untuk pembebanan eksentris dua arah, digunakan B'/L' sebagai ganti B/L untuk persamaan-persamaan pada Tabel 2.4 dan Tabel 2.5. Bila beban eksentris satu arah, maka digunakan B'/L atau B/L', tergantung dari letak relatif eksentrisitasnya. Meyerhof menyarankan faktor koreksi sudut geser dalam untuk pondasi empat persegi panjang yang terletak pada tanah granuler sebagai berikut :

$$\phi_p' = (1{,}1 - 0{,}1\ B/L)\ \phi_t' \qquad (2.43)$$

Dengan :

ϕ_p' = sudut geser dalam yang digunakan untuk menentukan faktor kapasitas dukung

ϕ_t' = sudut geser dalam tanah dari hasil pengujian triaksial kompresi.

Tabel 2.3. Nilai-nilai faktor kapasitas dukung Meyerhof (1963)

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0	26	22.25	11.85	8.002
1	5.38	1.09	0.002	27	23.94	13.20	9.463
2	5.63	1.20	0.010	28	25.80	14.72	11.190
3	5.90	1.31	0.023	29	27.86	16.44	13.236
4	6.19	1.43	0.042	30	30.14	18.40	15.668
5	6.49	1.57	0.070	31	32.67	20.63	18.564
6	6.81	1.72	0.106	32	35.49	23.18	22.022
7	7.16	1.88	0.152	33	38.64	26.09	26.166
8	7.53	2.06	0.209	34	42.16	29.44	31.145
9	7.92	2.25	0.280	35	46.12	33.30	37.152
10	8.35	2.47	0.367	36	50.59	37.75	44.426
11	8.80	2.71	0.471	37	55.63	42.92	53.270
12	9.28	2.97	0.596	38	61.35	48.93	64.073
13	9.81	3.26	0.744	39	67.87	55.96	77.332
14	10.37	3.59	0.921	40	75.31	64.20	93.690
15	10.98	3.94	1.129	41	83.86	73.90	113.985
16	11.63	4.34	1.375	42	93.71	85.38	139.316
17	12.34	4.77	1.664	43	105.11	99.02	171.141
18	13.10	5.26	2.009	44	118.37	115.31	211.406
19	13.93	5.80	2.403	45	133.88	134.88	262.739
20	14.83	6.40	2.871	46	152.10	158.51	328.728
21	15.82	7.07	3.421	47	173.64	187.21	414.322
22	16.88	7.82	4.066	48	199.26	222.31	526.444
23	18.05	8.66	4.824	49	229.93	265.51	674.908
24	19.32	9.60	5.716	50	266.89	319.07	873.843
25	20.72	10.66	6.765				

Tabel 2.4. Faktor bentuk pondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
s_c	$1 + 0{,}2\,(B/L)\,tg^2(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$s_q = s_\gamma$	$1 + 0{,}1\,(B/L)\,tg^2(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^o$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.5. Faktor kedalaman pondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0{,}2\,(D/B)\,tg(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang φ
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0{,}1\,(D/B)\,tg(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^o$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Tabel 2.6. Faktor kemiringan pondasi (Meyerhof, 1963)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Untuk sembarang φ
i_γ	$\left(1 - \frac{\delta^\circ}{\varphi}\right)^2$	Untuk $\varphi \geq 10^o$
	1	Untuk $\varphi = 0$
Catatan: δ = sudut kemiringan beban terhadap garis vertikal.		

A. Pembebanan Eksentris

Pengaruh pembebanan vertikal yang eksentris pada pondasi memanjang yang terletak di permukaan tanah kohesif ($\phi = 0$) dan tanah granuler ($c = 0$ dan $\phi = 35°$), secara kuantitatif diperlihatkan oleh Meyerhof (1953) (Gambar 2.8). Faktor reduksi kapasitas dukung rnerupakan fungsi dari eksentrisitas beban. Pada tanah-tanah granuler reduksi kapasitas dukung Iebih besar daripada tanah kohesif. Pada Gambar 2.8.b, kapasitas dukung ultimit pembebanan vertikal-eksentris (qu) diperoleh dengan mengalikan kapasitas dukung ultimit pondasi dengan pembebanan vertikal-terpusat degnan faktor reduksi, Re, yaitu :

$$qu' = Re\ qu \qquad (2\text{-}44)$$

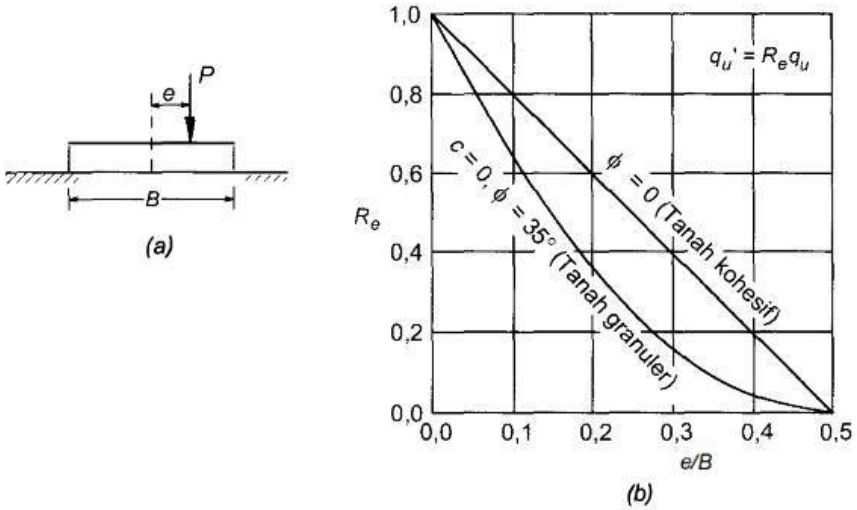
dengan :

qu' = kapasitas dukung ultimit pada pembebanan vertikal-eksentris (kN/m^2)

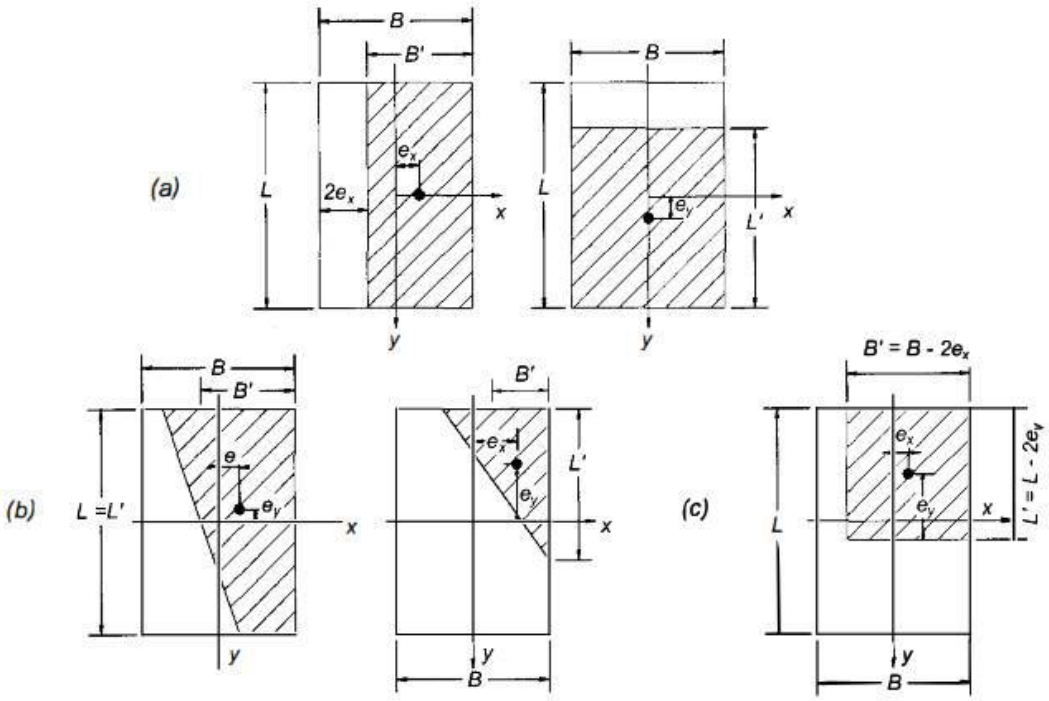
Re = faktor reduksi akibat pembebanan eksentris

qu = kapasitas dukung ultimit pada pembebanan vertikal-terpusat (kN/m^2)

Dari Gambar 2.8 (b) terlihat bahwa jika e/B = 0,5, maka kapasitas dukung ultimit dama dengan nol (Re = 0). Jika e/B = 0 atau beban vertikal di pusat pondasi, maka kapasitas dukung ultimit menjadi bernilai penuh (Re = 1).



Gambar 2.8. (a). Pembebanan eksentris pada lokasi memanjang; (b). Pengaruh eksentrisitas pembebanan pada kapasitas dukung pondasi memanjang yang dibebani secara vertikal (Meyerhof, 1953)



Gambar 2.9. Area kontak efektif (a). Eksentrisitas satu arah; (b). Eksentrisitas dua arah; (c). Eksentrisitas dua arah dan disederhanakan (Meyerhof, 1953)

Meyerhof (1953) menganggap bahwa pengaruh eksentrisitas beban pada kapasitas dukung adalah mereduksi dimensi pondasinya. Bila area pondasi sebenarnya berukuran B dan L, akibat pengaruh beban yang eksentris, Meyerhof memberikan koreksi untuk lebar dan panjangnya yang dinyatakan oleh dimensi efektif pondasi B' dan L'. Untuk eksentrisitas beban satu arah (Gambar 2.9.a), dimensi efektif pondasi dinyatakan sebagai berikut:

(1) Jika beban eksentris pada arah lebarnya, lebar efektif ppondasi dinyatakan oleh:

$B' = B\text{-}2e_x$, dengan $L' = L$ (2.45)

(2) Jika beban eksentris pada arah memanjangnya, panjang efektif pondasi dinyatakan oleh:

$L' = L - 2e_y$, dengan $B' = B$ (2.46)

Dengan e_x dan e_y, berturut-turut adalah eksentrisitas resultan beban pada arah x dan y

(3) Jika eksentrisitas beban dua arah, yaitu e_x dan e_y, maka lebar efektif pondasi ditentukan sedemikian hingga resultan beban terletak di pusat berat area efektif A' (Gambar 2.9.b) komponen vertical beban total (P) yang didukung oleh pondasi dengan beban eksentris dinyatakan oleh :

$P_u' = q_u \cdot A' = q_u B' L'$ (2.47)

Dengan A adalah luas efektif dengan sisi terpanjang L', sedemikian hingga pusat beratnya berimpit dengan garis kerja resultan beban pondasi, dalam hal ini B' = A'/L'.

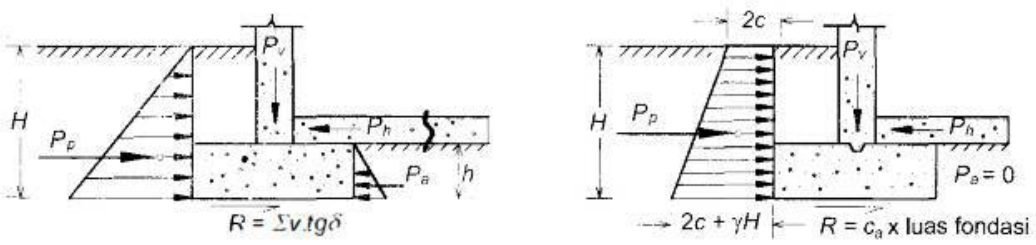
Untuk eksentrisitas beban dua arah, Meyerhof (1953) menyerankan penyederhanaan luas dasar pondasi efektif (Gambar 2.9.c) sebagai berikut :

$B' = B - 2\,e_x$ dan $L' = L - 2\,e_y$ (2.48)

B. Pembebanan Miring

Kondisi pembebanan miring dalam perancangan pondasi dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 2.10. Gaya horisontal pada dasar pondasi ditahan oleh geseran antara dasar pondasi dan tanah di sepanjang dasar pondasi dan tekanan tanah pasif pada sisi lain pondasi. Tahanan geser pada dasar pondasi dipilih nilai terkecil dari ketiga gaya perlawanan berikut ini :

1. adhesi antara tanah dan dasar pondasi
2. gesekan antara tanah dan dasar pondasi
3. generan horizontal antara tanah dengan tanah dibawah dasar pondasi, bila dasar pondasinya sangat kasar.



Gambar 2.10. Gaya-gaya pada pondasi yang menimbulkan arah beban miring (Teng, 1962)

Meyerhof (1953) memperlihatkan pengaruh pembebanan miring terhadap reduksi kapasitas dukung pondasi memanjang yang terletak pada tanah kohesif ($\phi = 0$) dan tanah granuler ($c = 0$, $\phi = 35^o$) seperti terlihat pada Gambar 2.11. Meyerhof menyarankan reduksi kapasitas dukung ultimit pondasi pada kedalaman Df yang mengalami pembebanan miring seperti diberikan pada Gambar 2.12, pertama beban dianggap vertical dan kapasitas dukung ditentukan dengan prosedur normal, kemudian daya dukugn terhitung dikalikan dengan factor reduksi Ri. Kapasitas dukung pondasi memanjang dengan dasar horizontal pada pembebanan miring dinayatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{Pv}{B} = Ri\ qu \qquad (2.49)$$

Bila dasar pondasi miring sebesar δ, maka :

$$\frac{P}{B} = Ri\ qu \qquad (2.50)$$

dengan :

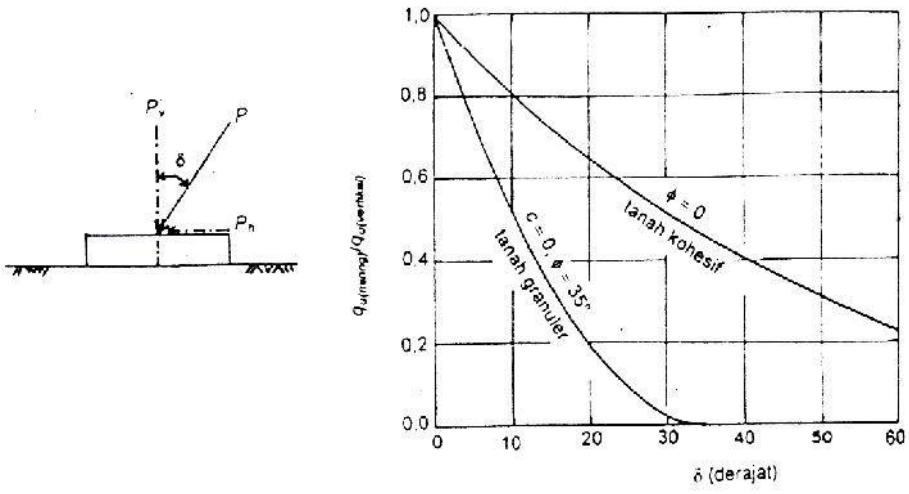
qu = kapasitas dukung ultimit atau kapasitas dukung diijinkan untuk pondasi dengan dasar horisontal pada pembebanan vertikal (kN/m^2)

Ri = faktor reduksi akibat pembebanan miring

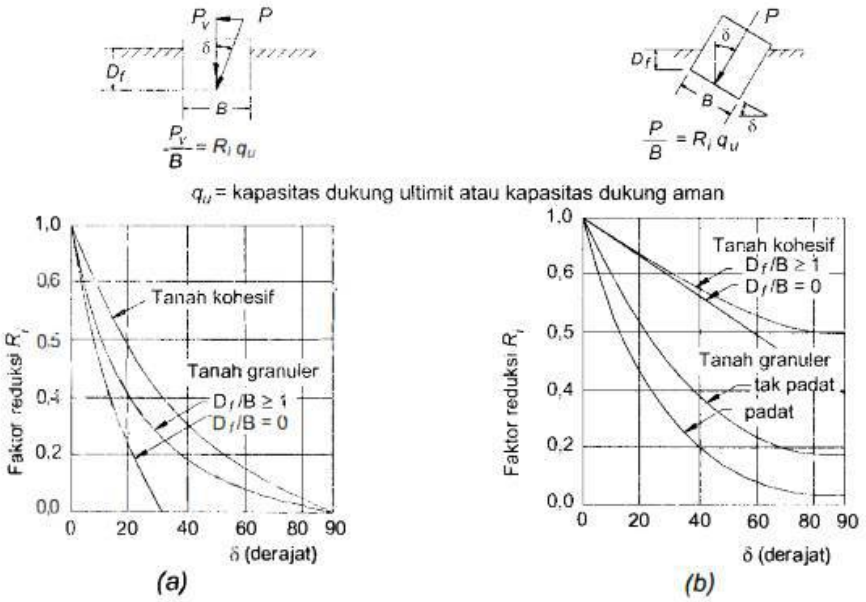
Pv = komponen beban vertikal (kN)

B = lebar pondasi (m)

Meyerhof (1963) dan Brinch Hansen (1961) juga menyarankan faktor-faktor kemiringan beban (i_c, i_q, i_γ) dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit pondasi, dengan nilai faktor kemiringan seperti pada Tabel 2.6.



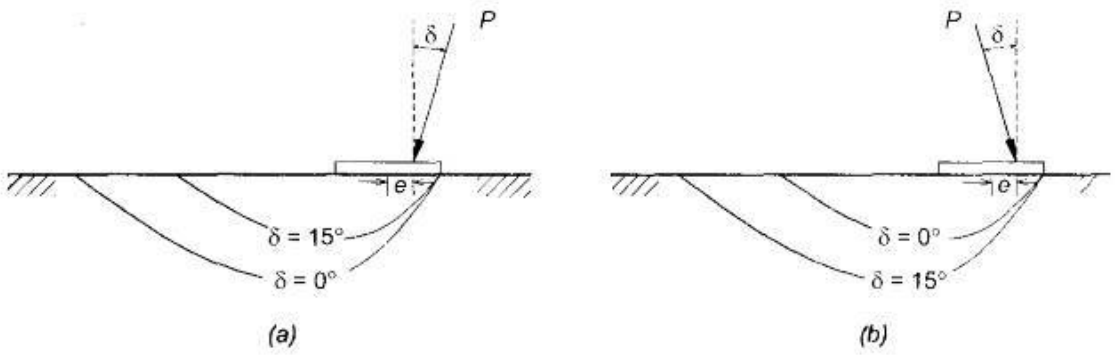
Gambar 2.11 Pengaruh kemiringan beban terhadap kapasitas dukung pondasi memanjang di permukaan (Meyerhof, 1953)



Gambar 2.12. Kapasitas dukung pondasi memanjang pada pembebanan miring
(a). Dasar pondasi horisontal
(b). Dasar pondasi miring (Meyerhof, 1953 dari Teng, 1962)

C. Kombinasi Pembebanan Miring dan Eksentris

Jika pembebanan yang terjadi selain miring juga eksentris, seperti pada Gambar 2.13, maka kapasitas dukung tanah tergantung pada orientasi gaya-gayanya. Wack (1961) mengamati bahwa jika miringnya beban sedemikian hingga arah komponen gaya horisontal mendekati pusat pondasi (Gambar 2.13.a), maka luas bidang longsor akan berkurang dibandingkan dengan bila bebannya vertikal ($\delta = 0$). Sebaliknya bila arah komponen gaya horisontal menjauhi pusat pondasi (Gambar 2.13.b), maka luas bidang longsor akan bertambah dibandingkan bila bebannya vertikal.



Gambar 2.13. Pengaruh kombinasi beban eksentris dan miring untuk tanah granular dengan kohesi c = 0 dan sudut geser dalam $\phi = 30^o$ (Wack, 1961; Sokolovski, 1965)

Dari beberapa analisis, Wack (1961) menyarankan perhitungan kapasitas dukung untuk kombinasi pembebanan eksentris dan miring sebagai berikut :

1. Jika bebannya eksentris dan miring dengan arah komponen beban horisontal mendekati pusat pondasi (Gambar 2.13.a) maka perhitungan kapasitas dukung (P_u') menggunakan **Persamaan 2.47** dan q_u dihitung dengan **Persamaan 2.37**.
2. Jika kombinasi pembebanan eksentris dan miring (Gambar 2.13.b), maka :
   a. Perhitungan kapasitas dukung total P' menggunakan **Persamaan 2.47**, dengan menganggap beban bekerja secara eksentris tetapi tidak miring
   b. Perhitungan kapasitas dukung total P' menggunakan **Persamaan 2.47**, dengan menganggap beban bekerja miring tetapi tidak eksentris
   c. Perhitungan kapasitas dukung total P' menggunakan **Persamaan 2.47**, dengan menganggap beban bekerja secara vertikal-terpusat, kemudian dikalikan dengan faktor koreksi C (dengan C < 1) yang diperoleh dari nilai-nilai hasil perhitungan langkah (a) dan (b). Nilai C adalah sebagai berikut :
      - $\frac{\text{Hasil pada langkah (a)}}{\text{Hasil pada langkah (b)}}$, jika kapasitas dukung langkah (b) > langkah (a)
      - $\frac{\text{Hasil pada langkah (b)}}{\text{Hasil pada langkah (a)}}$, jika kapasitas dukung langkah (b) < langkah (a)

D. Pondasi Pada Lereng

Meyerhof (1957) memberikan persamaan kapasitas dukung untuk pondasi memanjang yang terletak pada lereng (Gambar 2.14), sebagai berikut :

$$qu = c\, N_{cq} + \tfrac{1}{2}\, \gamma\, B\, N_{\gamma q} \qquad (2.51)$$

dengan :

qu = kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

c = kohesi (kN/m^2)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

B = lebar pondasi (m)

N_{cq},$N_{\gamma q}$ = faktor-faktor kapasitas dukung (Gambar 2.14)

Nilai-nilai N_{cq} dan $N_{\gamma q}$, ditunjukkan dalam Gambar 2.14 Faktor-faktor kapasitas dukungnya bergantung pada kemiringan lereng, posisi relatif pondasi dan sudut gesek dalam tanah (ϕ).

Nilai faktor stabilitas Ns, dinyatakan sebagai berikut :

$$Ns = \frac{\gamma H}{c} \qquad (2.52)$$

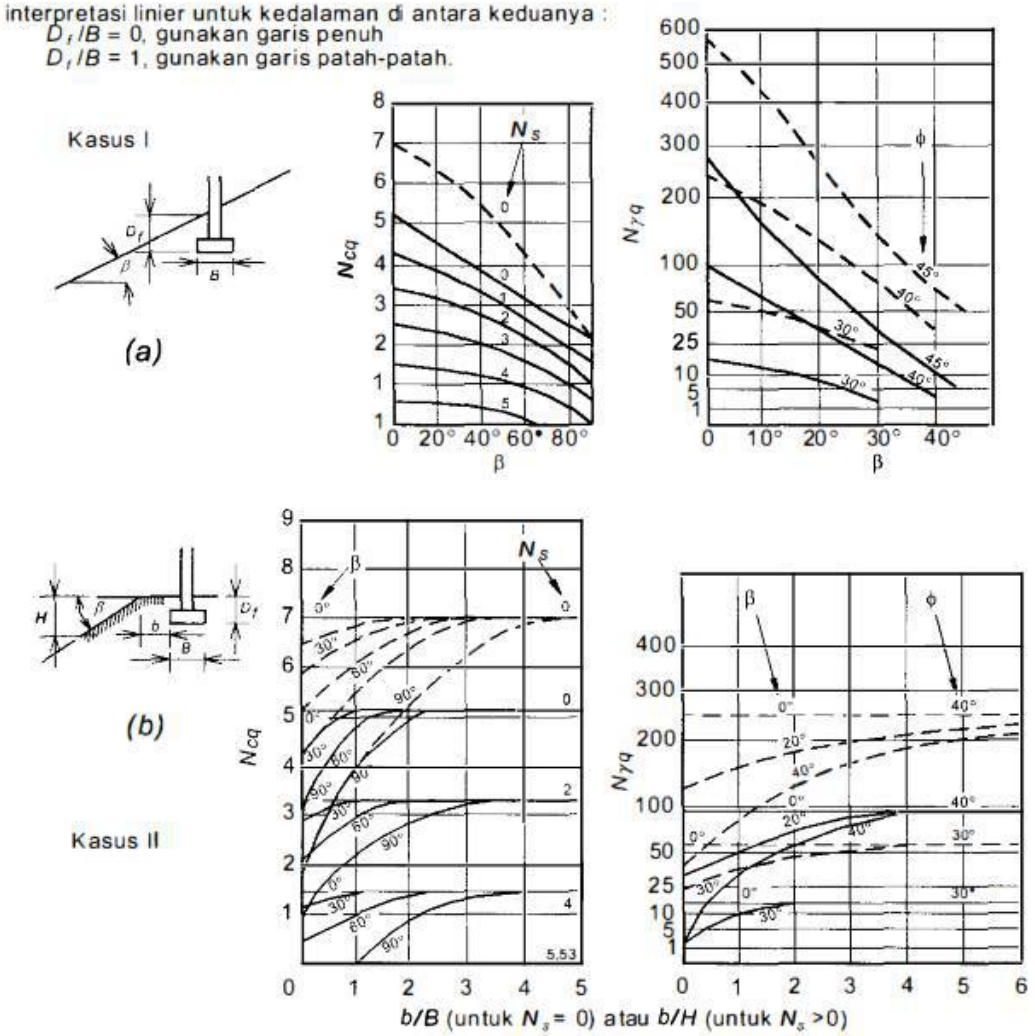
dengan :

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

H = tinggi kaki lereng sampai puncak (m)

c = kohesi (kN/m^2)

Stabilitas tanah yang miring dapat terganggu oleh adanya tambahan beban pondasi. Sebelum pondasi dibangun pada tanah yang miring, stabilitas lereng harus diselidiki. Pondasi harus tidak dibangun pada lereng yang tidak stabil.



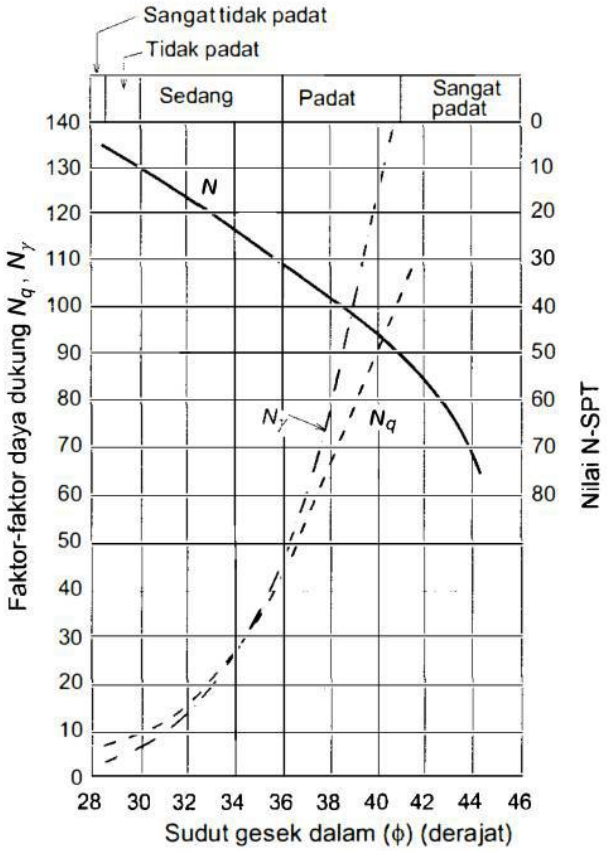
Gambar 2.14. Kapasitas dukung ultimit untuk pondasi memanjang yang terletak pada tanah miring (Meyerhof, 1957, dan Teng, 1962)

2.3. Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Hasil Uji Lapangan

2.3.1. Kapasitas dukung dari hasil uji SPT

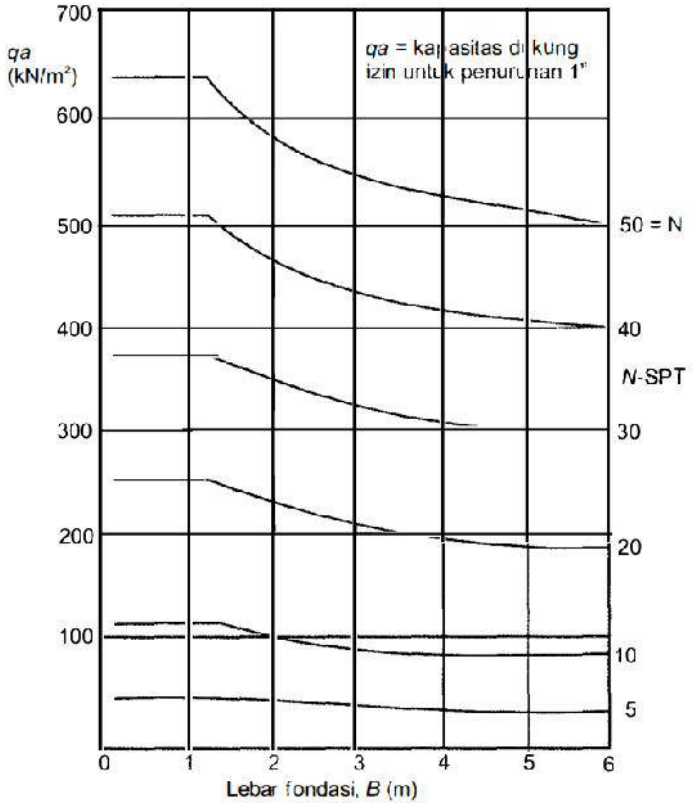
Pengujian SPT seringkali digunakan untuk mendapatkan kapasitas dukung tanah secara langsung. Untuk tanah granuler seperti pasir, faktor-faktor Nq dan Nγ merupakan fungsi dari ϕ, sehingga sangat tergantung dari besarnya kerapatan relatif (Dr). Nilai kerapatan relatif ini dapat ditentukan dari hasil pengujian SPT. Peck, Hansen dan Thornburn (1963) memberikan hubugnan empiris antara N, Nq, Nγ, dan ϕ, seperti pada Gambar 2.15. Dengan demikian jika nilai N diketahui maka besarnya kapasitas dukung ultimit dapat dihitung.

Pelaksanaan uji SPT untuk menentukan kapasitas dukung ijin (qa) dilakukan dengan lebih dulu mengestimasi secara kasar lebar pondasi (B) yang terbesar dari bangunan. Untuk pondasi dangkal, Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan pengukuran N-SPT dilakukan pada interval 76 cm, dimulai dari dasar pondasi sampai sedalam B di bawahnya atau dari Df sampai sedalam (Df + B) dari permukaan. Nilai N rata-rata di kedalaman ini diharapkan dapat menunjukkan kondisi kepadatan tanah di bawah pondasi secara kasar. Jika hasil-hasil uji SPT dari bebarapa lubang bor menunjukkan nilai N rata-rata yang berbeda, maka N rata-rata terkecil yang harus digunakan untuk menghitung qa.



Gambar 2.15. Hubungan antara nilai N, Nq, Nγ, dan ϕ

Terzaghi dan Peck (1967), menyajikan hubungan antara nilai N dari pengujian SPT dengan lebar pondasi, dan kapasitas dukung yang diijinkan (qa) yang didasarkan pada penurunan maksimum 1 inchi atau 25 mm dan penurunan tidak seragam sebesar ¾ inchi (Gambar 2.16) Kurva ini telah dipakai secara meluas, tetapi banyak pengamatan lapangan menunjukkan kurva ini terlalu konservatif. Nilai-nilai pada kurva tersebut didasarkan pada anggapan bahwa jarak muka air tanah lebih besar B dari dasar pondasi. Untuk pondasi dangkal, bila pasir pada dasar pondasi dalam kondisi jenuh air, dan kedalaman pondasinya lebih kecil dibandingkan dengan lebarnya, Terzaghi menyarankan kapasitas dukung yang diijinkan (qa) yang diperoleh dari Gambar 2.16 dibagi 2. Untuk kedudukan air tanah kurang dari B dari dasar pondasi, nilai qa dapat diperoleh dengan interpolasi.



Gambar 2.16. Kapasitas dukung yang diijinkan dari pengujian SPT untuk penurunan 1 inchi (Terzaghi dan Peck, 1948)

Pada tekanan pondasi yang sama, penurunan pondasi pada pasir terendam lebih besar daripada penurunan pondasi pada pasir kering atau lembab. Hal ini disebabkan oleh penurunan pondasi dengan lebar B akan berkurang jika nilai modulus elastisitas (E) dari tanah yang berada pada jarak B dari dasar pondasi bertambah. Modulus elastisitas (E) bertambah jika tekanan sekeliling (*confining pressure*) efektif bertambah. Besarnya tekanan sekeliling ini sebanding dengan tekanan vertikal efektif akibat berat tanah sendiri (tekanan overburden efektif). Jika muka air tanah naik dari

kedalaman B dari dasar pondasi sampai ke permukaan tanah, maka nilai tekanan sekeliling efektifnya berkurang 50%. Oleh karena itu dapat diharapkan penurunannya akan bertambah 100%.

Pada tanah pasir, secara teoritis, jika tanah yang terletak didasar pondasinya terendam air, penurunan yang terjadi besarnya 2 kali (untuk pondasi yang terletak pada permukaan atau dekat dengan permukaan tanah). Jika kondisi tersebut yang dijadikan sebagai pertimbangan, maka beban per satuan luas yang dibutuhkan oleh pondasi pada pasir terendam untuk turun sebesar 1 inchi dapat diperkirakan dengan kurva pada Gambar 2.16, yaitu :

- Jika Df/B < 1, maka nilai qa dari Gambar 2.16 direduksi setengahnya
- Jika Df/B $\cong$ 1, maka nilai qa dari Gambar 2.16 direduksi sepertiganya

Karena tanah sekitar pondasinya mengurangi kenaikan besarnya penurunan (Terzaghi dan Peck, 1948)

Terzaghi dan Peck menyarankan untuk pondasi rakit yang kaku dan pondasi sumuran, karena sifatnya yang kaku, penurunan total dan penurunan tidak seragam yang terjadi lebih kecil daripada penurunan pada pondasi telapak atau pondasi memanjang. Sehingga nilai-nilai qa yang diperoleh dari Gambar 2.16 dapat dikalikan dua jika digunakan dalam perancangan pondasi rakit yang kaku atau pondasi sumuran yang terletak diatas pasir kering. Untuk pondasi diatas pasir yang terendam air nilainya sama dengan qa pada Gambar 2.16.

Meyerhof (1965) dan D 'Appolonia et al. (1968), menyatakan bahwa prosedur untuk menentukan qa dengan cara yang diberikan oleh Terzaghi tersebut di atas terlalu hati-hati. Dinyatakan bahwa tidak diperlukan reduksi qa akibat pengaruh air tanah, karena qa sudah direfleksikan dalam hasil uji SPT, dan selanjutnya nilai qa pada Gambar 2.16 dapat dinaikkan 50%-nya.

Meyerhof (1956; 1974b) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin neto yang dikaitkan dengan nilai SPT untuk tanah pasir, sebagai berikut:

$$q_a = 12\ N \qquad (kN/m^2) \text{ untuk lebar } B \leq 1{,}2 \text{ m} \qquad (2.53)$$

$$q_a = 8\ N \left(\frac{B + 0{,}3}{B}\right)^2 \qquad (kN/m^2) \text{ untuk lebar } B > 1{,}2 \text{ m} \qquad (2.54)$$

dengan q_a adalah kapasitas dukung ijin neto dalam satuan kN/m^2, untuk penurunan sebesar 2,54 cm (1"). Meyerhof menyarankan nilai N diambil nilai rata-rata dari jarak 0 sampai B di bawah dasar pondasi.

Bowles (1968) menyatakan bahwa persamaan yang diusulkan Meyerhof terlalu hati-hati, oleh karena itu Bowles menyarankan qa pada Persamaan (2.53) dan (2.54) dinaikkan kurang lebih 50%- nya, dan sekaligus memberikan faktor kedalaman pondasi sebagai berikut:

$$q_a = 20\ N\ Kd \qquad (kN/m^2) \text{ untuk lebar } B \leq 1{,}2 \text{ m} \qquad (2.55)$$

$$q_a = 12{,}5\ N \left(\frac{B + 0{,}3}{B}\right)^2 Kd \qquad (kN/m^2) \text{ untuk lebar } B > 1{,}2 \text{ m} \qquad (2.56)$$

dengan :

qa = kapasitas dukung ijin netto untuk penurunan sebesar 1 inchi (kN/m^2)

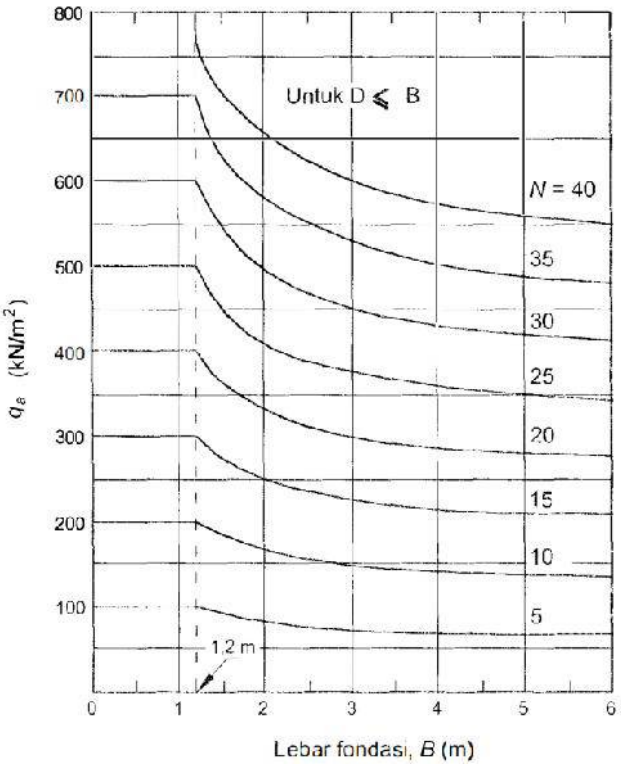
N = Nilai SPT

Kd = (1 + 0,33 D/B) = faktor kedalaman pondasi, dengan nilai maksimum Kd = 1,33

B = Lebar pondasi (m)

D = Kedalaman pondasi (m)

Analog dengan Gambar 2,16 yang disajikan oleh Terzaghi dan Peck, Bowles (1996) menggambarkan grafik hubungan lebar pondasi dan kapasitas dukung ijin untuk pondasi di permukaan yang didasarkan pada Persamaan (2,55) dan (2,56), seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.17. Nilai-nilai qa dalam Gambar 2.17 adalah untuk pondasi di permukaan (D = 0). Jika pondasi pada kedalaman D, maka nilai qa dalam grafik harus dikalikan dengan Kd = (1 + 0,33 D/B), dengan Kd maksimum 1,33. Bowles menyarankan nilai N diambil nilai rata-rata statistik dari zona 0,5B di atas dasar pondasi sampai pada paling sedikit 2B di bawah dasar pondasi. Jika di bawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan N sangat rendah rendah, maka faktor penurunan menjadi perhatian jika N tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini.



Gambar 2.17. Kapasitas dukung ijin untuk penurunan 1 inchi yang didasarkan pada persamaan (2.55) dan (2,56) untuk pondasi di permukaan, D = 0 (Bowles, 1996)

Pelaksanaan pengujian SPT untuk penentuan kapasitas dukung yang diijinkan (qa) dilakukan dengan lebih dulu memperkirakan secara kasar lebar pondasi (B) yang terbesar dari bangunannya. Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan pengukuran nilai N dilakukan pada interval 76 cm dimulai dari dasar pondasi sampai sedalam B dibawahnya atau dari B sampai sedalam (Df + B) dari permukaan. Nilai N rata-rata di kedalaman ini diharapkan menunjukkan kondisi kepadatan tanah dibawah pondasi secara kasar. Jika dari hasil pengujian SPT diperoleh nilai N rata-rata yang berbeda maka yang dipergunakan dalam perhitungan qa adalah nilai N rata-rata terkecil.

Nilai N yang diperoleh dari uji SPT di lapangan, sebelum digunakan dalam hitungan-hitungan, perlu diadakan koreksi lebih dulu. Koreksi-koreksi N dikaitkan dengan kondisi alat dan prosedur kerja, jenis tanah, dan tekanan overburden.

a) Koreksi pasir halus di bawah muka air tanah

Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak di bawah muka air tanah, sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi menjadi :

$$N = 15 + ½ (N' – 15) \quad \text{untuk } N > 15 \qquad (2.57)$$

dengan :

N = nilai N yang digunakan dalam perhitungan qa

N' = nilai N teracatat dari hasil pengujian SPT di lapangan yang nilainya > 15.

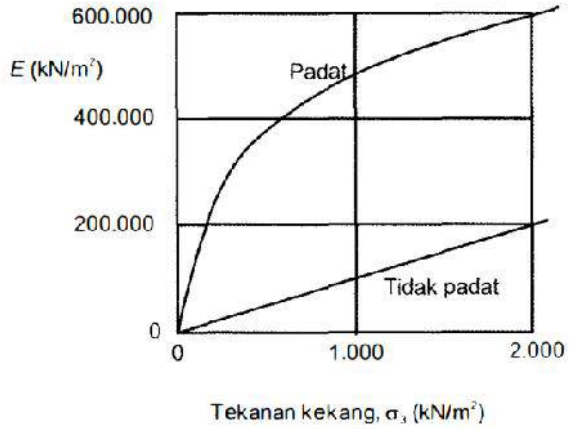
Jika N < 15 maka tidak dilakukan koreksi. Koreksi ini diberikan, karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15. Perubahan volume akibat terlalu banyaknya pukulan, menimbulkan tekanan air pori yang tinggi sehingga mengakibatkan kenaikan jumlah pukulan.

b) Koreksi *overburden*

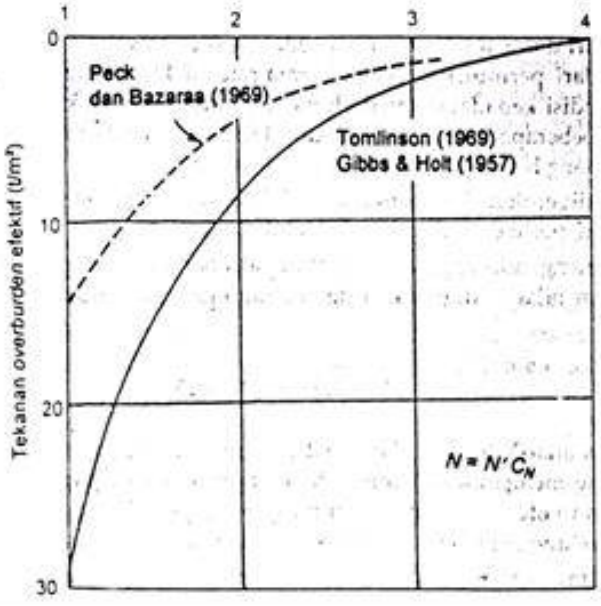
Tahanan penetrasi menunjukkan kerapatan relatif dan tegangan efektif pada kedalaman titik pengujian. Berbagai kombinasi tingkat tegangan dan kerapatan relatif akan dapat menghasilkan nilai N yang sama. Umumnya, pada kedalaman uji SPT yang lebih besar akan diperoleh nilai N yang lebih besar, walaupun kondisi tanahnya sama. Hal ini adalah akibat pengaruh dari tekanan kekang (*confining pressure*) dan modulus elastis (E) yang semakin besar pada kedalaman yang lebih besar (Gambar 2.18). Perlu diingat bahwa tekanan kekang adalah fungsi dari tekanan vertikal efektif atau tekanan overburden efektif ($\sigma_h' = K \sigma_v'$ dengan K = koefisien tekanan tanah lateral).

Beberapa analisis telah dikembangkan untuk mengoreksi jumlah pukulan N-SPT dengan tekanan *overburden* efektif. Koreksi sederhana yang berbentuk grafik

diberikan oleh Gibbs dan Holtz (1957), Tomlinson (1969), Peck, dkk. (1974) dan Skempton (1986) seperti ditunjukkan pada Gambar 2.19



Gambar 2.18. Hubungan modulus elastis dan tekanan kekang efektif (Terzaghi dan Peck, 1948).



Gambar 2.19 Koreksi nilai N akibat tekanan overburden.

Perbedaan antara N terukur dengan N terkoreksi sangat besar terutama disekat permukaan tanah. Kurva Tomlinson memperlihatkan koreksi 4 kali dari N hasil pengujian pada kedalaman yang dangkal, tetapi penggunaan koreksi tersebut harus diterapkan dengan hati-hati.

Koreksi N akibat pengaruh tekanan *overburden* efektif tersebut dinyatakan oleh persamaan:

$$N = C_N N' \qquad (2.58)$$

dengan N' = N yang diperoleh dari uji SPT saat pengeboran dan C_N = faktor koreksi *overburden*.

Koreksi tekanan overburden yang disarankan Gibbs dan Holtz (1957), adalah:

$$C_N = \frac{5}{1{,}422\ Po' + 1} \qquad (2.59)$$

dengan, Po ' = tekanan overburden efektif (satuan kg/cm^2) pada kedalaman yang diuji yang nilainya tidak melebihi 2,81 kg/cm^2 (1 kg/cm^2 = 98,1 kN/m^2).

Koreksi tekanan *overburden* yang disarankan Bazaraa (1967), adalah:

$$C_N = \frac{4}{1 + 2\ Po'} \qquad P_o' < 1{,}5\ \text{k/ft}^2 \qquad (2.60)$$

$$C_N = \frac{4}{3{,}25 + 0{,}5\ Po'} \qquad P_o' > 1{,}5\ \text{k/ft}^2 \qquad (2.61)$$

dengan P_o ' = tekanan *overburden* efektif (ksf) (1 k/ft^2 = 47,94 kN/m^2).

Peck et al. (1974) mengusulkan:

$$C_N = 0{,}77 \log (20/P_o') \qquad (2{,}62)$$

dengan P_o' = tekanan *overburden* efektif (ton/ft^2). Persamaan ini tidak valid, jika P_o' < 0,25 ton/ft^2 (perhatikan: 1 ton/ft^2 ≅ 1 kg/cm^2).

Koreksi tekanan *overburden* yang disarankan oleh Liao dan Whitman (1985), sebagai berikut:

$$C_N = \sqrt{\frac{95{,}76}{Po'}} \qquad (2.63)$$

dengan P_o ' = tekanan *overburden* efektif (kN/m^2).

Koreksi tekanan *overburden* yang diusulkan oleh Skempton (1986) dengan memperhatikan tipe pasimya dan tegangan referensi 100 kPa:

(a) Untuk pasir halus *normally consolidated*:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{Po'}{100}} \qquad (2.64)$$

(b) Untuk pasir kasar *normally consolidated*:

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{Po'}{100}} \qquad (2.65)$$

(c) Untuk pasir *overconsolidated*:

$$C_N = \frac{1{,}7}{0{,}7 + \frac{Po'}{100}} \qquad (2.66)$$

dengan P_o ' = tekanan *overburden* efektif (kN/m^2).

Sebagai contoh, sebuah pondasi dengan lebar 2,0 m terletak pada pasir kasar normally consolidated kering dengan kedalaman 1,2 m di bawah muka tanah. Nilai N rata-rata hasil pengujian SPT pada kedalaman 2,0 m adalah 18. Dengan menganggap tanah mempunyai berat volume 16,5 kN/m^3, maka tekanan *overburden* efektif pada kedalaman ini adalah = 2 x 16,5 = 33 kN/m^2. Bila digunakan Persamaan (2.65), maka diperoleh faktor koreksi C_N = 1,29. Jadi, N yang harus digunakan dalam Gambar 2.16 atau dengan menggunakan Persamaan (2.53) – Persamaan (2.56) atau persamaan yang lain, adalah N = C_N N_{60} = 1,29 x 18 = 23.

Koreksi pada prosedur pelaksanaan pengujian (kondisi alat, cara pelaksanaan pengujian dan lain-lain) selalu dibutuhkan, namun koreksi *overburden* diperlukan atau tidak, bergantung pada prosedur yang diberikan oleh peneliti yang menyarankan cara hitungan yang diusulkan.

Sebelum tahun 1960-an, banyak peneliti menggunakan koreksi N bila pengujian dilakukan di bawah muka air tanah. Namun sesudah itu, dari pertimbangan bahwa nilai N sudah tereduksi sendiri pada saat pengujian dilakukan di bawah muka air tanah, maka beberapa peneliti menyarankan N tidak dikoreksi terhadap muka air tanah. Salah satu contohnya, Bowles (1996) menyarankan hanya memperhatikan koreksi N terhadap pengaruh tekanan *overburden* saja, dengan tidak memperhitungkan koreksi pasir halus yang di bawah muka air tanah seperti yang ditunjukkan dalam Persamaan (2.57).

Bowles (1968) dan Coduto (1994) menyarankan penggunakan koreksi N harus dilakukan dengan hati-hati dan jangan memberikan faktor koreksi C_N > 2. Batas ini berguna untuk menghindari nilai N terkoreksi yang terlalu tinggi pada kedalaman yang dangkal.

Prosedur penentuan kapasitas dukung ijin pada sekelompok pondasi yang didasarkan pada uji SPT harus dipertimbangkan terhadap ketidaktentuan variasi kerapatan relatif tanah, yang umumnya tidak seragam. Jika lokasi pekerjaan terdiri dari beberapa lapisan tanah dengan kerapatan relatif yang berbeda-beda, lokasi pekerjaan harus dibagi-bagi menurut zona-zona yang mempunyai sifat-sifat tanah yang sama, dan selanjutnya kapasitas dukung masing-masing zona dihitung secara terpisah.

2.3.2. Kapasitas dukung dari Hasil Pengujian Kerucut Statis (Sondir)

Untuk pondasi pada lapisan pasir, Meyerhof (1956) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan besarnya kapasitas dukung yang diijinkan didasarkan pada penurunan 1 inchi, dimana persamaannnya didasarkan pada kurva Terzaghi dan Peck (1943) dan dapat diterapkan untuk pondasi telapak atau pondasi memanjang yang dimensinya tidak begitu besar, pada pasir kering, sebagai berikut :

- Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang dengan lebar B ≤1,20 m

$$qa = \left(\frac{qc}{30}\right) \quad (kg/cm^2) \qquad (2.67)$$

- Untuk pondasi bujur sangkar atau pondasi memanjang dengan lebar B ≥1,20 m

$$qa = \frac{q_c}{50}\left(\frac{B + 0{,}30}{B}\right)^2 \quad (kg/cm^2) \qquad (2.68)$$

- Untuk pondasi sembarang, dengan mengabaikan lebarnya

$$qa = \left(\frac{q_c}{40}\right) \quad (kg/cm^2) \qquad (2.69)$$

dengan :

qa = kapasitas dukung ijin untuk penurunan 2,54 cm (1") (kg/cm^2)

qc = tahanan ujung kerucut statis tipe Delf (kg/cm^2)

B = lebar pondasi (m)

Dalam menggunakan Persamaan (2.67) - Persamaan (2,69) dan Gambar 2.17, tahanan konus (q_c) diambil nilai q_c rata-rata pada kedalaman 0 sampai B dari dasar pondasi.

Jika pondasi terletak pada tanah pasir yang terendam air, nilai-nilai dalam persamaan diatas harus dibagi 2. Untuk pondasi rakit dan pondasi sumuran, nilai-nilainya dikalikan 2 jika tanahnya kering, dan nilai yang sama dengan yang diperoleh dari persamaan-persamaan tersebut jira tanah pasir terendam air. Tomlinson (1969) menyarankan agar nilai qa yang diperoleh masih harus dikontrol terhadap penurunan yang terjadi.

Persamaan-persamaan (2.67) dan (2.68) dibuat berdasarkan hubungan $q_c = 4N$ (Meyerhof, 1956), dengan N diperoleh dari uji SPT. Bila digunakan Persamaan (2.56), dengan $q_c = 4N$, diperoleh:

- Untuk B ≤ 1,20 m:

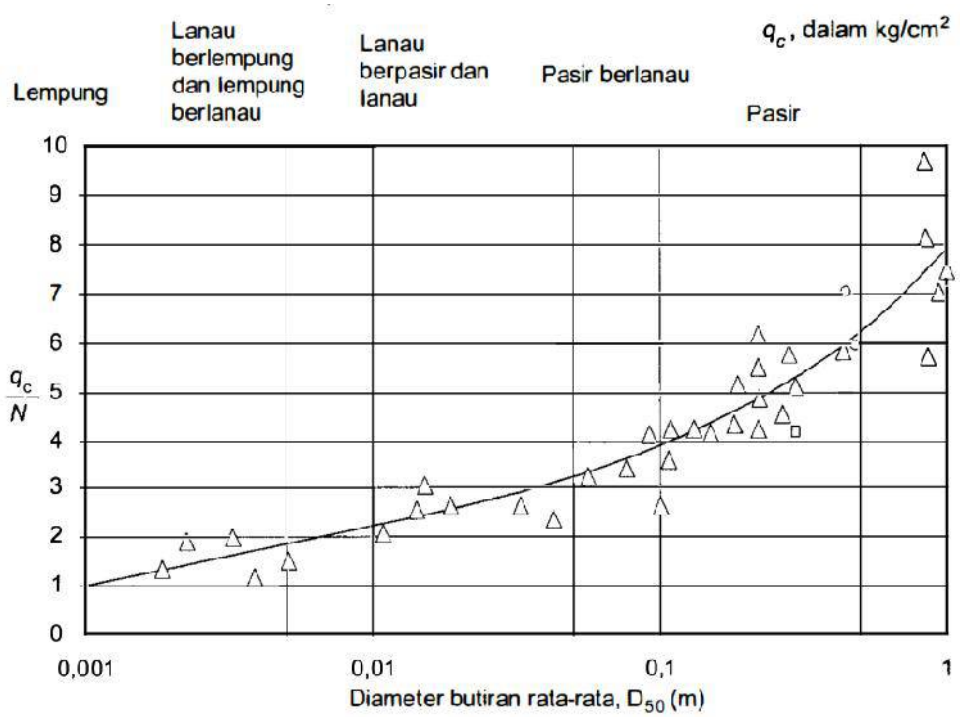
$$qa = \left(\frac{qc}{20}\right) Kd \quad (kg/cm^2) \qquad (2.70)$$

- Untuk B ≥ 1,20 m:

$$qa = \frac{q_c}{33}\left(\frac{B + 0{,}30}{B}\right)^2 Kd \ (kg/cm^2) \qquad (2.71)$$

dengan B = lebar pondasi dan Kd = 1 + 0,33 D/B (D = kedalaman dasar pondasi), dengan nilai maksimum Kd = 1,33.

Terkait dengan hubungan antara N-SPT dan tahanan konus (q_c) dari alat uji kerucut statis, Robertson dan Campanella (1983) mengusulkan hubungan tahanan kerucut statis (qc) dengan nilai N-SPT, yang disajikan dalam bentuk hubungan antara diameter butiran rata-rata D_{50} dengan rasio q_c/N, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.20. Terlihat bahwa untuk tanah berbutir halus (lempung), nilai tahanan konus $q_c \cong N$, sedang nilai $q_c = 4N$ (seperti yang disarankan oleh Meyerhof) berlaku untuk tanah dengan diameter rata-rata sekitar 0,10 mm (pasir butiran halus sampai sedang).



Gambar 2.20. Variasi rasio q_c/N dengan diameter butiran rata-rata, D_{50} (Robertson dan Campanela, 1983).

Untuk tanah kohesif, nilai kuat geser undrained ($s_u = c_u$) yang disarankan Begcmann (1974) :

$$s_u = c_u = \frac{q_c - P_o'}{N_c'} \quad (kg/cm^2) \qquad (2.72)$$

dengan,

qc = tahanan konus (kg/cm^2)

P_o' = tekanan overburden efektif pada kedalaman konus atau mata sondir

N_c' = konstanta yang nilainya diantara 5 sampai 70, tergantung dari macam tanah dan OCR (umumnya diambil 9 sampai 15).

Sanglerat (1972) mengusulkan hubungan kuat geser *undrained* (c_u) dengan tahanan konus alat sondir tipe bikonus (mengukur tahanan ujung dan tahanan gesek selimut konus) pada tanah kohesif ($\phi = 0$):

(a) Untuk lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*), dengan $q_c < 20$ kg/cm^2:

$$c_u = q_c/18 \text{ sampai } q_c/15 \qquad (2.73)$$

(b) Untuk lempung terkonsolidasi berlebihan (*overconsolidated*), dengan $q_c > 25$ kg/cm^2 :

$$c_u = q_c/26 \text{ sampai } q_c/22 \qquad (2.74)$$

Untuk lempung, hubungan secara pendekatan antara c_u dan N-SPT adalah:

$$c_u = 6\ N \quad \text{(kPa)} \qquad (2.75)$$

2.4. Analisis dan Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Dangkal

2.4.1. Data-Data Hasil Pengujian Tanah dan Pondasi

Uraikan data-data pengujian tanah dan pondasi berdasarkan soal (sesuai NIM)

2.4.2. Tahapan Analisis dan Perhitungan

Uraikan tahapan analisis dan perhitungan dilengkapi dengan bagan alir/ flowchart

2.4.3. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Laboratorium

2.4.4. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Lapangan

2.4.4.1. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji SPT

2.4.4.2. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Uji Sondir

2.4.5. Rekap Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung

Rekap hasil perhitungan kapasitas dukung berdasarkan data laboratoriun dan data lapangan dalam tabel dan berikan penjelasan

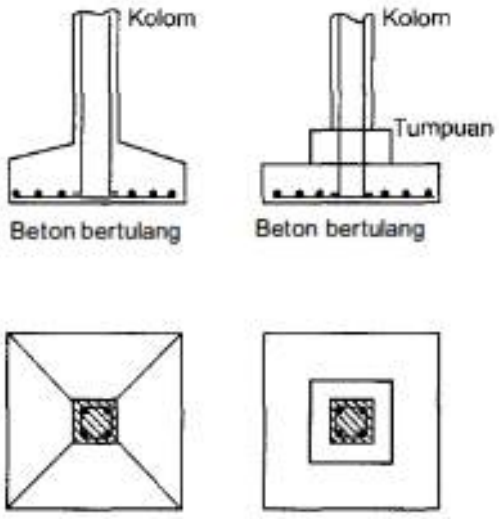
2.4.6. Gambar Perancangan

BAB III
PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

3.1. Pondasi Telapak Terpisah

3.1.1. Pendahuluan

Pondasi telapak terpisah, umumnya digunakan untuk mendukung sebuah kolom. Jenis pondasi tersebut telah banyak dipakai, karena selain ekonomis juga pelaksanaannya mudah dan tidak memerlukan peralatan khusus. Pada perancangan, biasanya beban-beban kolom dianggap sebagai beban titik. Gambar 3.1 menyajikan contoh bentuk-bentuk pondasi telapak terpisah.



Gambar 3.1. Pondasi telapak terpisah

3.1.2. Perancangan

A. Kapasitas Dukung Ijin

Perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi telapak terpisah diperlukan untuk penentuan kapasitas dukung diizinkan (qa) dilakukan seperti perhitungan kapasitas dukung pondasi dangkal.

B. Perancangan Struktural

Perancangan struktur pondasi didasarkan pada momen-momen dan tegangan geser yang terjadi akibat tekanan sentuh antara dasar pondasi dan tanah. Dalam analisis, dianggap bahwa pondasi sangat kaku dan tekanan pondasi didistribusikan secara linier pada dasar pondasi.

- Jika resultan beban berimpit dengan pusat berat luasan pondasi, tekanan pada dasar pondasi dapat dianggap disebarkan sama ke seluruh luasan pondasi. Pada kondisi ini, tekanan yang terjadi pada dasar pondasi adalah :

$$q = \frac{P}{A} \qquad (3.1)$$

dengan :

q = tekanan sentuh (tekanan pada dasar pondasi) (kN/m^2)

P = beban vertikal (kN)

A = luas dasar pondasi (m^2)

- Jika resultan beban-beban eksentris dan terdapat momen lentur yang harus didukung pondasinya, momen-momen tersebut dapat digantikan dengan beban vertikal yang titik tangkap gayanya pada jarak e dari pusat berat pondasinya, dengan :

$$e = \frac{\text{Momen}}{\text{Beban vertikal}} = \frac{M}{P} \qquad (3.2)$$

Bila beban eksentris 2 arah, tekanan pada dasar pondasi dihitung dengan persamaan:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y_o}{I_x} \pm \frac{M_y x_o}{I_y} \qquad (3.3)$$

dengan :

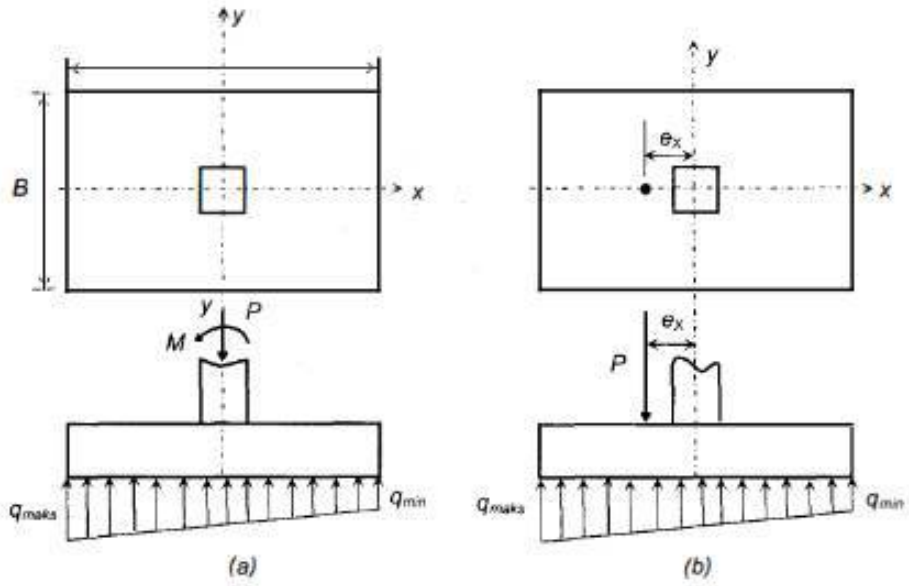
q = tekanan sentuh, yaitu tekanan yang terjadi pada kontak antara dasar pondasi dan tanah dasar pada titik (x_o, y_o) (kN/m^2)

P = jumlah beban vertikal (kN)

A = luas dasar pondasi (m^2)

Mx, My = momen terhadap sumbu x dan sumbu y (kN,m)

Ix, Iy = momen inercia terhadap sumbu x dan y (m^4)



Gambar 3.2. Pondasi telapak dibebani momen penggulingan
(a). beban momen; (b). beban momen digantikan dengan beban eksentris

Titik perpotongan antara sumbu x dan y dibuat berimpit dengan pusat berat luasan pondasinya. Untuk pondasi berbentuk empat perseguí panjang, persamaan diatas menjadi :

$$q = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6\,e_l}{L} \pm \frac{6\,e_b}{B}\right) \qquad (3.4)$$

dengan :

$e_x = e_l$ = eksentrisitas searah L (m)

$e_y = e_b$ = eksentrisitas searah B (m)

L = panjang pondasi (m)

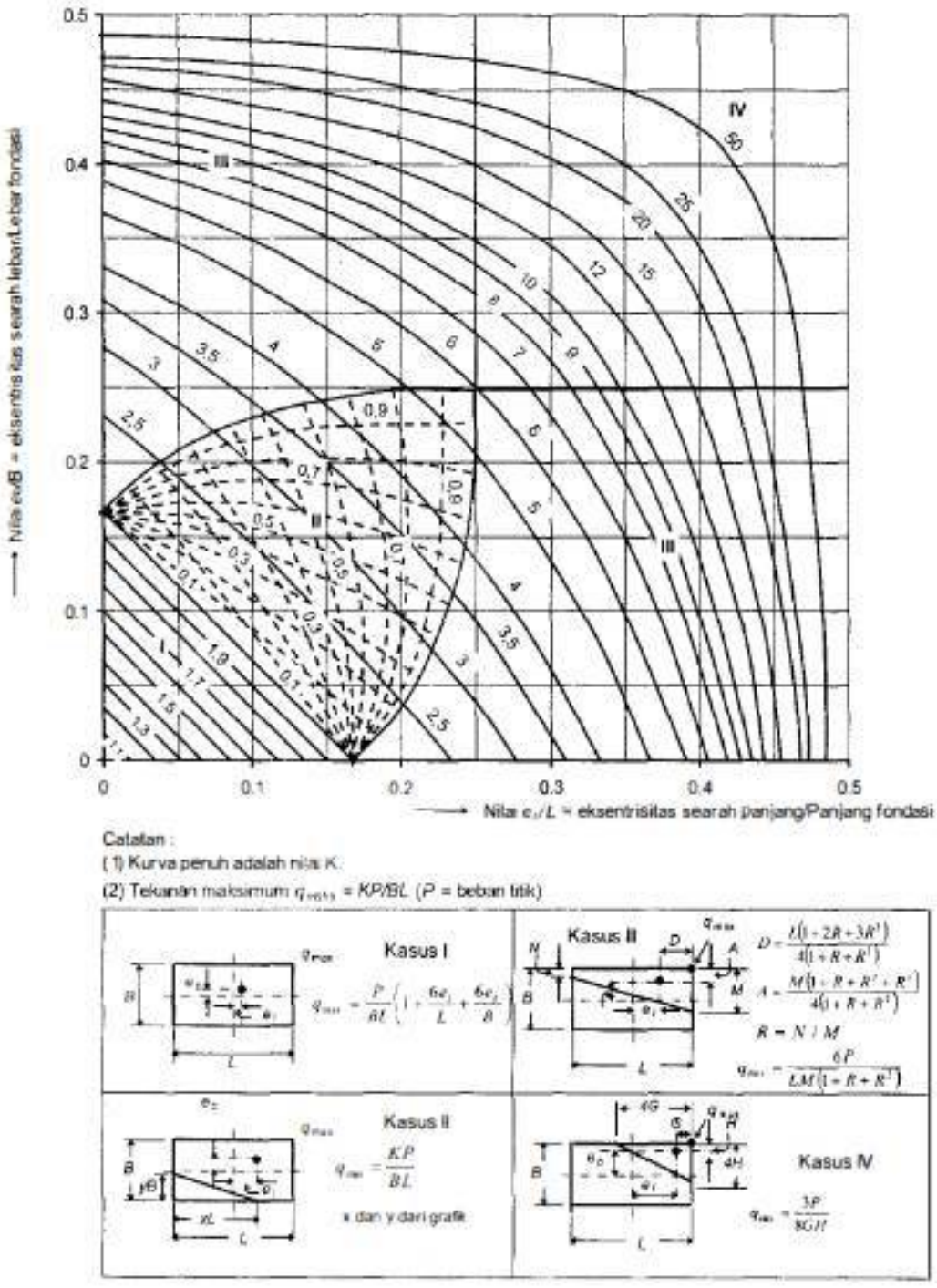
B = lebar pondasi (m)

Perhitungan distribusi tekanan pondasi dilakukan dengan menggunakan grafik pada Gambar 3. (Teng, 1963).

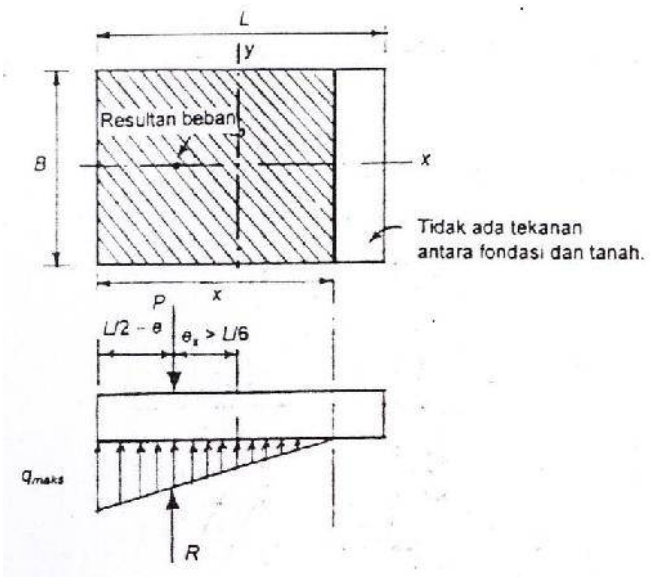
Jika beban eksentris hanya pada arah sumbu x saja dan $e_x \leq L/6$, maka :

$$q = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6\,e_x}{L}\right); \text{ untuk } e_x \leq L/6 \qquad (3.5)$$

dengan e_x hádala eksentrisitas searah sumbu x. Jika resultan beban P dan momen M terletak pada $e_x > L/6$, maka q pada persamaan diatas menjadi negatif, atau gaya tarik terjadi pada dasar pondasinya, tetapi pada kenyataannya tegangan tarik tidak dapat berkembang dan tekanan tanah yang terjadi seperti pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3. Perhitungan tekanan maksimum pada dasar pondasi untuk pondasi empat perseguí panjang (Teng, 1962)



Gambar 3.4. Distribusi tekanan pada dasar pondasi jika $e_x \leq L/6$

Dari persamaan kesetimbangan arah vertikal :

$$P = \frac{q_{max} B_x}{2} \text{ atau } q_{max} = \frac{2P}{B_x} \qquad (3.6)$$

dan

$$x/3 = (L/2 - ex) \qquad (3.7a)$$

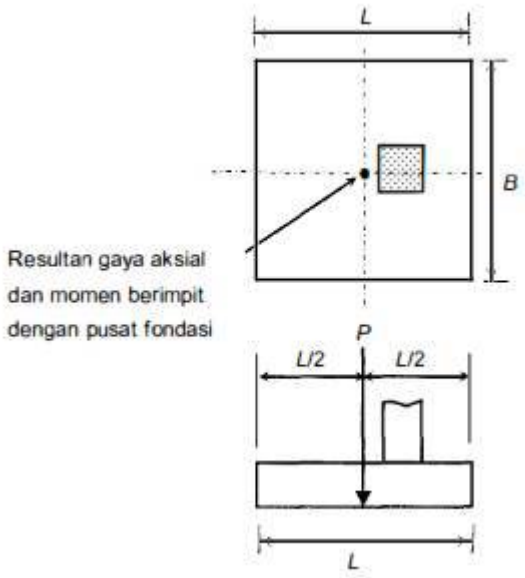
$$x = 3\,(L/2 - ex) \qquad (3.7b)$$

diperoleh tekanan pada dasar pondasi maksimum (q_{max}) pada tanah disalah satu sisi pondasinya adalah :

$$q_{max} = \frac{4P}{3B(L - 2e_x)} \qquad (3.8)$$

Besar penurunan harus dipertimbangkan jira pondasi terletak pada tanah pasir dan mengalami pembebanan eksentis. Karena jika kemiringan pondasi berlebihan akan menyebabkan eksentrisitas semakin bertambah, dengan demikian menambah q_{max} yang diikuti oleh luluhnya tanah di tepi pondasi sehingga dapat menyebabkan kerusakan bangunan. Oleh karena itu sering disyaratkan $q \leq qa$.

Untuk beban eksentris yang diakibatkan oleh momen lentur, kolom-kolom dapat diletakkan seperti pada Gambar 3.5, dengan cara resultan gaya axial dan momen lentur akan berada pada pusat pondasinya.



Gambar 3.5. Bentuk pondasi untuk mengusahakan resultas gaya axial dan momen lentur pada pusat pondasi

C. Langkah-Langkah Perancangan Pondasi

Jika pondasi terletak pada tanah pasir dan tanah lempung, Peck (1953) menyarankan perancangan sebagai berikut :

a. Pondasi pada tanah pasir

- Bila kriteria penurunan lebih menentukan besar nilai qa, beban-bebannya didasarkan pada jumlah dari :

  beban mati secara penuh + tekanan akibat berat pondasi - tekanan terbagi rata disekitarnya (Df . γ) + beban hidup termasuk beban angin, salju (bila ada).

- Beban hidup harus diperhitungkan karena penurunan pondasi pada tanah pasir terjadi segera sesudah beban bekerja. Tetapi beban hidup tidak boleh diestimasi terlalu berlebihan, karena dengan beban ini, estimasi penurunan tidak seragam mungkin menjadi terlalu besar.

b. Pondasi pada tanah lempung

- Pondasi pada tanah lempung harus diberikan faktor keamanan 3 terhadap keruntuhan kapasitas dukung. Dengan angka keamanan tersebut tekanan pada tanah lempung dibawah dasar pondasi diperkirakan tidak akan mengakibatkan penurunan tidak seragam melebihi ¾ ” diantara pondasi-pondasi yang berdekatan, degnan syarat jarak pondasi sedemikian jauh sehingga tekanan pondasi ke tanah dibawahnya tidak saling mempengaruhi satu dengan yang lainnya.

- Dibawah tanah lempung tidak terdapat lapisan tanah yang lebih lunak.
- Beban-beban pada pondasi yang diperhitungkan untuk menentukan dimensi pondasi didasarkan pada beban yang bekerja dalam waktu yang panjang, karena penurunan pondasi yang terjadi pada tanah lempung berlangsung dalam waktu panjang.
- Beban-beban hidup seperti beban angin, salju atau gempa sebaiknya tidak diperhitungkan.
- Penyebaran tekanan pada satu pondasi dipengaruhi oleh tekanan pondasi didekatnya. Dalam kondisi ini penurunan tidak seragam mungkin berlebihan, kecuali tanahnya berupa lempungkaku atau lempung keras. Oleh karena itu perhitungan penurunan pada seluruh pondasi sebaiknya dilakukan dalam penentuan qa.

Pada prinsipnya langkah-langkah perancangan pondasi bangunan secara umum dapat dilakukan sebagai berikut :

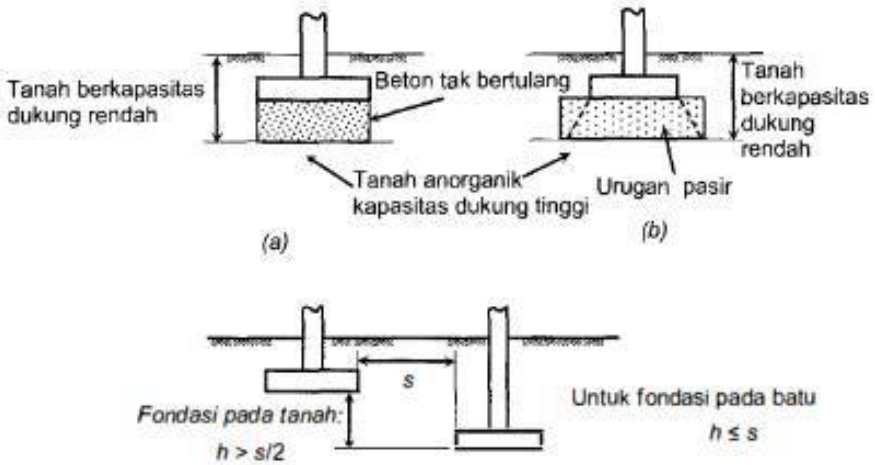
- Mempersiapkan denah dasar bangunan yang menggambarkan letak-letak kolom, dinding, dan letak beban-beban dimana terdapat ruang khusus seperti ruang mesin, yang dapat menimbulkan getaran yang kuat. Selain itu harus diketahui pula besarnya beban mati, beban hidup dan momen lentur pada tiap-tiap kolom dan dinding.
- Menghitung kapasitas dukung yang didasarkan pada karakteristik tanah dasar yang diperoleh dari penyelidikan tanah. Kemudian dihitung nilai kapasitas dukung yang diijinkan dengan berbagai kedalaman, dengan memperhatikan faktor keamanan terhadap keruntuhan kapasitas dukung yang sesuai dan penurunan yang terjadi tidak berlebihan.
- Menentukan kedalaman, tipe dan dimensi pondasi. Hal ini dilakukan dengan cara memilih kedalaman minimum yang memenuhi syarat keamanan terhadap kapasitas dukung tanah yang telah dihitung. Kedalaman minimum harus dipertimbangkan terhadap erosi permukaan tanah, pengaruh perubahan iklim, dan perubahan kadar air. Bila tanah dengan kapasitas dukung yang lebih besar berada dekat dengan kedalaman minimum yang dibutuhkan, maka dipertimbangkan untuk meletakkan dasar pondasi lebih dalam dengan kapasitas dukung yang lebih besar. Karena dengan meletakkan dasar pondasi sedikit lebih dalam akan mengurangi dimensi pondasi, sehingga dapat menghemat biaya pembuatan pelat betonnya. Namun hal ini tidak dapat diterapkan jika kondisi tanah dibawahnya berupa lapidan tanah pasir terendam air tanah.

- Berdasarkan nilai kapasitas dukung yang diijinkan, dihitung besarnya penurunan total dan beda penurunan antara kolom satu dengan yang lainnya. Jika penurunannya terlalu besar, nilai kapasitas dukung yang diijinkan harus dikurangi. Jika sampai kedalaman yang dangkal pondasi masih juga tidak memenuhi syarat kapasitas dukung dan penurunan, maka dapat digunakan pondasi tiang atau pondasi sumuran.
- Dengan dimensi dan kedalaman pondasi yang telah diperoleh, dilakukan perhitungan perancangan struktur pondasi (pelat pondasi), yaitu dengan menghitung gaya lintang dan momen lentur serta kebutuhan tulangan betonnya.

3.1.3. Kedalaman Pondasi

Kedalaman pondasi harus sedemikian rupa sehingga stabilitas pondasi terpenuhi, oleh karen itu harus memperhatikan hal-hal berikut ini :

1. Pondasi harus diletakkan lebih bawah daripada dasar lapisan tanah organik, dasar bekas tempat pembuangan sampah, dan tanah jelek lainnya. Jika lapisan tanah jelek tebal, penggalian tanah tersebut harus dilakukan dan menggantinya dengan beton tak bertulang atau menggantinya dengan tanah pasir bercampur kerikil yang dipadatkan. Luas timbunan harus cukup dapat menyebarkan bebannya ke lapisan tanah yang kuat.



Gambar 3.6. Kedalaman minimum dasar pondasi
(a). Penggantian tanah dasar dengan beton tak bertulang;
(b). Penggantian tanah dasar dengan campuran pasir dan kerikil;
(c). Perbedaan elevasi antara 2 pondasi berdekatan agar tidak terjadi tumpang tindih tekanan.

2. Dasar pondasi harus diletakkan pada lapisan yang tidak terpengaruh kembang susut tanah akibat pengaruh cuaca.
3. Walaupun tanah pondasi kuat. Dasar pondasi sebaiknya tidak terletak dipermukaan tanah, karena pertimbangan erosi dan penurunan.

4. Jarak dan beda elevasi antara dasar pondasi yang satu dengan yang lainnya harus sedemikian besar sehingga tak terdapat pengaruh tumpang tindihnya penyebaran tekanan. Untuk itu, selisih elevasi maksimum dasar pondasi yang satu dengan lainnya diusahakan setengah atau sama dengan jarak antara dua pondasi. Dengan cara inia selain untuk menghindari tumpang tindihnya tekanan, juga untuk mencegah gangguan tanah dibawah dasar pondasi yang letaknya lebih tinggi akibat penggalian tanah untuk pondasi yang letaknya lebih rendah. Dalam praktek, pondasi yang lebih rendah sebaiknya dibangun terlebih dahulu.

3.1.4. Pemilihan Dimensi Pondasi

Ukuran dan kedalaman pondasi yang ditentukan dari kapasitas dukung diizinkan dipertimbangkan terhadap penurunan. Bila ternyata hasil perhitungan kapasitas dukung ultimit dibagi dengan factor aman mengakibatkan penurunan berlebihan, maka dimensi pondasi diubah sampai besar penurunan memenuhi syarat. Untuk memperkecil penurunan tidak seragam akibat bervariasinya beban hidup, dapat dilakukan dengan mengambil proporsi ukuran pondasi sedemikian hingga seluruh pondasi mempunyai tekanan dukung yang sama akibat beban pelayanan (service load). Beban pelayanan adalah beban nyata yang bekerja pada pondasi selama pelayanan normal bangunannya.

Beban pelayanan = beban mati + ½ beban hidup.

Persentase beban hidup yang lebih besar diberikan untuk ruang gudang dan lantai-lantai tempat penyimpanan yang lain.

Pada tekanan yang sama, pondasi dengan bentuk yang sama tetapi dengan ukuran yang berbeda akan mengalami penurunan yang lebih besar jika lebar pondasi bertambah. Jika pondasi-pondasi yang mendukung suatu bangunan mempunyai ukuran yang sangat berbeda, maka penurunan tidak seragam yang terjadi akan semakin besar. Untuk megatasi hal ini, Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan untuk menghitung tekanan pada dasar pondasi secara lebih teliti.

- Jika tanah dasar pondasi berupa tanah pasir, maka penurunan tidak seragam dapat direduksi dengan mengurangi ukuran pondasi-pondasi terkecil. Karena walaupun ukurannya direduksi, faktor keamanan terhadap keruntuhan kapasitas dukung diperkirakan masih mencukupi.
- Jika tanah dasar pondasi berupa tanah lempung, maka penurunan tidak seragam dapat direduksi dengan menambah ukuran pondasi terbesar.

3.1.5. Pengontrolan Selama Pelaksanaan

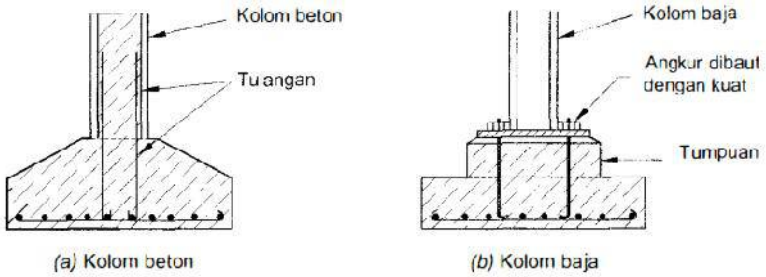
Pondasi-pondasi dirancang dengan menganggap bahwa tanah didasar pondasi akan mendekati kondisi yang sama seperti contoh tanah yang diambil dari hasil pengeboran atau pengujian beban yang dilakukan. Jika tanah mengandung lensa-lensa tanah lunak yang tidak terdeteksi oleh pengeboran atau jika tanah menjadi rusak kondisinya karena penggalian tanah pondasi maka penurunan yang terjadi akan lebih besar daripada yang diperhitungkan. Untuk menghindari resiko ini maka Terzaghi dan Peck (1948) menyarankan untuk mengadakan pengujian penetrasi sederhana disetiap pondasi setelah penggalian selesai. Jika terdapat bagian yang diperkirakan mengakibatkan penurunan yang besar maka perlu dilakukan perancangan ulang. Hal ini lebih ekonomis dibandingkan dengan perbaikan pondasi setelah struktur dibangun.

Penggalian tanah pondasi dilakukan dalam kondisi kering selama periode pelaksanaan, karena air dapat mengganggu tanah dasar pondasi. Jika tanah dasar pondasi berupa tanah lempung, genangan air cenderung melunakkan permukaan galian dan dapat mengakibatkan penambahan penurunan pondasi, karena kondisi tanah dibawah muka air tidak dapat diperiksa secara langsung. Penggalian didalam air sangat mahal dan dapat merusak struktur tanah. Pengecoran beton dibawah air akan mengurangi mutu beton. Bila hal ini tidak dapat dihindari maka harus dilakukan sistem pemompaan yang baik.

3.1.6. Hubungan Kolom dan Pondasi

Dalam praktek, kadang-kadang diinginkan untuk memberi kebebasan ujung kolom bawah berotasi terhadap permukaan atas pondasi, atau, ujung bawah kolom dibuat terjepit pada pondasinya. Hal-hal tersebut penting diperhatikan terutama bila kolom menderita momen atau pembebanan eksentris. Jika ujung bawah kolom dipengaruhi oleh momen lentur, hubungan antara kolom dan pondasi harus cukup kuat untuk mentransfer tegangan-tegangan yang terjadi. Jika kolom terbuat dari beton bertulang, agar kolom terjepit pada pondasi, dibutuhkan tulangan-tulangan menerus dari kolom sampai ke tubuh pondasinya. Untuk kolom baja, antara kolom dan pondasi dapat dihubungkan dengan menggunakan baut-baut yang kuat (Gambar 3.7).

Dengan tanpa memperhatikan faktor kekuatan hubungan antara kolom dan pondasi, gerakan kolom akibat momen akan mengakibatkan tekanan pondasi pada tanah tidak simetris. Umumnya distribusi tekanan pondasi pada tanah secara pendekatan dianggap linier, walaupun kenyataannya tidak demikian. Jika pondasi pada pasir mempunyai lebar yang kecil dan sangat dangkal, pondasi akan mudah berotasi akibat tanah ditepi pondasi menyisih keluar.



Gambar 3.7. Hubungan antara kolom dengan pondasi

Jika pondasi terletak pada kedalaman yang besar, pasir akan dipengaruhi oleh tekanan keliling yang besar akibat berat tanah diatasnya. Karena itu bahaya rotasi pondasi menjadi berkurang Untuk pondasi dengan lebar kecil yang dangkal dan terletak pada pasir, sebaiknya pondai tidak dirancang untuk menjepit kolom.

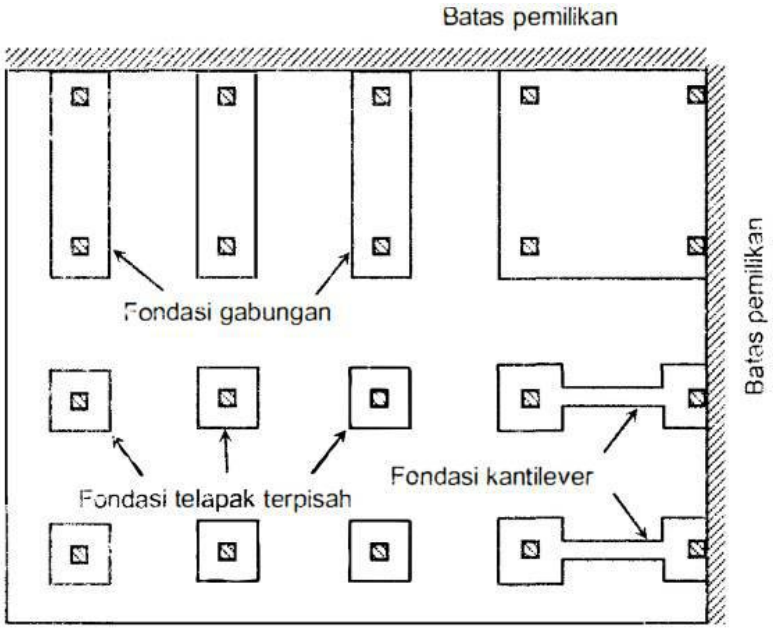
Sebaliknya, jika pondasi terletak pada tanah kohesif, maka tanah ini mampu menahan tegangan terkonsentrasi pada tepi pondasi. Karena sebagian besar penurunan pondasi pada tanah lempung adalah akibat penurunan konsolidasi, momen lentur yang terjadi hanya sesaat tidak akan mengakibatkan penurunan berarti.

3.2. Pondasi Telapak Gabungan

3.2.1. Pendahuluan

Jika dua kolom atau lebih letaknya terlalu dekat satu dengan yang lain, maka lebih baik digunakan pondasi telapak gabungan yang menggabungkan kolom-kolom tersebut menjadi satu pondasi tunggal. Beberapa alasan digunakannya pondasi telapak gabungan antara lain :

1. Jika jarak kolom terlalu dekat satu dengan yang lain, sehingga jika dipakai pondasi terpisah sisi-sisiya akan berhimpit.
2. Jika jarak kolom sedemikian dekat dengan batas tanah pemilikan atau dibatasi oleh pondasi bangunan yang telah ada sebelumnya.
3. Jika perancang bermaksud menanggulangi momen penggulingan yang terlalu besar pada pondasi.
4. Jika bangunan-bangunan, seperti pilar jembatan, pilar akuaduk, terletak pada tanah dengan kapasitas dukung rendah, sehingga membutuhkan dasar pondasi yanglebar, maka pelebaran luas pondasi dapat dilakukandengan menggabungkan pilar-pilar tersebut menjadi satu pondasi.
5. Pondasi telapak gabungan juga digunakan untuk mendukung beban-beban struktur yang tidak begitu besar, namun tanahnya mudah mampat atau lunak dan pondasi dipengaruhi oleh momen penggulingan.



Gambar 3.8. Contoh penggunaan beberapa jenis pondasi pada suatu bangunan

Keuntungan dari pemakaian pondasi telapak gabungan antara lain adalah :

1. dapat menghemat biaya penggalian dan pemotongan tulangan beton
2. dapat mencegah penurunan tidak seragam yang berlebihan diantara kolom-kolom akibat adanya lensa-lensa tanah lunak dan bentuk variasi lapsian tanah yang tidak beraturan pada zona tertekan dibawah pondasi.

Cara penggabungan dapat dilakukan dengan beberapa cara tergantung dari kondisi yang ada. Terdapat bebrapa jenis pondasi telapak gabungan, yaitu :

1. pondasi telapak gabungan (*combined footing*)
2. pondasi telapak kantilever (*cantilever footing*) atau pondasi telapak ikat (*strap footing*)

Jika resultan beban-beban kolom pada pondasi telapak tidak berimpit dengan pusat pelat pondasinya, distribusi tekanan pada dasar pondasi menjadi tidak seragam, sehingga terjadi penurunan tidak seragam. Hal ini dapat dihindari dengan mengusahakan pusat berat luasan pondasi berimpit dengan resultan beban-beban, dan pelat yang menggabungkan pondasi-pondasinyadibuat benar-benar kaku.

Jika beda pembebanan pada kolom-kolomnya besar, kadang-kadang dipakai bentuk pondasi trapezium agar distribusi tekanannya disebarkan merata atau seragam didasar pondsinya. Tetapi pelaksanaan pekerjaan pondsi berbentuk trapseium relative sulit, selain itu juga terjadi kesulitan dalam pemilihan lebar pondasi dalam analisis kapasitas dukung. Oleh karena itu bentuk trapezium sering diganti dengan bentuk empat persegi panjang dengan jalan memperpanjang lebar sisi pondasi pada bagian kolom yang menerima beban lebih besar.

3.2.2. Perancangan Pondasi Telapak Gabungan

Perancangan pondasi telapak gabungan pada prinsipnya sama dengan perancangan jenis pondasi telapak, yaitu meliputi :

- penentuan besarnya beban-beban yang bekerja pada pondasi
- penentuan kapasitas dukung yang diijinkan
- perancangan struktur pondasi

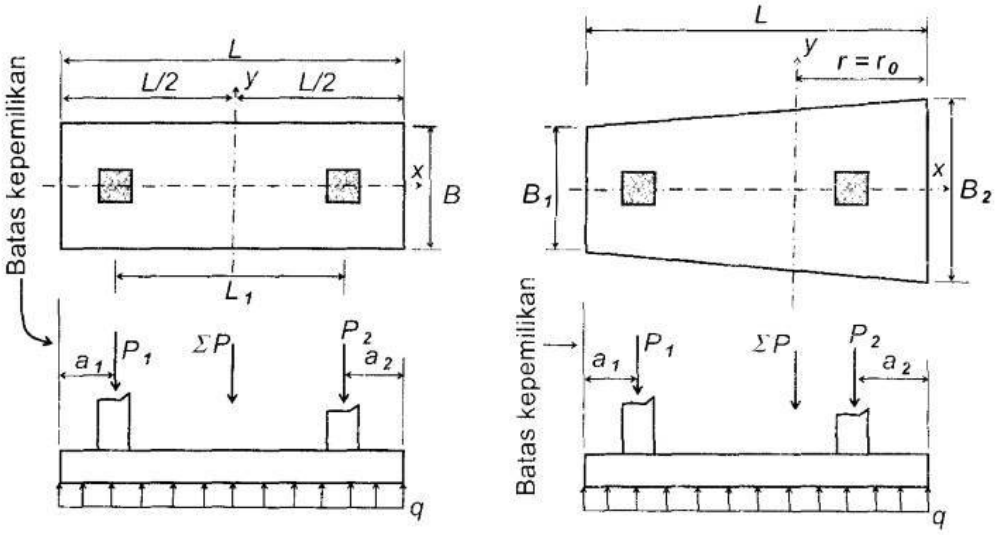
A. Kapasitas Dukung Ijin

Perhitungan kapasitas dukung dan dan penurunan pondasi telapak gabungan berbentuk empat persegi panjang dan kantilever yang diperlukan untuk penentuan kapasitas dukung yang diizinkan (qu) sama seperti analisis kapasitas dukung pondasi dangkal (materi kuliah : Kapasitas dukung)

B. Perancangan Struktural

Perancangan struktur pondasi telapak gabungan dilakukan dengan anggapan-anggapan sebagai berikut :

- Pondasi atau pelat pondasi dianggap sangat kaku. Oleh karena itu pelengkungan pondasi tidak mempengaruhi penyebaran tekanannya.
- Distribusi tekanan pada dasar pondasi disebarkan secara linier



Gambar 3.9. Perancangan pondasi telapak gabungan empat persegi panjang jika resultan beban dibuat berimpit dengan pusat berat luasan pondasi.

Gambar 3.9. menunjukkan denah kolom bangunan dengan kolom bagian luar teletak pada batas pemilikan. Dalam hal ini akan digunakan pondasi gabungan empat persegi panjang yang menggabungkan kolom luar dan kolom bagian dalam. Pusat berat luasan pondasi dibuat berimpit dengan resultan bebannya. Oleh karena itu tekanan pada dasar pondasi menjadi sragam. Panjang pondasi (L) diatur dengan memperpanjang sisi pondasi yang terletak dibagian dekat bangunan. Lebar pondasi (B) dihitung dengan membagi resultan beban vertikal dengan panjang (L) tyang dikalikan dengan dayadukung yang dijinkan atau dapat ditulis dengan persamaana :

$$B = \frac{\sum P}{L\, q_a} \qquad (3.9)$$

Jika ruang bagian kanan dan kiri kolomnya terbatas, dapat digunakan pondasi telapak gabungan trapesium. Disini panjang L yang terbatas ditentukan lebih dulu dan pusat berat luasan trapesium dibuat berimpit dengan garis kerja resultan beban-bebannya. Jika r adalah letak resultan bebannya terhadap sisi B_2, maka :

$$r = \frac{P_1(L - a_1) + P_2 a_2}{\sum P} \qquad (3.10)$$

$$B_1 = \frac{2A}{L}\left(\frac{3r}{L} - 1\right) \qquad \text{dan} \qquad B_2 = \left(\frac{2A}{L}\right) - B_1 \qquad (3.11)$$

$$A_1 = \frac{q_{max}}{q_a} \qquad (3.12)$$

dengan :

r = jarak garis keja resultan P_1 dan P_2 terhadap sisi B_2 (m)

B_1, B_2 = lebar pondasi pada sisi terpendek dan terpanjang (m)

L = panjang pelat pondasi (m)

A = luas trapesium (m^2)

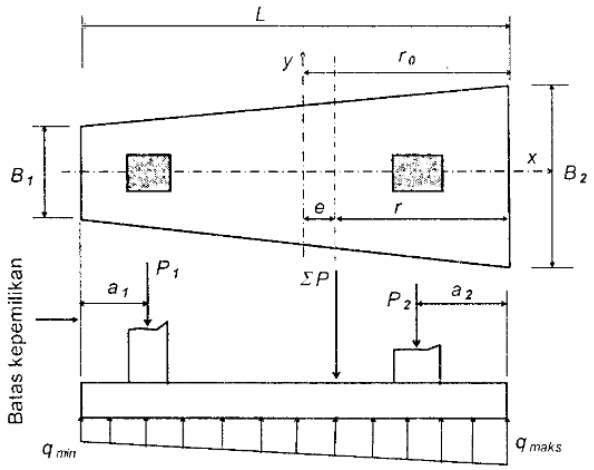
a_1, a_2 = jarak tepi pelat ke pudat kolom P_1 dan P_2 (m)

q = tekanan dasar pondasi pada tanah (kN/m^2)

q_a = kapasitas dukung yang diijinkan (kN/m^2)

Untuk pondasi gabungan empat persegi panjang, karena $B_1 = B_2$, maka B = A/L

a. Perancangan Pondasi Telapak Gabungan Berbentuk Trapesium



Gambar 3.10. Perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk trapesium

Langkah-langkah perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk trapsesium :

1. Siapkan denah bangunan, perhatikan letak-letak kolom, dinding, dan letak beban-beban dimana terdapat ruang-ruang khusus, seperti tempat mesin berat yang kemungkinan menimbulkan getaran
2. Tentukan beban mati, beban hidup, momen lentur pada tiap-tiap kolom dan dinding. Pilihlah susunan kolom-kolom yang membutuhkan struktur pondasi gabungan.
3. Pada dua kolom atau lebih yang membutuhkan struktur pondasi gabungan, dihitung jumlah total dari beban-beban kolomnya (Σ P)
4. Tentukan lokasi resultan beban-beban. Jika pada kolom-kolomnya terdapat momen lentur, pengaruh momen ini harus diperhitungkan terhadap resultan Σ P.
5. Estimasikan nilai kapasitas dukung yang diijinkan (qa) berdasarkan jenis tanah dasar pondasi, dengan mempertimbangkan nilai-nilai kapasitas dukung aman.
6. Dicoba panjang pelat pondasi L dan dihitung luas pelat pondasi yang diperlukan dengan persamaan :

$$A = \frac{\sum P}{q_a} \qquad (3.13)$$

dengan :

A = luas pondasi (m^2)

q_a = estimasi kapasitas dukung yang dijinkan dari langkah (5) (kN/m^2)

7. Hitung lebar pondasi B_1 dan B_2 dengan persamaan :

$$B_1 = \frac{2A}{L}\left(\frac{3r}{L} - 1\right) \quad \text{dan} \quad B_2 = \left(\frac{2A}{L}\right) - B_1 \qquad (3.14)$$

dengan :

r = jarak garis keja resultan P terhadap sisi B_2 (m)

B_1 = sisi trapseium pada bagian yang terbatas oleh batas pemilikan (m)

B_2 = sisi trapesium pada bagian dalam bangunan (m)

L = panjang pelat pondasi (m)

Jika r = L/3, maka B_1 = 0, pada kondisi ini diperoleh pondasi berbentuk segitiga untuk memenuhi tekanan pada dasar pondasi yang seragam. Untuk itu, lebih baik panjang L ditambah ke arah sisi B_2, jika r mendekati atau sama dengan L/3

8. Cek kapasitas dukung yang diijinkan yang diestimasikan pada langkah (4) diatas dengan kapasitas dukung yang diijinkan (q_a) yang didasarkan pada dimensi pondasi yang diperoleh pada langkah (6). Nilai q_a yang diestimasikan harus lebih kecil daripada q_a yang dihitung dari pada langkah (7). Pada perhitungan ini, karena resultan beban dibuat berimpit dengan pusat berat luasan pondasi, maka tekanan pada dasar pondasi seragam yaitu sama dengan q_a. Kemudian lakukan langkah (12), (13) dan (14). Jika resultan beban tidak berimpit dengan pusat berat luasan pondasi maka lanjutkan ke langkah berikut ini
9. Tentukan letak titik berat dari luasan pondasi dengan persamaan :

$$r_o = \frac{L}{3}\left(\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}\right) \qquad (3.15)$$

dengan r_o adalah jarak titik berat trapseisum terhadap B_2. Titik awal sumbu-sumbu koordinat x, y dibuat berimpit dengan r_o.

10. Tentukan besar momen inersia dari luasan pondsi terhadap sumbu y (yaitu I_y) dengan mengingat :

$$Iy = I_{B2} – Ar_{o2} \qquad (3.16)$$

Dengan I_{B2} adalah momen inersia terhadap sisi B_2

11. Hitung momen ΣP terhadap sumbu y, yaitu $M = e \Sigma P$, dengan

$$e = r_o - r \qquad (3.17)$$

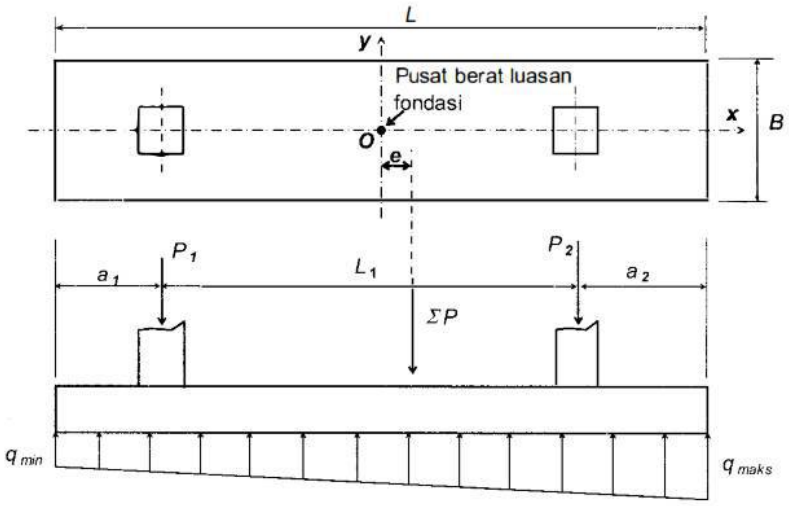
12. Tentukan besarnya tekanan pada dasar pondasi, dengan persamaan :

$$q = \frac{\sum P}{A} = \frac{M_y\ x_o}{I_y} \qquad (3.18)$$

dengan x_o adalah jarak sembarang titik pada sumbu x terhadap titik awal

13. Gambarkan diagram gaya lintang disepanjang pondasi
14. Hitung besarnya momen lentur dan kebutuhan penulangan betonnya
15. Cek kedalaman pondasi berdasarkan perhitungan dimensi (tebal) pelat pondasi.

b. Perancangan Pondasi Telapak Gabungan Berbentuk Empat Persegi Panjang



Gambar 3.11. Perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk empat persegi panjang

Langkah-langkah perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk empat persegi panjang adalah sebagai berikut :

Ikuti langkah-langkah perhitungan seperti pada perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk trapsium pada langkah (1) sampai dengan langkah (5), kemudian

6. Hitung lebar pondasi dengan persamaan sebagi berikut :

$$B = \frac{\sum P}{q_a L} \qquad (3.19)$$

7. Cek kapasitas dukung yang diijinkan pada langkah (4) dengan kapasitas dukung yang diijinkan (q_a) yang didasarkan pada dimensi pondasi yang ditentukan pada langkah (6). Nilai q_a yang diestimasikan harus lebih kecil daripada q_a yang dihitung pada langkah (7)
8. Hitung besar tekanan pada dasar pondasi dengan persamaan :

$$q = \frac{\sum P}{BL}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L}\right) \quad \text{untuk} \quad (e \le L/6) \qquad (3.20)$$

dan

$$q = \frac{4\sum P}{3B(L - 2e_x)} \quad \text{untuk} \quad (e > L/6) \qquad (3.21)$$

Lanjutkan langkah-langkah perhitungan sama seperti pada langkah (13) sampai dengan langkah (15) pada perancangan pondasi telapak gabungan berbentuk trapesium

3.2.3. Pemilihan Beban-beban Kolom

Dalam praktek lebih baik jika usuran pondasi dibuat sedemikian rupa agar tekanan sentuh yang terjadi besarnya seragam dibawah beban mati dan beban hidup yang benar-benar mempengaruhi penurunan, yaitu dengan membuat pusat luasan pondasi berimpit dengan resultan beban-beban kolomnya. Jika pondasi terletak pada tanah lempung, beban hidup yang diperkirakan adalah beban yang diperkirakan akan bekerja dalam periode waktu beberapa tahun. Untuk pondasi pada tanah pasir, hal ini merupakan nilai kemungkinan beban maksimumnya.

Walaupun pondasi telapak gabungan dibuat agar tekanan pada dasar pondasi seragam oleh pengaruh beban-beban kolomnya, tetapi dalam praktek perancangan pondasi tersebut sering didasarkan pada beban-beban kolom yang ada. Sehingga akan terdapat eksentrisitas resultan beban terhadap pusat luasan pondasi, dan distribuís tekanan pondasi menjadi tidak seragam. Oleh karena itu daya dukung diijinkan (qa) harus dihitung berdasarkan pembebanan eksentris. Perancangan struktur pondasi, perhitungan gaya-gaya lintang dan momen-momen lentur harus didasarkan pada tekanan pada dasar pondasi yang tidak seragam tersebut.

3.3. Penurunan Pondasi

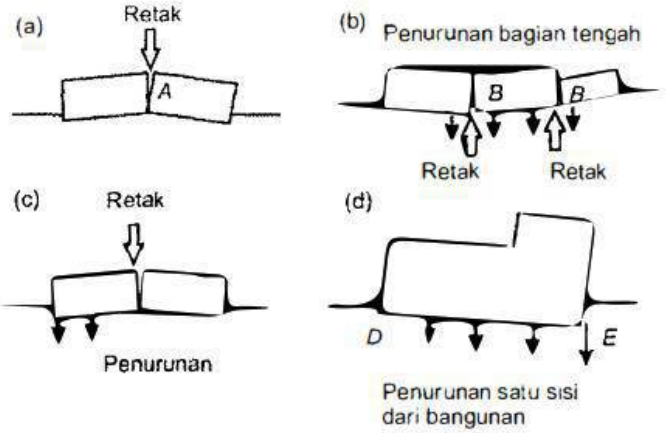
3.3.1. Pendahuluan

Istilah penunman (*settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Jika seluruh permukaan tanah di bawah dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan terjadi tidak berlebihan, maka turunnya bangunan akan tidak nampak oleh pandangan mata dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan bangunan. Namun, kondisi demikian tentu mengganggu baik pandangan mata maupun kestabilan bangunan, bila penunman terjadi secara berlebihan. Pada umumnya penurunan tidak seragam lebih membahayakan bangunan daripada penurunan total yang terjadi. Oleh karena itu penurunan pondasi harus diperhitungkan dengan sangat hati-hati agar tidak mengakibatkan kerusakan pada konstruksi bangunan diatasnya.

Faktor-faktor yang menyebabkan terjadinya penurunan adalah :

- Adanya deformasi partikel tanah,
- Relokasi partikel
- Keluarnya air atau udara dari dalam pori

Contoh-contoh kerusakan bangunan akibat penurunan tak seragam, ditunjukkan dalam Gambar 3.12.



Gambar 3.12; Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan.

(a) Gambar 3.12.a. Jika tepi bangunan turun lebih besar daripada bagian tengahnya, bangunan diperkirakan akan retak-retak pada bagian A.

(b) Gambar 3.12.b. Jika bagian tengah bangunan turun lebih besar, bagian atas bangunan dalam kondisi tertekan dan bagian bawah tertarik. Kalau deformasi yang terjadi sangat besar, tegangan tarik yang berkembang di bawah bangunan dapat mengakibatkan retak-retak pada bangunan.

(c) Gambar 3.12.c. Penurunan satu tepi dapat berakibat retak pada bagian C.

(d) Gambar 3.12d. Penurunan terjadi berangsur-angsur dari salah satu tepi bagian bangunan, yang berakibat miringnya bangunan tanpa menyebabkan keretakan.

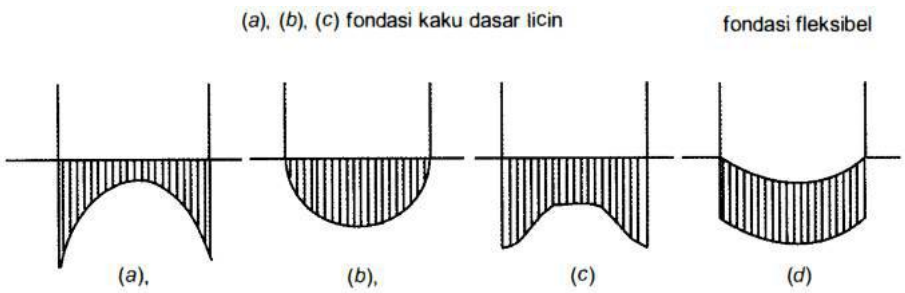
Secara umum penurunan (*settlement*) pada tanah karena pembebanan dapat dibagi menjadi tiga kelompok yaitu :

1. Penurunan segera (*immadiate settlement*),
2. Penurunan konsolidasi primer (*primary consolidation settlement*),
3. Penurunan konsolidasi sekunder (*secondary consolidation settlement*)

3.3.2. Tekanan Sentuh

Pertimbangan pertama dalam menghitung penurunan adalah penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Hal ini sangat bergantung pada kekakuan pondasi dan sifat-sifat tanah. Tekanan yang terjadi pada bidang kontak antara dasar pondasi dan tanah, disebut tekanan sentuh atau tekanan kontak (*contact pressure*). Besamya intensitas tekanan akibat beban pondasi ke tanah di bawahnya, semakin ke bawah semakin berkurang. Variasi tekanan sentuh di bawah pondasi lingkaran atau pondasi memanjang yang kaku, yang dibebani dengan beban terbagi rata q, diperlihatkan pada Gambar 3.13.

Distribusi tekanan sentuh untuk pondasi pada tanah lempung, diperlihatkan dalam Gambar 3.13a. Pondasi yang sama, bila diletakkan pada tanah pasir atau kerikil, distribusi tekanan sentuhnya akan seperti dalam Gambar 3.13b. Selanjutnya, jika pondasi tersebut diletakkan pada tanah campuran antara lempung dan pasir, bentuk distri- busi tekanan sentuhnya akan seperti pada Gambar 3.13c.



Gambar 3.13 Distribusi tekanan sentuh di bawah pondasi.
(a) Pondasi kaku pada lempung.
(b) Pondasi kaku pada pasir dan kerikil.
(c) Pondasi kaku pada campuran lempung dan pasir
(d) Pondasi fleksibel pada tanah lempung.

Pada pondasi yang fleksibel, seperti pondasi tangki minyak yang terletak pada tanah lempung, distribusi tekanan sentuh akan seragam dan penurunan berbentuk cekungan seperti bentuk mangkuk (Gambar 3.13d).

Dalam praktek, sangat jarang dijumpai pondasi yang benar-benar kaku. Karena itu, distribusi tekanan sentuh yang terjadi adalah antara bentuk pondasi yang kaku dan fleksibel. Dengan alasan ini, dalam praktek, distribusi tekanan sentuh pondasi ke tanah dianggap seragan atau uniform, bila beban terbagi rata seragam.

3.3.3. Distribusi Tegangan Dalam Tanah

Perhitungan tegangan yang terjadi di dalam tanah berguna untuk analisis tegangan-regangan (*stress-strain*) dan penurunan (*settlement*). Sifat-sifat tegangan-regangan dan penurunan tergantung pada sifat tanah bila mengalami pembebanan. Dalam hitungan tegangan di dalam tanah, tanah dianggap bersifal elastis, homogen, isotropis dan terdapat hubungan linier antara tegangan dan regangan

Tegangan yang terjadi di dalam tanah dapat disebabkan oleh beban yang bekerja di permukaan atau oleh beban akibat berat sendiri tanah. Tegangan yang berasal dari beban di permukaan tanah akan berkurang bila kedalaman bertambah. Sebaliknya, tegangan yang berasal dari berat sendiri tanah akan bertambah bila kedalamannya bertambah.

Tegangan di dalam tanah yang timbul akibat adanya beban di permukaan dinyatakan dalam istilah tambahan tegangan (*stress increment*), karena sebelum tanah dibebani, tanah sudah mengalami tekanan akibat beratnya sendiri yang disebut tekanan *overburden*.

Analisis tegangan di dalam tanah didasarkan pada anggapan bahwa tanah bersifat elastis, homogen, isotropis, dan terdapat hubungan linier antara tegangan dan regangan. Dalam analisisnya, regangan volumetrik pada bahan yang bersifat elastis dinyatakan oleh persamaan:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\mu}{E}(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z) \qquad (3.22)$$

dengan :

ΔV = perubahan volume (m^3)

V = volume awal (m^3)

μ = angka Poisson

E = modulus elastis

σ_x, σ_y, σ_z = tegangan-tegangan dalan arah x, y dan z

Dalam Persamaan (3,22), bila pembebanan yang mengakibatkan penurunan, terjadi pada kondisi tak terdrainasi (*undrained*), atau penurunan terjadi pada volume konstan, maka $\Delta V/V = 0$. Dalam kondisi ini, rasio Poisson $\mu = 0{,}5$. Jika pembebanan menyebabkan perubahan volume (contohnya penurunan akibat proses konsolidasi), sehingga $\Delta V/V > 0$, maka $\mu < 0{,}5$.

A. Beban Titik

Boussinesq (1885) memberikan persamaan penyebaran beban akibat pengaruh beban titik di permukaan. Tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma_z$) akibat beban titik, dianalisis dengan meninjau sistem tegangan pada koordinat silinder (Gambar 3.14).

Dalam teori ini, tambahan tegangan vertikal ($\Delta\sigma_z$) pada suatu titik di dalam tanah akibat beban titik Q di permukaan, dinyatakan oleh persamaan:

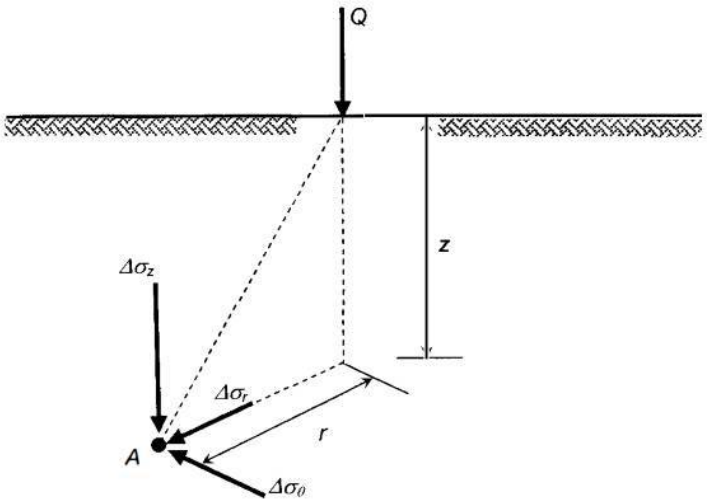
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2}\left(\frac{1}{1+(r/z)^2}\right)^{\frac{5}{2}} \qquad (3.23)$$

dengan :

σ_z = tambahan tegangan vertikal (kN/m^2)

z = kedalaman titik yang ditinjau (m)

r = jarak horisontal titik di dalam tanah terhadap garis kerja beban (m)



Gambar 3.14. Tambahan tegangan vertikal akibat beban titik.

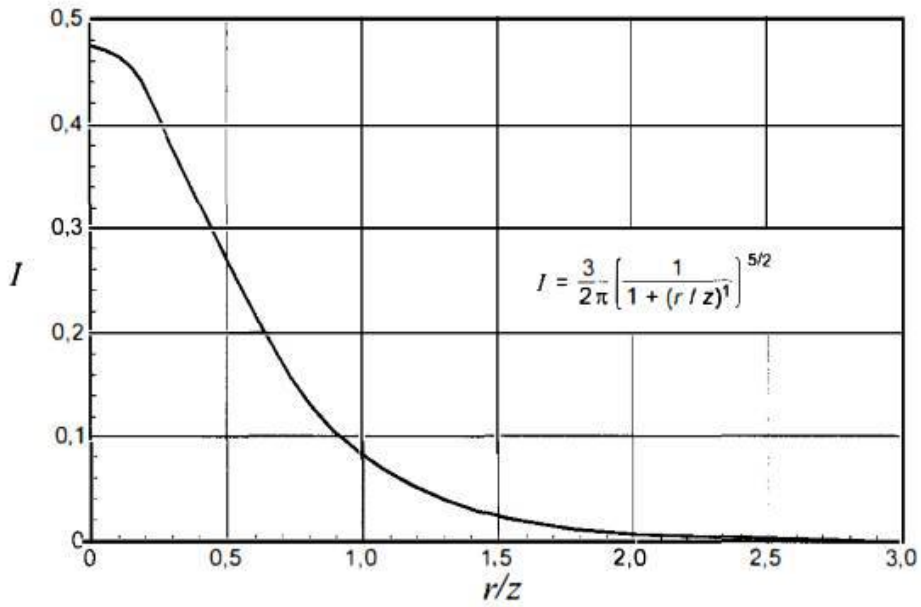
Jika faktor pengaruh untuk beban titik didefinisikan sebagai:

$$I = \frac{3}{2\pi}\left(\frac{1}{1 + (r/z)^2}\right)^2 \qquad (3.24)$$

maka Persamaan (3.23) akan menjadi:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I \qquad (3.25)$$

Nilai I yang disajikan dalam bentuk grafik diperlihatkan dalam Gambar 3.15 berikut (Taylor, 1948).



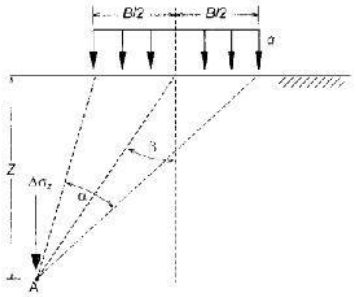
Gambar 3.15 Faktor pengaruh (I) akibat beban titik, didasarkan teori Boussinesq (Taylor, 1948).

B. Beban Terbagi Rata Berbentuk Lajur Memanjang

Tambahan tegangan vertikal pada titik A di dalam tanah akibat beban terbagi rata q fleksibel berbentuk memanjang (Gambar 3.16), dinyatakan oleh persamaan:

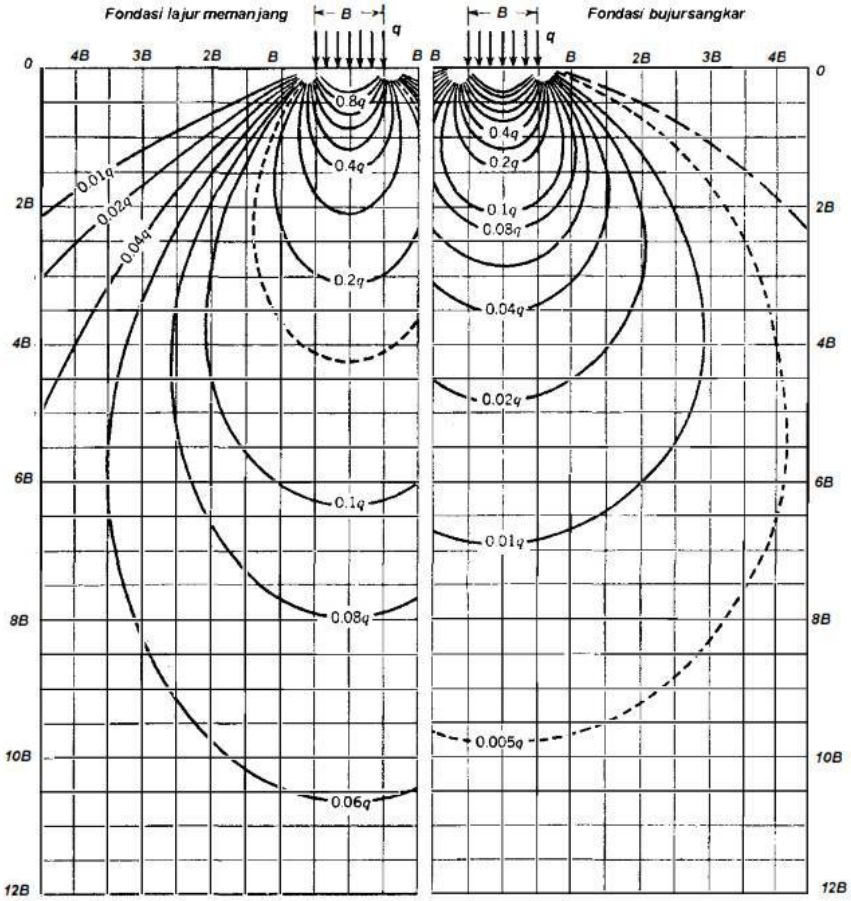
$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}(\alpha + \sin\alpha \cos 2\beta) \qquad (3.26)$$

dengan α dan β dalam radian, yaitu sudut yang ditunjukkan pada Gambar 3.16.



Gambar 3.16. Tegangan akibat beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang.

Isobar tegangan yang menunjukkan tempat kedudukan titik-titik yang mempunyai tegangan vertikal yang sama oleh akibat beban berbentuk lajur memanjang ditunjukkan dalam Gambar 3.17 (Sowers, 1979).



Gambar 3.17. Isobar tegangan untuk beban terbagi rata berbentuk lajur memanjang dan bujur sangkar teori Boussinesq (Sowers, 1979).

C. Beban Terbagi Rata Berbentuk Empat Persegi Panjang

Tambahan tegangan vertikal akibat beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang, dengan ukuran panjang L dan lebar B (Gambar 3.18), dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari penjabaran persamaan Boussinesq, sebagai berikut:

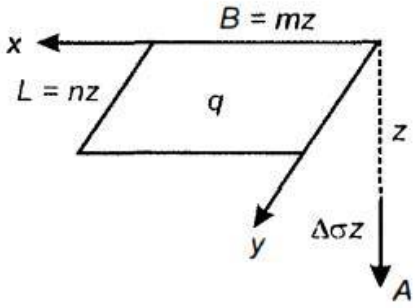
$$\Delta\sigma_z = q\, I \qquad (3.27)$$

Dalam persamaan tersebut :

$$I = \frac{1}{4\pi}\left(\frac{2\,mn\,(m^2+n^2+1)^{1/2}}{(m^2+n^2+1+m^2n^2)} \times \frac{(m^2+n^2+2)}{(m^2+n^2+1)} + \arctan\frac{2\,mn\,(m^2+n^2+1)^{1/2}}{(m^2+n^2+1-m^2n^2)}\right) \qquad (3.28)$$

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{dan} \quad n = \frac{L}{z} \qquad (3.29)$$

dengan :
q = tekanan sentuh atau tekanan pondasi ke tanah (kN/m^2)

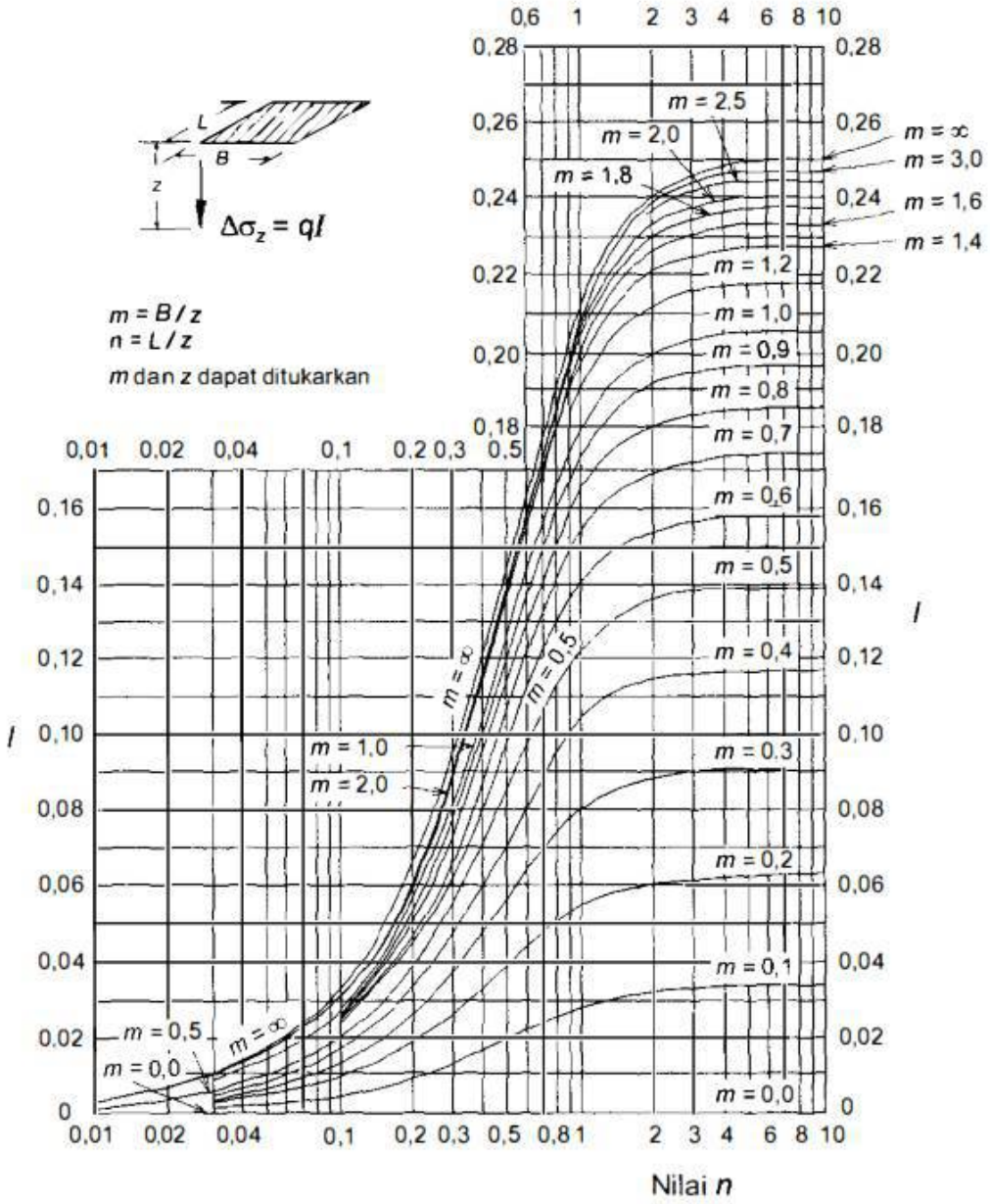


Gambar 3.18. Tegangan di bawah beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang.

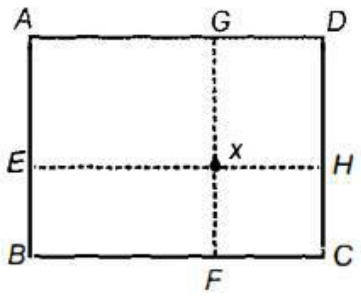
Nilai faktor pengaruh (I) untuk tegangan di bawah sudut luasan empat persegi panjang oleh akibat beban terbagi rata (q) dalam bentuk grafik, dapat dilihat dalam Gambar 3.19, sedang isobar tambahan tegangan di bawah luasan beban bujur sangkar ditunjukkan dalam Gambar 3.17.

Tambahan tegangan vertikal pada sembarang titik di bawah luasan empat persegi panjang ditentukan dengan cara membagi-bagi empat persegi panjang, dan kemudian menjumlahkan tegangan yang terjadi pada tiap-tiap bagiannya. Sebagai contoh, akan ditentukan tambahan tegangan vertikal di bawah titik X (Gambar 3.20). Untuk ini, dapat dilakukan cara sebagai berikut:

$$\Delta\sigma_z(X) = \Delta\sigma_z\,(XEBF) + \Delta\sigma_z\,(XFCH) + \Delta\sigma_z\,(XGDH) + \Delta\sigma_z\,(XGAE)$$



Gambar 3.19. Faktor pengaruh I untuk tegangan vertikal dibawah sudut luasan beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang fleksibel (NAVFAC DM7. 1, 1982).



Gambar 3.20. Contoh hitungan tambahan tegangan vertikal di bawah titik tertentu akibat beban terbagi rata empat persegi panjang.

3.3.4. Hitungan Penurunan

Penurunan (*settlernent*) pondasi yang tertetak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 3 komponen, yaitu: penurunan-segera (*immediate settlement*), penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder. Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen penurunan tersebut, atau dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$S = S_i + S_c + S_s \qquad (3.30)$$

Dengan :

S = penurunan total (m)

Si = penurunan segera (m)

Sc = penurunan konsolidasi (m)

Ss = penurunan sekunder (m)

Penurunan segera atau disebut juga parturunan elastis adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah-tanah berbutir halus yang tak jenuh termasuk tipe penurunan segera, karena penurunan terjadi segera sesudah penerapan bebannya.

Penurunan konsolidasi terdiri dari 2 tahap, yaitu tahap penurunan konsolidasi primer dan tahap penurunan konsolidasi sekunder. **Penurunan konsolidasi primer** adalah penurunan yang terjadi sebagai hasil dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (excess pore water pressure). Besarnya penurunan tanah merupakan fungsi dari waktu. Penurunan konsolidasi sekunder adalah penurunan yang terjadi setelah konsolidasi primer selesai, yaitu pada saat tegangan efektif akibat bebannya telah konstan.

Besarnya penurunan tergantung dari karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah dibawahnya. penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya. Penunman pondasi bangunan dapat diestimasi dari hasil-hasil uji laboratorium pada contoh-contoh tanah tak terganggu yang diambil dari pengeboran, atau dari persamaan-persamaan empiris yang dihubungkan dengan hasil pengujian di lapangan secara langsung.

3.3.4.1. Penurunan Segera

A. Penurunan segera pada tanah homogen dengan ketebalan tak terhingga

Perhitungan penurunan segera untuk pondasi diatas tanah homogen dengan ketebalan tak terhingga dapat dilakukan berdasarkan penurunan teori elastisitas dengan persamaan sebagai berikut :

$$Si = \frac{qB}{E}\left(1-\mu^2\right)Ip \qquad (3.31)$$

dengan :

Si = penurunan segera (m)

q = tekanan pada dasar pondasi (kN/m^2)

B = lebar pondasi (m)

μ = angka Poisson (Tabel 3.1)

E = modulus elastisitas tanah (modulus Young) (Tabel 3.2)

Ip = faktor pengaruh (tidak berdimensi) (Tabel 3.3)

Persamaan diatas didasarkan pada asumsi bahwa : “Beban P diletakkan diatas permukaan tanah, padahal dalam praktek di lapangan pondasi selalu diletakkan pada kedalaman tertentu dibawah permukaan tanah.” Sehingga perhitungan penurunan segera (Si) dengan menggunakan persamaan diatas memberikan hasil yang sangat aman (konservatif), karena kedalaman letak pondasi mempunyai kecenderungan untuk mengurangi besarnya penurunan segera (Si).

Tabel 3.1 Perkiraan rasio Poison (μ) (Bowles, 1968)

Macam tanah	Angka Poisson (μ)
Lempung jenuh	0,40 - 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 - 0,30
Lempung berpasir	0,20 - 0,30
Lanau	0,30 - 0,35
Pasir padat	0,20 - 0,40
Pasir kasar (angka pori, e = 0,4 - 0,7)	0,15
Pasir halus (angka pori, e = 0,4 - 0,7)	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,10 - 0,40
Loess	0,10 - 0,30

Tabel 3.2. Harga-harga modulus elastisitas tanah (E) (Bowles, 1968)

Macam tanah	Modulus elastisitas tanah (E), (kN/m^2)
Lempung	
− Sangat lunak	300 - 3.000
− Lunak	2.000 - 4.000
− Sedang	4.500 - 9.000
− Keras	7.000 - 20.000
− Berpasir	30.000 - 42.500
Pasir	
− Berlanau	5.000 - 20.000
− Tidak padat	10.000 - 25.000
− Padat	50.000 - 100.000
Pasir dan kerikil	
− Padat	80.000 - 200.000
− Tidak padat	50.000 - 140.000
Lanau	2.000 - 20.000
Loess	15.000 - 60.000
Serpih	140.000 - 1 .400.000

Tabel 3.3. Faktor pengaruh I_m (Lee, 1 962) dan I_p (Schleicher, 1962) untuk pondasi kaku, dan faktor pengaruh untuk pondasi tleksibel (Terzaghi, 1943)

Bentuk Pondasi	L / B	Fleksibel (I_p)			Kaku	
		Pusat	Sudut	Rata-rata	I_p	I_m
Lingkaran	-	1,00	0.64	0.85	0.88*	
Bujur sangkar	1	1.12	0,36	0.95	0.82	3.70
Empat persegi panjang	1.5	1.36	0.68	1.20	1.06	4.12
	2	1.53	0.77	1.31	1.20	4.38
	5	2.10	1.05	1.83	1.70	4.82
	10	2.52	1.26	2.25	2.10	4.93
	100	3.38	1.69	2,96	3.40	5.06

* Peneliti yang lain menggunakan faktor pengaruh pondasi lingkaran yang kaku 0,79 = $\pi/4$

Nilai faktor pengaruh bergantung pada lokasi titik yang ditinjau di mana penurunan akan dihitung, bentuk dan kekakuan pondasi. Untuk pondasi fleksibel, Terzaghi (1943) menyarankan nilai I_p untuk menghitung penurunan pada sudut luasan empat persegi panjang sebagai berikut:

$$I_p = \frac{1}{\pi}\left[\frac{L}{B}\, ln\left(\frac{1+\sqrt{(L/B)^2+1}}{L/B}\right) + ln\left(\frac{L}{B}+\sqrt{(L/B)^2+1}\right)\right] \quad (3.32)$$

dengan L dan B adalah panjang dan lebar pondasi. Nilai-nilai I_p untuk berbagai bentuk pondasi, ditunjukkan dalam Tabel 3.3. Schleicher (1925) juga mengusulkan faktor-faktor pengaruh I_p untuk pondasi kaku, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.3. Untuk pondasi-pondasi yang terletak di permukaan (Das, 1983):

$$S_{i\,(\text{rata-rata fleksibel})} \cong 0{,}85 \times S_{i(\text{di pusat, fleksibel})} \qquad (3.33a)$$

$$S_{i\,(\text{kaku})} \cong 0{,}93 \times S_{i(\text{rata-rata, fleksibel})} \qquad (3.33b)$$

$$S_{i\,(\text{kaku})} \cong 0{,}8 \times S_{i(\text{di pusat, fleksibel})} \qquad (3.33c)$$

Jika beban eksentris, pondasi yang kaku akan berotasi akibat momen penggulingan. Lee (1962) menyarankan nilai faktor pengaruh I_m untuk pondasi yang kaku pada pembebanan eksentris, atau pembebanan yang menimbulkan momen. Rotasi pondasi, dinyatakan oleh persamaan:

$$\text{tg}\,\theta = \frac{Q\,e}{BL^2}\,\frac{(1-\mu^2)}{E}\,I_m \text{ atau} \qquad \text{tg}\,\theta = \frac{M}{BL^2}\,\frac{(1-\mu^2)}{E}\,I_m \qquad (3.34)$$

dengan,

θ = sudut rotasi pondasi (derajat)

Q = resultan beban pondasi (kN)

e = eksentrisitas resultan beban pondasi (m)

B = lebar pondasi (m)

L = panjang pondasi (m)

μ = rasio Poisson (Tabel 3.1)

E = modulus elastis tanah (kN/m^2) (Tabel 3.2)

M = momen yang terjadi pada pondasi (kN.m)

I_m = faktor pengaruh (Tabel 3.3).

Perkiraan nilai rasio Poisson (μ) dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Terzaghi menyarankan:

μ = 0,30 untuk pasir

μ = 0,40 sarnpai 0,43 untuk lempung.

Umumnya, banyak digunakan :

μ = 0,30 sampai 0,35 untuk pasir

μ = 0,40 sampai 0,50 untuk lempung.

Modulus elastis E dapat ditentukan dari kurva tegangan-tegangan yang diperoleh dari uji triaksial. Bila contoh tanah terganggu atau rusak, maka modulus elastis (E) menjadi berkurang, dengan demikian estimasi penurunan-segera menjadi berlebihan.

Modulus elastis (E) tanah dapat pula diperoleh dari uji beban pelat (*plate load test*). Jika modulus elastis tanah granuler diambil dari uji beban pelat, nilainya dapat ditentukan dari persamaan berikut:

$$E = E_p \left(\frac{B}{B_p}\right)\left(\frac{B+B_p}{2B}\right)^2 \qquad (3.35)$$

dengan,

E_P = modulus elastis dari uji beban pelat dengan lebar B_p (kN/m^2)

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

B = lebar pondasi sebenarnya (m)

Umumnya, modulus elastis tanah granuler bertambah bila kedalaman bertambah, karena modulus elastis sangat sensitif terhadap tekanan kekang (*confining pressure*). Bowles (1977), memberikan persamaan yang dihasilkan dari pengumpulan data uji kerucut statis (sondir), sebagai berikut:

$E = 3q_c$ (untuk pasir) (3.36a)

$E = 2$ sampai $8\ q_c$ (untuk lempung) (3.36b)

dengan q_c dalam kg/cm^2.

Nilai perkiraan modulus elastis dapat pula diperoleh dari pengujian SPT. Mitchell dan Gardner (1975) mengusulkan modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai N-SPT,sebagai berikut :

$E = 10\ (N + 15)$ (k/ft^2) (untuk pasir) (3.37a)

$E = 6\ (N + 5)$ (k/ft^2) (untuk pasir berlempung) (3.37b)

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

B. Penurunan segera pada lapisan tanah pendukung pondasi dibatasi lapisan keras

Jika tebal lapisan terbatas (H) dan lapisan yang mendasari lapisan tersebut berupa lapisan keras tak terhingga, maka penurunan segera pada sudut luasan beban terbagi rata empat persegi panjang fleksibel yang terletak dipermukaan dapat dihitung dengan persamaan :

$$Si = \frac{qB}{E} Ip \qquad (3.38)$$

$$Ip = (1 - \mu^2)\ F_1 + (1-\mu-2\mu^2)\ F^2 \qquad (3.39)$$

dengan F_1 dan F_2 adalah koefisien-koefisien yang diusulkan oleh Steinbrenner (1934) dalam bentuk grafik pada Gambar 3.21. Penurunan di sembarang titik A (Gambar 3.21) pada pondasi empat persegi panjang di permukaan tanah dengan tebal terbatas, dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$Si = \frac{q}{E}\left(I_{p1}\ B_1 + I_{p2}\ B_2 + I_{p3}\ B_3 + I_{p4}\ B_4\right) \qquad (3.40)$$

dengan B_1, B_2, B_3 dan B_4 adalah lebar masing-masing luasan.

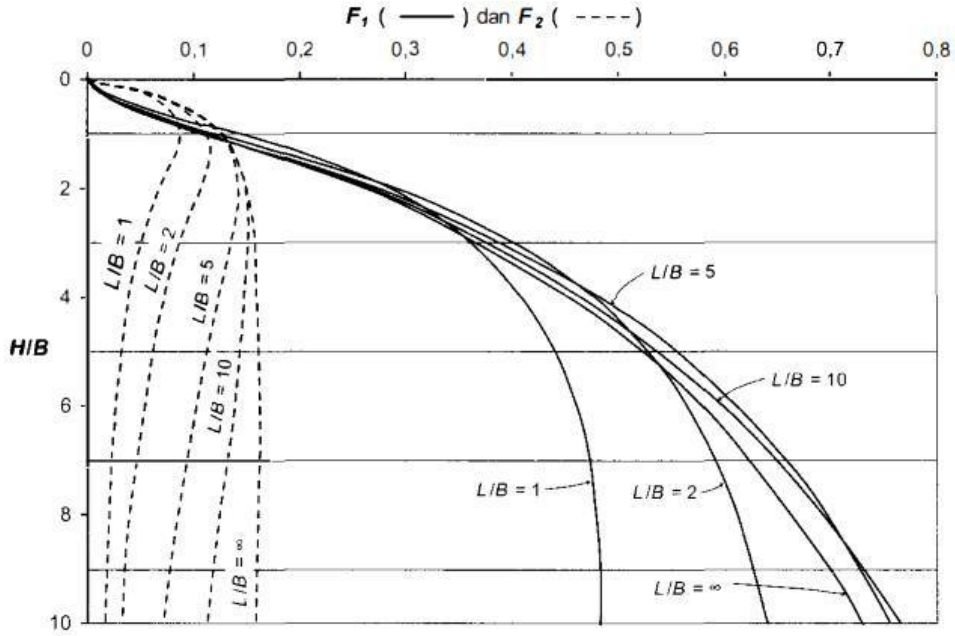
Bila pondasi tidak terletak di permukaan, penurunan segera perlu dikoreksi. Fox dan Bowles (1977) memberikan koreksi penurunan segera yang merupakan fungsi dari D_f/B, L/B dan μ, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.22. Penurunan segera rata-rata dinyatakan oleh persamaan:

$$Si' = Si\ \alpha \qquad (3.41)$$

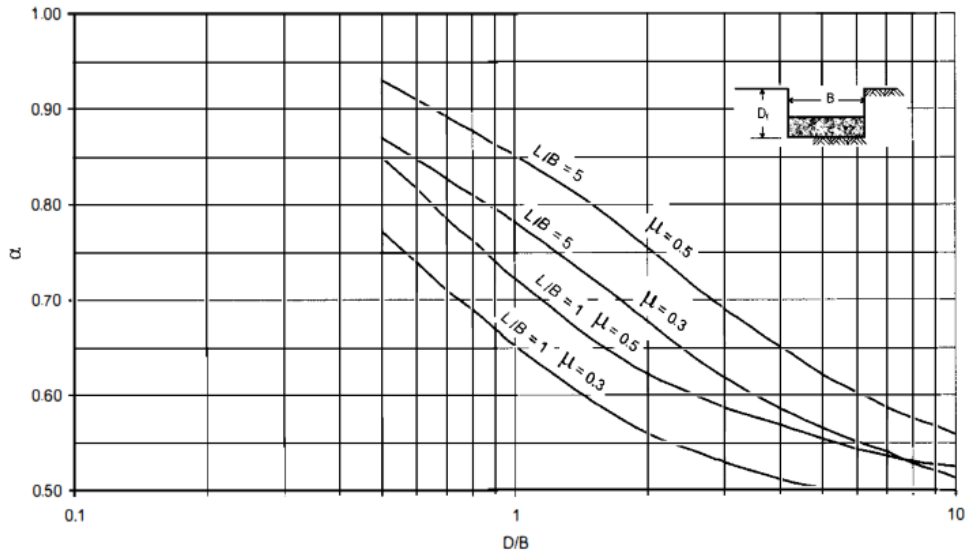
Si' = penurunan segera rata-rata yang telah dikoreksi, pondasi pada kedalaman Df

Si = penurunan segera rata-rata untuk pondasi yang terletak di permukaan

α = faktor koreksi untuk dasar pondasi pada kedalaman Df



Gambar 3.21. Penurunan segera pada sudut luasan beban terbagi rata fleksibel di permukaan yang terletak pada lapisan elastis dengan dasar keras (Steinbrener, 1934)



Gambar 3.22. Faktor koreksi kedalaman untuk penurunan segera pada pondasi empat persegi panjang (Fox dan Bowles, 1977).

Perhitungan penurunan segera rata-rata pada beban terbagi merata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis dan isotropis dengan tebal terbatas, menurut Janbu, et al. (1956) :

$$Si = \mu_1 \mu_o \frac{q B}{E} \text{ (untuk } \mu = 0{,}5) \qquad (3.42)$$

Dengan :

Si = penurunan segera (m)

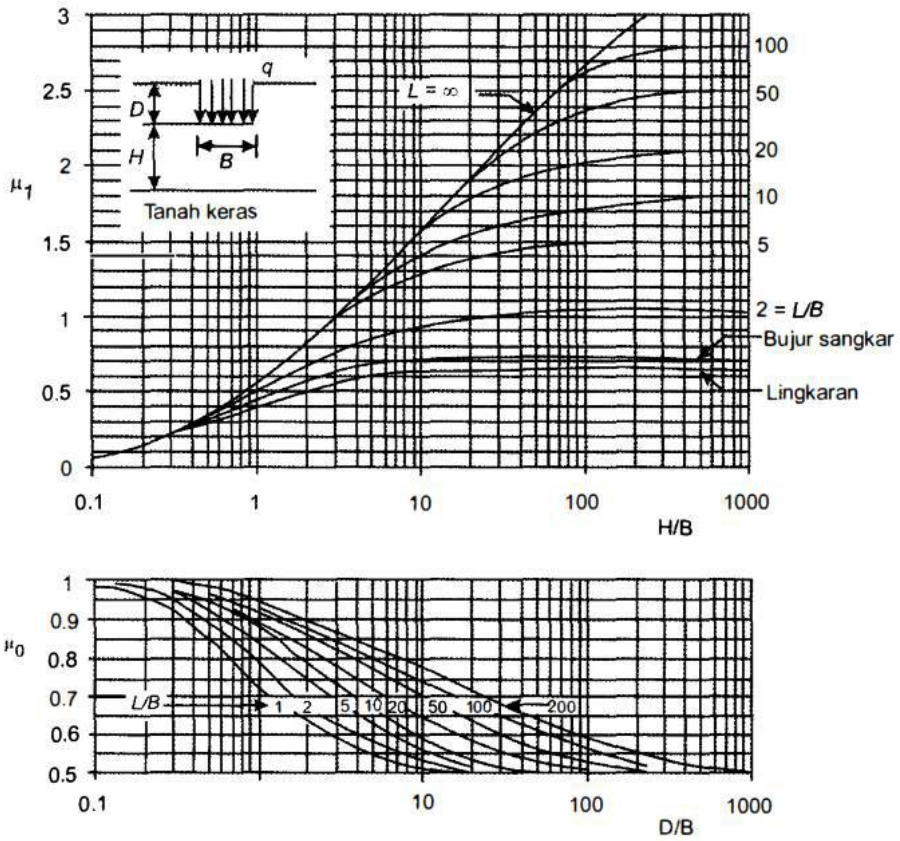
q = tekanan pondasi netto (kN/m^2)

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

μ_1 = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 3.23)

μ_0 = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df (Gambar 3.23)

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



Gambar 3,23. Faktor koreksi perhitungan penurunan segera (Janbu, et al. 1956)

Diagram pada Gambar 3.21 dan Gambar 3.23 dapat digunakan untuk modulus E yang bervariasi dengan kedalamannya. Hitungan penurunan-segera, dilakukan dengan membagi tanah ke dalam beberapa lapisan tanah yang terbatas. Jika regangan tiap lapisan dapat dihitung, akan dapat diperoleh nilai penurunan-segera totalnya.

C. Perhitungan penurunan segera dari hasil pengujian lapangan

1. Perhitungan penurunan segera dari hasil pengujian SPT

Penurunan pada tanah pasir dapat diestimasi dengan menggunakan hasil uji SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk hal ini, Meyerhof (1965) menyarankan persamaan sebagai berikut:

$$Si = \frac{4\,q}{N} \quad \rightarrow \quad \text{untuk } B \leq 1.2 \text{ m} \qquad (3.43a)$$

$$Si = \frac{6\,q}{N}\left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{untuk } B > 1.2 \text{ m} \qquad (3.43b)$$

dengan,

q = intensitas beban dalam k/ft^2 (1 k/ft^2 = 48,07 kN/m^2)

B = lebar pondasi da1am ft (1 ft = 30,48 cm)

Si = penurunan dalam inci (1 in.= 2,54 cm) N= jumlah pukulan dalam uji SPT

Pengamatan menunjukan bahwa hasil penurunan dari hitungan Persamaan (3.43) memberikan nilai penurunan yang terlalu aman, karena hasilnya terlalu tinggi. Bowles (1977) menyarankan penyesuaian Persamaan (3.43) untuk nilai penurunan yang dianggap lebih mendekati kenyataan, sebagai berikut :

$$Si = \frac{2.5\,q_n}{N} \quad \rightarrow \quad \text{untuk } B \leq 1.2 \text{ m} \qquad (3.44a)$$

$$Si = \frac{4\,q_n}{N}\left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{untuk } B > 1.2 \text{ m} \qquad (3.44b)$$

dengan :

S_i = penurunan segera (inchi)

q_n = tekanan pondasi netto (k/ft^2)

N = jumlah pukulan pada pengujian SPT

B = lebar pondasi (ft)

Berdasarkan data lapangan dari Schultze dan Sherif (1973), Meyerhof (1974) mengusulkan hubungan empiris untuk penurunan pada pondasi dangkal sebagai berikut:

$$Si = \frac{q\sqrt{B}}{2N} \quad \text{(untuk pasir kerikil)} \qquad (3.45a)$$

$$Si = \frac{q\sqrt{B}}{N} \quad \text{(untuk pasir berlanau)} \qquad (3.45b)$$

dengan,

Si = penurunan (in.)

q = intensitas beban yang diterapkan (t/ft^2)(1 t/ft^2 $\cong$ 1 kg/cm^2)

B = lebar pondasi dalam (in.)

2. Perhitungan penurunan segera dari hasil pengujian Sondir

Penunman pondasi pada tanah granuler dapat dihitung dari hasil uji kerucut statis. De Beer dan Marten mengusulkan persamaan angka kompresi (C) yang dikaitkan dengan persamaan Buismann, sebagai berikut:

$$C = \frac{1{,}5\ q_c}{p_o'} \qquad (3.46)$$

dengan :

C = angka pemampatan (angka kompressibilitas)

qc = tahanan kerucut statis (sondir)

po' = tekanan overburden efektif

Satuan qc dan p_o' harus sama, kemudian nilai C disubstitusikan ke dalam persamaan Terzaghi untuk penurunan pada lapisan tanah yang ditinjau, yaitu :

$$Si = \frac{H}{C}\ \ln\ \frac{p_o' + \Delta p}{p_o'} \qquad (3.47)$$

dengan :

Si = penurunan akhir (m) dari lapisan setebal H (m)

p_o' = tekanan overburden efektif awal, sebelum beban bekerjaa di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)

$\Delta p = \Delta\sigma_z$ = tambahan tegangan vertikal di tengah-tengah lapisan oleh tegangan akibat beban pondasi netto (kN/m^2)

Dalam menentukan angka pemampatan (C), diperlukan nilai q_c rata-rata. Penurunan di setiap lapisan yang tertekan oleh beban pondasi dihitung terpisah, dan hasilnya ditambahkan bersama-sama. Hasil ini merupakan penurunan total dari seluruh lapisan tanah.

Schmertmann et al. (1978), menyarankan cara untuk menghitung penurunan pondasi pada tanah granuler (tanah berbutir kasar) dengan berdasarkan hasil uji penetrasi kerucut statis (sondir). Besamya penurunan-segera (Si), dinyatakan dalam bentuk persamaan sebagai berikut:

$$Si = C_1 C_2\, q_n \sum_0^{2B} \frac{I_z}{E}\, \Delta z \qquad (3.48)$$

dengan :

C_1 = faktor koreksi kedalaman

C_2 = faktor koreksi rangkak (*creep*)

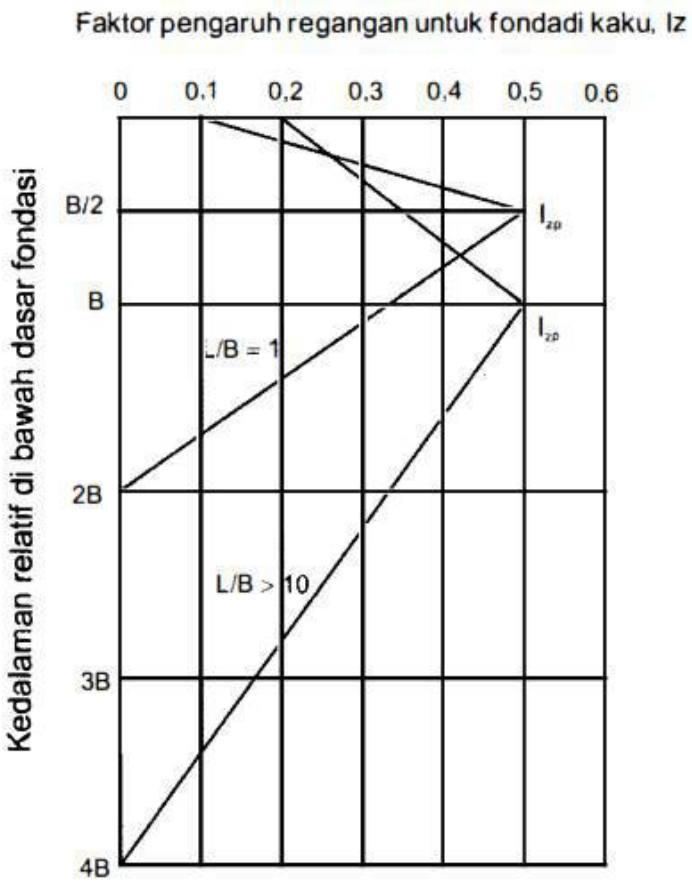
q_n = tekanan pondasi netto (kN/m^2)

B = lebar pondasi (m)

I_z = faktor pengaruh regangan vertikal (Gambar 3.24)

E = modulus elastisitas (kN/m^2)

Δz = tebal lapisan tanah (m)



Gambar 3.24. Diagram faktor pengaruh regangan untuk pondasi kaku berbentuk bujursangkar dan memanjang (Schmertmann et al., 1978).

Faktor koreksi kedalaman dihitung dengan persamaan :

$$C_1 = 1 - 0{,}5\left(\frac{p_o'}{q_n}\right) \qquad (3.49)$$

dengan p_o' adalah tekanan overburden efektif pada dasar pondasi

Walaupun penurunan pada tanah non kohesif dipertimbangkan sebagai penurunan segera, pengamatan menunjukkan bahwa penurunan masih dipengaruhi oleh rangkak (*creep*) (Schmertmann,1970). Faktor koreksi akibat rangkak dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_2 = 1 - 0{,}2 \log \left(\frac{t}{0{,}1}\right) \qquad (3.50)$$

dengan t adalah waktu yang ditinjau dalam tahun

Faktor pengaruh regangan vertikal diperoleh dari satu dan dua kurva dalam Gambar 3.24. Untuk pondasi bujur sangkar (pembebanan aksi simetri), maka digunakan kurva L/B = 1. Untuk pondasi memanjang/kontinyu (kasus regangan bidang) di mana panjang pondasinya lebih dari 10 kali lebamya, maka digunakan kurva L/B > 10. Untuk L/B < 10, maka nilai faktor pengaruh diperoleh dengan cara interpolasi.

Hitungan penurunan dilakukan dengan memperhatikan tahanan kerucut qc sampai pada kedalaman 2B dari dasar pondasi (B = lebar pondasi) untuk pondasi bujursangkar, dan sampai kedalaman 4B untuk pondasi memanjang. Faktor pengaruh regangan vertikal (Iz) maksimum adalah 0,5 dan nilainya dianggap mencapai maksimum pada kedalaman z = 0,5 B (untuk pondasi bujursangkar) dan z = B (untuk pondasi memanjang). Dalam Gambar 3.24, faktor pengaruh regangan pada nilai puncak dinyatakan oleh:

$$I_{zp} = 0{,}5 + 0{,}1 \sqrt{\frac{q_n}{\sigma_v'}} \qquad (3.51)$$

dengan,

σ_v' = tegangan efektif pada kedalaman I_{zp} (kN/m^2)

q_n = $q - P_o'$ tekanan pondasi neto (kN/m^2)

q = tekanan kontak pada dasar pondasi (kN/m^2)

p_0' = tegangan efektif pada dasar pondasi (kN/m^2)

Dalam mengestimasi penurunan-segera dengan menggunakan Persamaan (3.48), dibutuhkan nilai modulus elastis sekan (E), Schmertmann et al. (1978) menyarankan hubungan antara modulus elastis (E) tanah pasir dengan q_c yang diperoleh dari uji kerucut statis, sebagai berikut:

$E = 2{,}5\ q_c$ (pondasi bujursangkar) (3.52a)

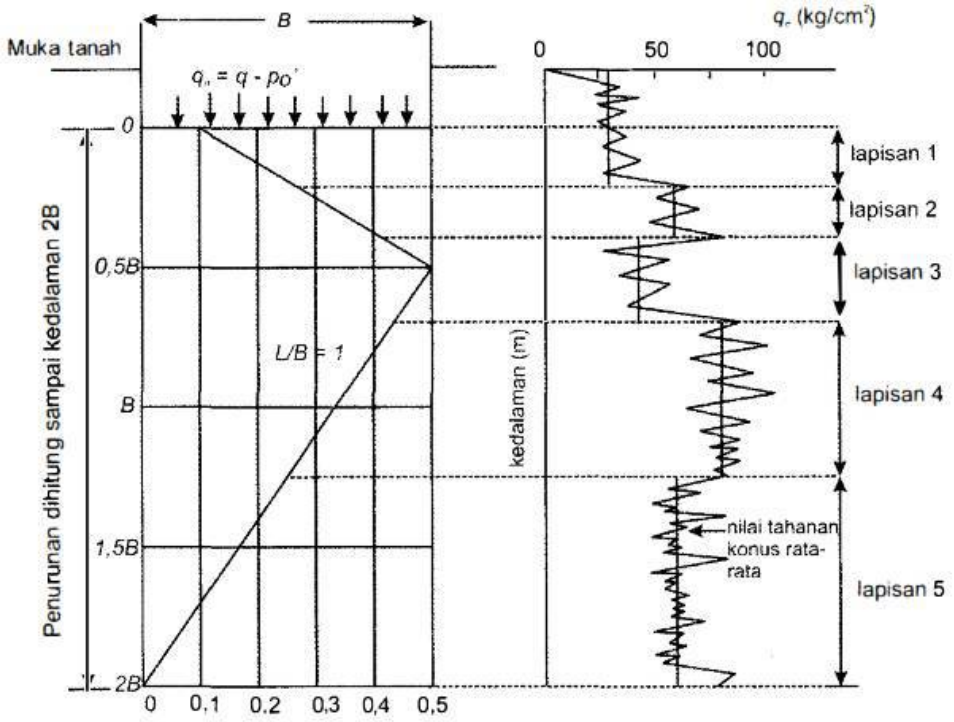
$E = 3{,}5\ q_c$ (pondasi memanjang) (3.52b)

Contoh penggunaan diagram pengaruh regangan (I_z) untuk pondasi bujursangkar ditunjukkan dalam Gambar 3.25.

Schmertmann (1970) menyarankan hubungan N dan q_c menurut jenis tanah sebagai berikut:

- Lanau, lanau berpasir, dan pasir berlanau sedikit kohesif, $N = 2\ q_c$
- Pasir bersih halus sampai sedang, pasir sedikit berlanau, $N = 3{,}5\ q_c$
- Pasir kasar dan pasir dengan sedikit kerikil, $N = 5\ q_c$
- Kerikil berpasir dan kerikil, $N = 6\ q_c$

Hitungan penurunan-segera pondasi pada tanah pasir dilakukan dengan membagi diagram tahanan kerucut kedalam lapisan-lapisan yang mempunyai tahanan kerucut (q_c) yang dapat dianggap mendekati sama. Garis untuk faktor pengaruh penurunan diletakkan di bawah dasar pondasi dan digambar dengan skala tertentu (Gambar 3.25). Penurunan akibat beban dihitung dari hitungan E dan I_z yang sesuai untuk tiap lapisannya. Jumlah penurunan di setiap lapisan, kemudian dikoreksi terhadap faktor kedalaman (C_1) dan faktor rangkak (C_2).



Gambar 3.25. Contoh penggunaan diagram faktor pengaruh Schmertmann et al., (1978) untuk pondasi bujursangkar.

3.3.4.2. Penurunan Konsolidasi Primer

A. Kondolidasi

Bila tanah lempung jenuh yang terendam air dibebani mendadak, tekanan akibat beban tersebut ke tanah selain menyebabkan kompresi elastis yang menyebabkan penurunan-segera, juga menvebabkan kelebihan tekanan air pori. Pengurangan kelebihan tekanan air pori, hanya dapat terjadi jika air meninggalkan rongga pori lapisan tanah tertekan. Pengurangan air volume air didalam rongga pori menyebabkan pengurangan volume tanah Karena permeabilitas lempung rendah, perubahan volume tersebut berlangsung lama dan merupakan fungsi dari waktu. Tanah yang sedang mengalami proses ini disebut dalam kondisi terkonsolidasi, dan perubahan volume dalam arah vertikalnya disebut penurunan konsolidasi primer. Proses konsolidasi primer terjadi sampai tekanan air pori dalam keseimbangan dengan tekanan hidrostatis air tanah di sekitarnya. Dalam kenyataan, walaupun kelebihan tekanan air pori telah nol, penurunan yang berupa rangkak terjadi pada tegangan efektif yang telah konstan. Penurunan pada periode ini disebut penurunan konsolidasi sekunder.

Besarnya penurunan konsolidasi tanah lempung sangat bergantung pada sejarah geologi lapisannya, apakah lempung terkonsolidasi normal atau terkonsolidasi

berlebihan. Cara pendekatan untuk membedakan kedua jenis tanah lempung tersebut, dapat dilakukan sebagai berikut:

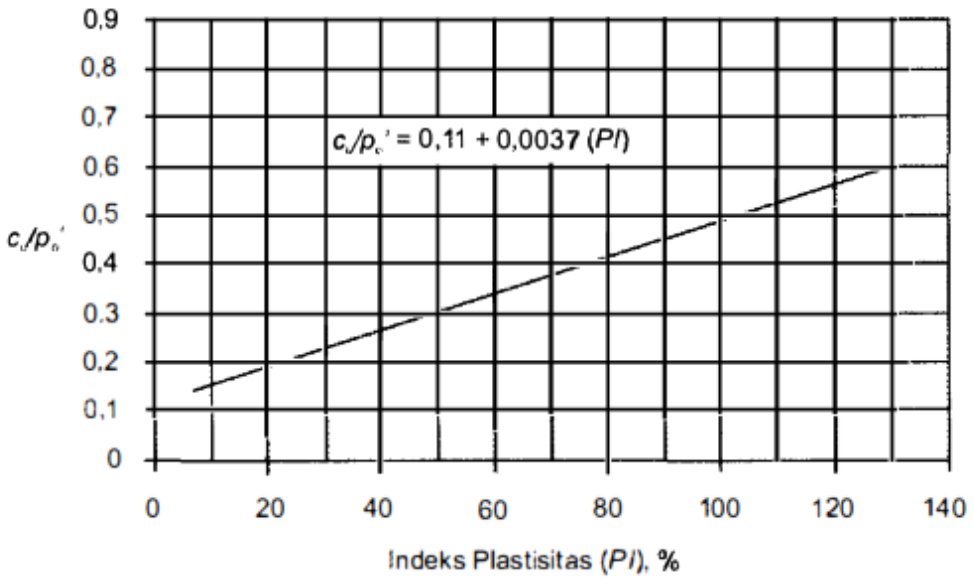
(1) Dari sejarah geologi lapisan tanahnya, yaitu dengan meneliti apakah tebal lapisan tanah waktu lampau pernah terkurangi, atau dengan mengetahui apakah kedudukan muka air tanah sekarang lebih tinggi dari waktu yang lampau.

(2) Dengan cara yang diberikan oleh Casagrande (1936), yaitu jika $p_c' > p_o'$, maka lempung termasuk jenis terkonsolidasi berlebihan; dan jika $p_c' = p_o'$, lempung termasuk jenis terkonsolidasi normal.

(3) Dengan membandingkan kuat geser tanpa drainase (undrained shear strength) ($s_u = c_u$) yang sesuai dengan karakteristik lempung terkonsolidasi normal sehubungan dengan hubungan kuat geser dan nilai indeks plastisitasnya (PI) (Gambar 3.26). Jika kuat geser yang diperoleh lebih tinggi dari lempung terkonsolidasi normal, diperkirakan lempung tersebut termasuk jenis terkonsolidasi berlebihan.

(4) Dengan membandingkan angka kompressibilitas Cc, dibawah tekanan overburden efektif (p_o') dengan perkiraan Cc untuk lempung terkonsolidasi normal, yaitu Cc = 0,009 (LL - 10). Jika Cc pada tekanan p_o' kurang dari nilai yang diharapkon untuk lempung terkonsolidasi normal, lempun termasuk jenis terkonsolidasi berlebihan.

(5) Dengan menentukan indeks cair (LI) tanah lempung. Lempung terkonsolidasi normal mempunyai indeks cair (LI) antara 0,6–1, sedangkan lempung terkonsolidasi berlebihan mempunyai indeks cair (LI) antara 0 – 0,6. Nilai-nilai tersebut, hanya sebagai petunjuk kasar.



Gambar 3.26. Hubungan kuat geser tanpa drainase c_u dan IP tanah lempung terkonsolidasi normal (Skempton, 1957)

Interval tekanan dalam analisis penurunan konsolidasi umumnya di antara tekanan tanah vertikal efektif sebelum pembebanan (p_o') (yaitu tekanan overburden efektif awal) dan tekanan vertikal akibat beban tanah ($p_{o'}$), ditambah tekanan akibat penyebaran beban pondasi pada kedalaman yang ditinjau (Δp). Jadi, untuk hitungan penurunan, angka pori e_o diambil pada kedudukan p_o, sampai angka pori menjadi e_l, yaitu angka pori saat berakhirnya konsolidasi. Pada saat konsolidasi berakhir, tekanan vertikal pada kedalaman tanah yang ditinjau pada kedudukan $p_1' = p_o' + \Delta p$. Titik e_o diambil dari kurva e-p dan.dipilih titik pada kurva dengan tekanan p_o'. Tekanan p_o' ini adalah tekanan awal pada kedalaman contoh tanah yang diuji. Bila contoh tanah yang jenuh tidak mengalami gangguan, maka e_o = w Gs, dengan w adalah kadar air asli di lapangan dan Gs adalah berat jenis tanahnya. Titik e_l, dipilih titik pada kurva yang telah terkoreksi akibat gangguan contoh tanah, pada tekanan p_1'.

Pada penurunan konsolidasi primer hanya terjadi perubahan angka pori, sedangkan volume butiran tanah tidak berubah. Regangan vertikal dari lapisana tanah yang memampat tersebut dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{Sc}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \qquad (3.53a)$$

Sehingga penurunan konsolidasi primer yang terjadi adalah :

$$Sc = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \epsilon_0 \, H_0 \qquad (3.53b)$$

Dari penggambaran hasil test konsolidasi di laboratorium diperoleh beberapa koefisien yang berhubungan dengan penurunan konsolidasi tanah, yaitu :

1. Koefisien penurunan (a_v)

Adalah sudut kemiringan dari kurva hubungan antara e dan σ yang diplot dalam skala linier dan dapat dituliskan dengan persamaan berikut ini :

$$a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma_v^1} \qquad (3.54a)$$

Karena kurva yang dihasilkan tidak linier maka harga a_v konstan hanya untuk rentang harga σ_v' , σ_1' dan σ_2' yang kecil sekali, sehignga :

$$a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta \sigma_v^1} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2^1 - \sigma_1^1} \qquad (3.54b)$$

dimana harga e_1 dan e_2 bersesuaian dengan σ_1' dan σ_2'.

2. Koefisien perubahana volume (m_v)

Adalah sudut kemiringan dari kurva hasil test konsolidasi yang digambarkan dalam bentuk hubungan antara regangan atau prosentase konsolidasi dengan tegangan. Sudut kemiringan dari kurva tersebut dapat dituliskan :

$$m_v = \frac{d\in_v}{d\sigma_v^1} = \frac{\Delta\in_v}{\Delta\sigma_v^1} = \frac{a_v}{1+e_0} \qquad (3.55)$$

3. Indek kompresi (Cc)

Adalah sudut kemiringan dari bagian kurva hubungan antara angka pori (e) dan tegangan (σ) dalam skala semi logaritma.

Besarnya indek kompresi adalah :

$$Cc = \frac{-de}{d\log\sigma_v^1} = \frac{e_1 - e_2}{\log\sigma_2^1 - \log\sigma_1^1} = \frac{\Delta e}{\log\frac{\sigma_2^1}{\sigma_1^1}} \qquad (3.56)$$

Nilai indek kompresi ini dapat ditentukan secara empiris seperti yang diberikan oleh Terzaghi dan Peck berikut ini :

- untuk tanah lempung yang struktur tanahnya tak terganggu (*undisturbed*)

  Cc = 0.009 (LL – 10) (3.57a)

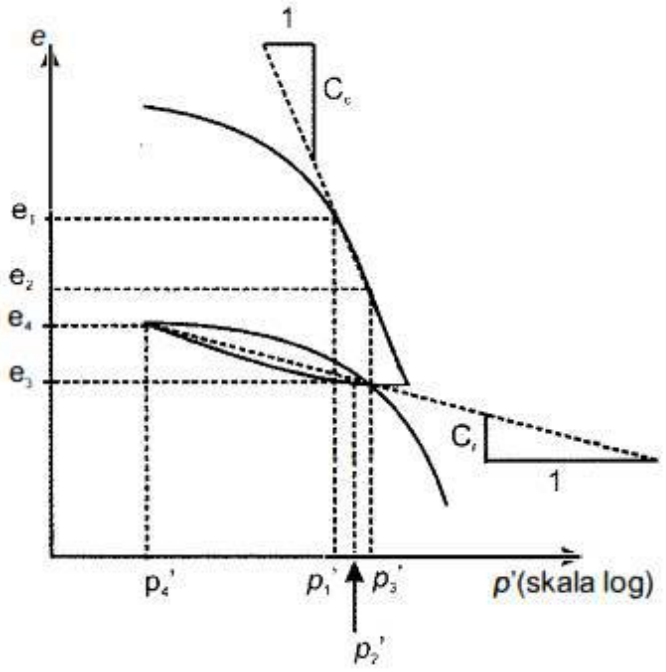
- untuk tanah lempung yang struktur tanahnya pernah rusak dan terbentuk kembali (*disturbed*)

  Cc = 0.007 (LL – 10) (3.57b)

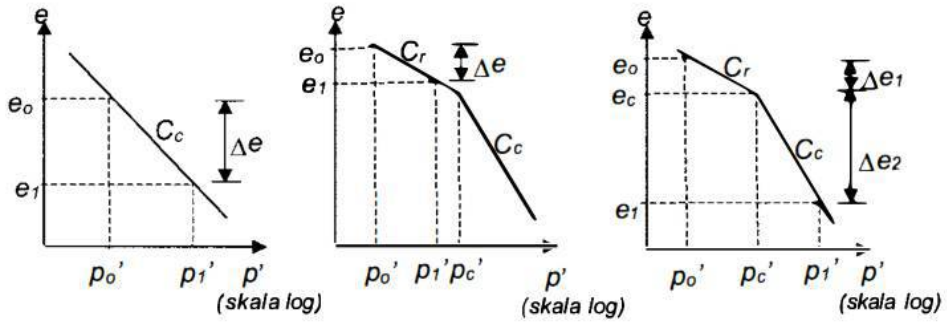
4. Indek pemuaian (*Swell index*, Cs)

Nilai indeks pemuaian lebih kecil daripada indeks pemampatan dan dapat ditentukan di laboratorium, pada umumnya adalah :

Cs λ 1/5 sampai 1/10 Cc (3.58)



Gambar 3.27. Kurva hubungan e-log p'.



(a) $p_o' = p_c'$ (b) $p_1' < p_c'$ (c) $p_1' > p_c'$

Catatan:
(1) $p_1' = p_o' + \Delta p$
(2) C_c dan C_r pada gambar adalah kurva yang telah dikoreksi (kurva lapangan)

Gambar 3.28. Hitungan perubahan angka pori (e). (a) Lempung *normally consolidated*. (b) dan (c) Lempung *overconsolidated*.

Dengan demikian maka besarnya penurunan konsolidasi dapat ditulis menjadi:

$$Sc = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = Cc \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_2^1}{\sigma_1^1} \qquad (3.59a)$$

Apabila tanah yang mengalami penurunan konsolidasi adalah *Normally Consolidatet Soil* (NC-S), maka σ_1' adalah sama dengan tegangan overburden efektif yang ada di lapangan saat ini σ_0' dan σ_2'adalah sama dengan σ_0' ditambah dengan beban luar $\Delta\sigma_v$ atau dapat dituliskan :

$$Sc = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = Cc \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vo}^1 + \Delta\sigma_v}{\sigma_{vo}^1} \qquad (3.59b)$$

Persamaan penurunan konsolidasi diatas adalah untuk satu lapisan tanah yang kompresibel. Sedangkan untuk tanah yang terdiri dari lapisan-lapisan yang mempunyai sifat-sifat konsolidasi berbeda, maka penurunan konsolidasi total adalah jumlah dari penurunan konsolidasi dari masing-masing lapisan adalah :

$$Sc = \sum_{i=1}^{n} Sc_i \qquad (3.59c)$$

Apabila tanah yang mengalami penurunan konsolidasi adalah *Over Consolidated Soil* (OC-S), maka penurunan konsolidasi yang terjadi dapat dihitung dengan persamaan :
- Untuk $(\sigma_{vo}' + \Delta\sigma) \le \sigma_c'$ maka :

$$Sc = Cs \frac{Ho}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{vo}^1 + \Delta\sigma_v}{\sigma_{vo}^1} \qquad (3.59d)$$

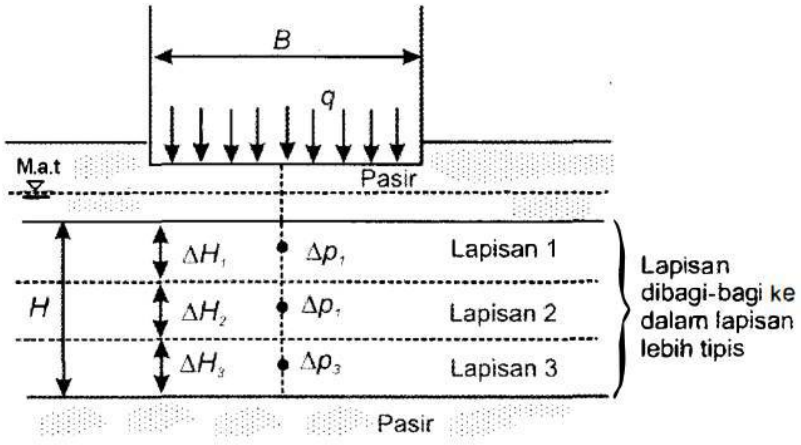
- Untuk (σ_{vo}' + $\Delta\sigma$) > σ_c' maka :

$$Sc = Cs\frac{Ho}{1+e_0}\log\frac{\sigma_c^1}{\sigma_{vo}^1} = Cc\frac{Ho}{1+e_0}\log\frac{\sigma_{vo}^1+\Delta\sigma_v}{\sigma_c^1} \qquad (3.59e)$$

B. Perhitungan penurunan konsolidasi

Langkah-langkah perhitungan penurunan konsolidasi dapat dilakukan sebagai berikut :

1. Lapisan tanah yang terkonsolidasi dibagi menjadi n lapisan (Gambar 3.29)

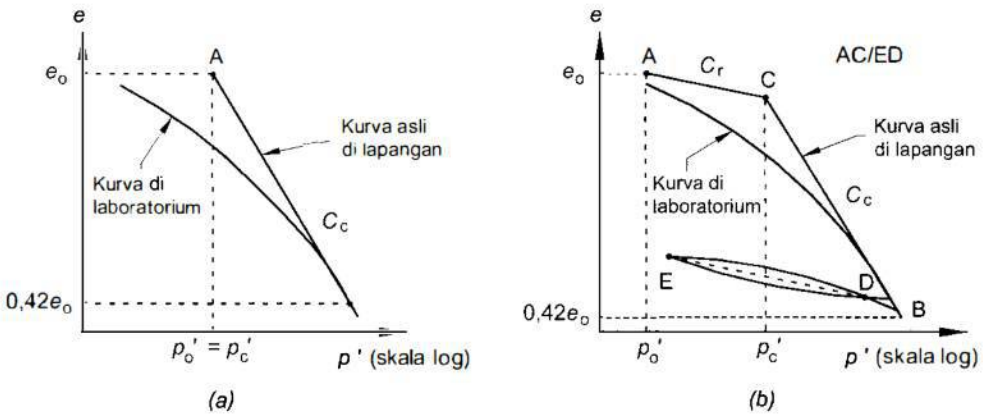


Gambar 3.29. Hitungan penurunan konsolidasi

2. Hitung tegangan *overburden* efektif (σ_{vo}') pada setiap tengah-tengah lapisan
3. Hitung Δe setiap lapisan dengan persamaan (3.59) sesuai jenis tanahnya
4. Hitung besarnya penurunan konsolidasi primer total yang terjadi pada seluruh lapisan

$$Sc = \sum_{i=1}^{n} Sc_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta e_i}{1+e_0}\ \Delta H_i \qquad (3.60)$$

Dalam mengunakan Persamaan-persamaan (3.59) di atas Cc yang digunakan harus sudah dikoreksi, akibat pengaruh gangguan contoh tanah. Untuk menggambar kurva terkoreksi, dapat digunakan cara Schmertmann (1955), yaitu garis kemiringan Cc hasil uji laboratorium dianggap memotong kurva Cc asli di lapangan pada angka pori e = 0,42 e_o, dengan e_a adalah angka pori awal sebelum tanah dibebani. Prosedur penggambaran kurva e-log p' terkoreksi cara Schmertmann untuk kedua jenis lempung terkonsolidasi normal dan lempung terkonsolidasi berlebihan, diperlihatkan pada Gambar 3.30. Kurva yang telah dikoreksi, yang merupakan pendekatan dari kurva asli di lapangan, adalah kurva yang digunakan dalam hitungan kemiringan Cc dan Cr.



Gambar 3.30. Koreksi kurva laboratorium akibat gangguan contoh tanah (Schmertmann, 1955).

Akibat beban pondasi, lapisan tanah lempung akan mengalami deformasi lateral, dan kelebihan tekanan air pori yang timbul akan kurang dari tambahan tekanan vertikal akibat bebannva. Pada kondisi ini, tekanan air pori akan bergantung pada koefisien tekanan pori A. Skempton clan Bjerrum (1957) memarankan koreksi penurunan konsolidasi vang dihitung berdasarkan pengujian laboratorium dengan menggunakan persamaan:

$$Sc = \beta\, Sc_{oed} \qquad (3.61a)$$

$$\beta = A + (1 + A)\,\alpha \qquad (3.61b)$$

dengan :

Sc_{oed} = penurunan yang dihitung dari hasil pengujian konsolidasi di laboratorium

Sc = estimasi penurunan konsolidasi primer yang terjadi di lapangan,

β = nilai koreksi dari Skempton dan Bjerrum,

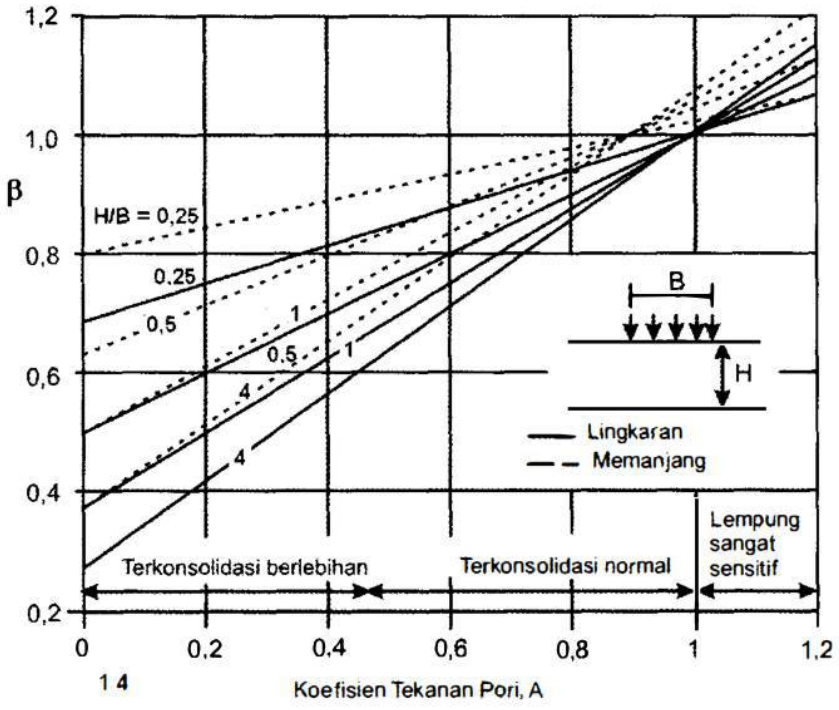
Nilai α tergantung dari bentuk pondasi dan koefisien tekanan pori A. Variasi α yang diberikan oleh Skempton dan Bjerrum untuk angka Poisson tanah jenuh μ = 0,5, dikajikan dalam Tabel 3.4. Nilai koreksi β yang disajikan dalam bentuk grafik, diperlihatkan dalam Gambar 3.31.

Tabel 3.4. Perkiraan nilai α untuk koreksi penurunan konsolidasi (Skempton dan Bjerrum, 1957)

H/B	α	
	Pondasi lingkaran	Pondasi memanjang
0	1,00	1,00
0.25	0.67	0.80
0.50	0.50	0.63
1 ,00	0,38	0.53
2.00	0.30	0.45
4.00	0.28	0.38
10.00	0.26	0.36
∞	0.25	0.25

Tabel 3.5. Perkiraan nilai β untuk koreksi penurunan konsolidasi (Skempton dan Bjerrum, 1957)

Macam Lempung	β
Lempung sangat sensitif	1,0 - 1,2
Lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*)	0,7 - 1,0
Lempung terkonsolidasi berlebihan (*overconsolidated*)	0,5 - 0,7
Lempung terkonsolidasi sangat berlebihan(*heavily overconsolidated*)	0,2 - 0,5



Gambar 3.31. Koreksi penurunan β (Skempton dan Bjerrum, 1957)

C. Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Untuk menghitung penurunan konsolidasi pada waktu tertentu (t) digunakan persamaan :

$$T = Cv \frac{t}{H_{dr}^2} \quad (3.62)$$

Dimana :

T = faktor waktu

t = waktu

Hdr = panjang lintasan drainase (Hdr = H/2, untuk drianase doble dan Hdr = H, untuk drainase tunggal)

H = tebal lapisan tanah lempung yang terkonsolidasi

Cv = koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu

D. Derajad Konsolidasi (U)

Derajad konsolidasi rata-rata adalah perbandingan antara pemampatan konsolidasi pada saat t dengan total pemampatan konsolidasi pada saat t ≈ atau :

$$U_{rata\text{-}rata} = \frac{Sc,t}{Sc,\approx} \quad (3.63)$$

Variasi derajad konsolidasi rata-rata terhadap faktor waktu yang diberikan pada Tabel 3,6 dan secara grafis dapat dilihat pada Gambar 3.32 dinyatakan dalam persamaan sederhana oleh Cassagrande (1938) dan Terzaghi (1948) :

- untuk $U_{rata\text{-}rata} \leq 60\%$

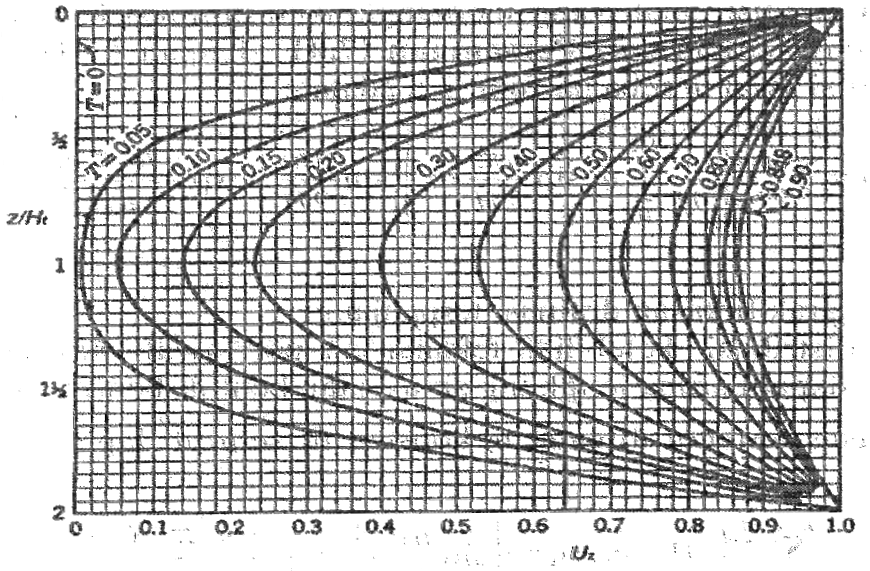
  $T = (\pi/4)\, U^2 = (\pi/4)\, (U\%/100)^2$ (3.64a)

- untuk $U_{rata\text{-}rata} > 60\%$

  $T = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%)$ (3.64b)

Tabel 3.6 Variasi harga $U_{rata\text{-}rata}$ terhadap Tv

U (%)	Tv
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	∞



Gambar 3.32. Grafik variabel Uz terhadap Tv dan z/Hdr.

E. Koefisien Konsolidasi (Cv)

Penentuan Koefisien konsolidasi (Cv) di laboratorium dapat dilakukan secara grafis dengan metode akar waktu yang disarankan oleh Taylor dan metode logaritma waktu yang disarankan oleh Cassagrande dan Fadum, seperti pada Gambar 3.33.

$$Cv = \frac{0.848.H_{dr}^2}{t_{90}} \text{ ; untuk derajad konsolidasi U = 90\%} \qquad (3.65a)$$

$$Cv = \frac{0.197.H_{dr}^2}{t_{50}} \text{ ; untuk derajad konsolidasi U = 50\%} \qquad (3.65b)$$

Penurunan total pada sembarang waktu t, dinyatakan dengan persamaan :

$$S = Si + U\,Sc \qquad (3.66)$$

Dengan :

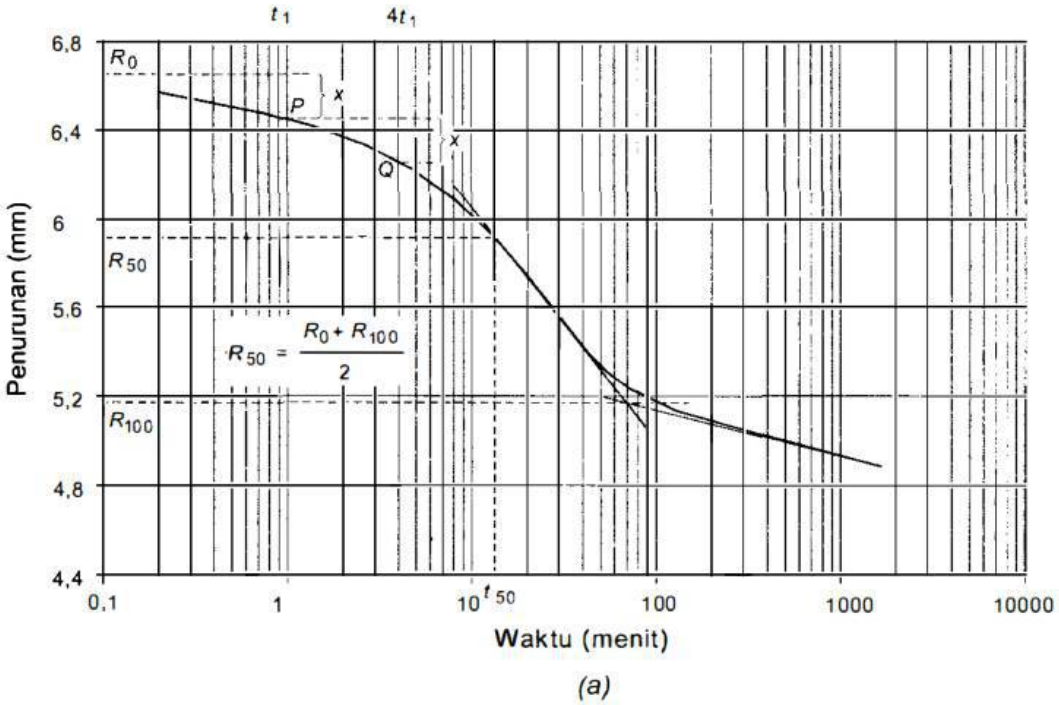
S = penurunan total saat t tertentu (m)

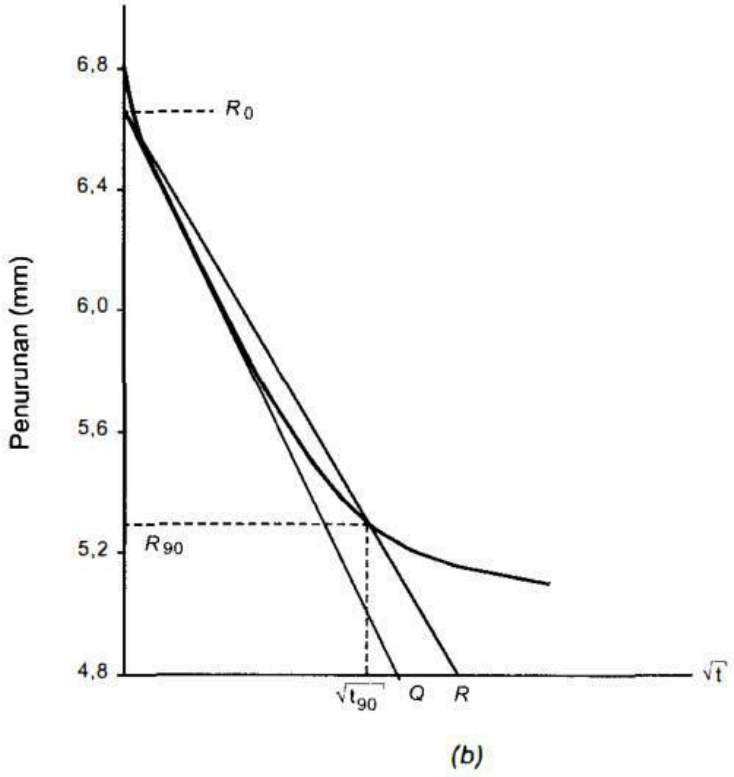
Si = penurunan segera (m)

U = St/Sc = persentase atau derajad penurunan konsolidasi

St = penurunan konsolidasi pada waktu t tertentu (m)

Sc = penurunan konsolidasi primer total (m)





Gambar 3.33. Grafik hubungan penurunan Vs waktu (a) metode akar waktu (b). metode log waktu

3.3.4.3. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Penurunan konsolidasi sekunder merupakan kelanjutan dari perubahan volume yang terjadi sejak penurunan konsolidasi, hanya saja penurunan sekunder terjadi sangat lambat. Pemampatan sekunder terjadi dibawah tegangan efektif yang tetap, yaitu setelah tegangan air pori yang meningkat akibat penambahan beban sudah berubah normal kembali.

Penurunan konsolidasi sekunder terjadi pada tegangan efektif yang konstan, yaitu setelah penurunan konsolidasi primer berhenti. Besar penurunannya merupakan fungsi waktu (t) dan kemiringan kurva indeks pemampatan sekunder ($C\alpha$). Persamaan kemiringan $C\alpha$ dinyatakan dalam persamaan:

$$C\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2 / t_1)} \qquad (3.67)$$

Penurunan akibat konsolidasi sekunder, dihitung dengan persamaan:

$$Ss = \frac{C\alpha}{1 + e_p} H \log \frac{t_2}{t_1} \qquad (3.68)$$

dengan :

Ss = penurunan konsolidasi sekunder (m)

H = tebal benda uji awal atau tebal tapisan lempung (m)

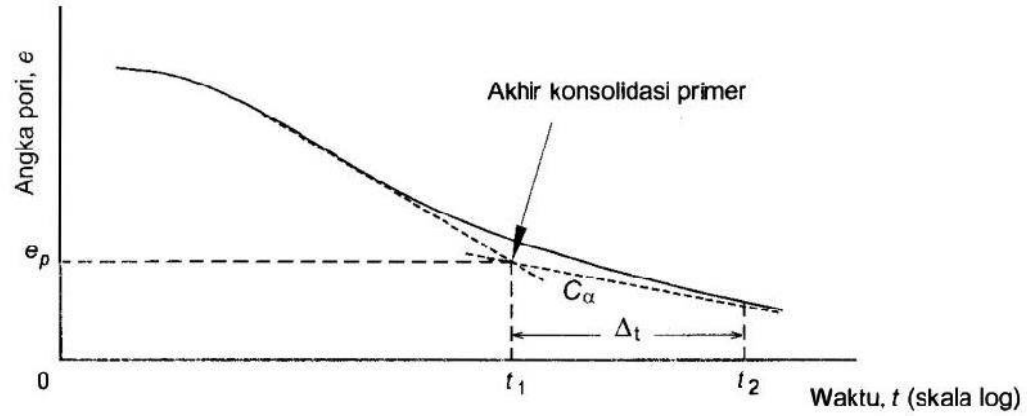
e_p = angka pori saat akhir konsolidasi primer.

t_2 = $t_1 + \Delta t$

t_1 = saat waktu setelah konsolidasi primer berhenti.

Nilai $C\alpha$ dapat diperoleh dari grafik hubungan angka pori (e) terhadap waktu (t) (Gambar 3.34). Hingga sekarang, belum ada cara yang tepat untuk menghitung besarnya penurunan konsolidasi sekunder. Pada waktu terjadinya konsolidasi sekunder, dua faktor dapat mempengaruhi prosesnya. Pertama pengurangan volume tanah pada tegangan efektif konstan; dan yang keduaregangan vettikal akibat gerakan tanah secara lateral dibawah strukturnya. Terzaghi (1948) menyatakan bahwa kedua faktor tersebut dapat menghasilkan tipe penurunan yang berbeda dari struktur yang satu ke struktur lainnya, dan besarnya penurunan masih tergantung dari tingkat tegangan dan macam tanah lempungnya.

Penurunan konsolidasi sekuder sangat dominan untuk tanah organik dan tanah inorganik yang sangat lembek. Untuk tanah inorganik yang *overconsolidated* penurunan konsolidasi sekunder sangat kecil dan dapat diabaikan.



Gambar 3.34. Penentuan indeks pemampatan sekunder (Cα)

Berdasarkan hasil penelitian dari Ladd (1971) dan lainnya, Raymond dan Wahls (1976) menyimpulkan sebagai berikut :

1. Cα tak tergantung dari waktu
2. Cα tak tergantung dari tebal lapisan tanah
3. Cα tak tergantung pada LIR (Load Increment Ratio) selama konsolidasi primer terjadi
4. Nilai banding Cu/Cc secara pendekatan adalah konstan untuk kebanyakan tanah lempung terkonsolidasi normal yang dibebani dengan tegangan-tegangan yang besarnya normal.

Mesri dan Godlewski (1977) menyatakan bahwa nilai Cα bergantung pada tegangan konsolidasi, yaitu pada tegangan akhir.

Pada waktu ter:jadinya konsolidasi sekunder, dua faktor dapat mempengaruhi prosesnya. Pertama, pengurangan volume tanah pada tegangan efektif konstan. Kedua, regangan vertikal akibat gerakan tanah secara lateral di bawah struktur. Terzaghi (1943) menyatakan bahwa kedua faktor tersebut dapat menghasilkan tipe penurunan yang sangat berbeda dari struktur yang satu ke struktur yang lainnya, dan besarnya penurunan masih tergantung, antara lain, dari tingkat tegangan dan macam tanah lempung.

Tabel 3.7. Nilai Cα/Cc. beberapa macam tanah (Mesri dan Godlewski,1 977)

Jenis Tanah	Cα/Cc
Lanau organik	0,035 - 0,060
Gambut *amorphous* dan *fibrous*	0.035 - 0,085
Muskeg Kanada	0,090 - 0,100
Lempnng Leda (Kanada)	0,030 - 0,060
Lempung Swedia *post-glacial*	0,050 - 0,070
Lempung biru lunak (Victoria, B.C.)	0.026
Lanau dan lempung organik	0,040 - 0,060
Lempung sensitif, Portland. ME	0.025 - 0.055
Mud Teluk San Francisco	0,040 - 0,060
Lempung *varved* New Liskeard (Kanada)	0,030 - 0,060
Lempung Mexico City	0,030 - 0,035
Lanau Sungai Hudson	0,030 - 0,060
Lanau lempung organik New Hagen	0,040 - 0,075

3.3.5. Pertimbangan-Pertimbangan Dalam Menghitung Penurunan

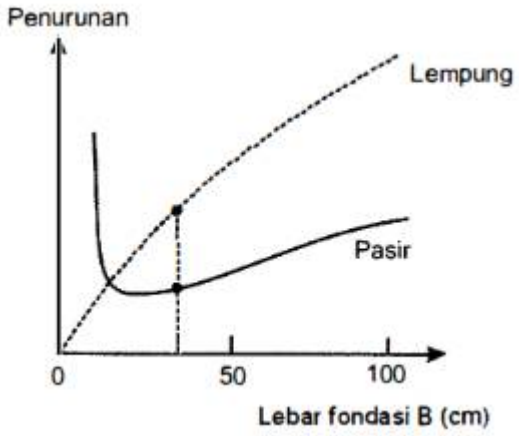
Dalam hal mempreclikси penurunan fonclasi, maka harus clibedakan antara pondasi yang terletak pada tanah pasir dan pondasi yang terletak pada lempung.

A. Pondasi Pada Tanah Pasir

Bila pondasi terletak pada tanah granuler seperti pasir dan kerikil, penurunan yang terjadi adalah berupa penurunan-segera. Penurunan total, berlangsung dan selesai pada waktu segera setelah beban diterapkan. Penurunan pondasi yang terletak pada tanah-tanah lanau dan pasir, sebagian disebabkan oleh deformasi tanah dasar pondasi ke arah lateral.

Lebar pondasi mempengaruhi besamya penurunan. Pada beban per satuan luas yang sama, tanah di bawah pondasi akan mendukung tekanan lebih besar bila lebar pondasi (B) bertambah (Kogler, 1933 dalam Terzaghi 1943). Akibatnya, pada tekanan yang sama, penurunan pondasi akan bertambah besar bila lebar pondasi bertambah. Penurunan pondasi pada pasir akan lebih kecil daripada pondasi pada lempung (Gambar 3.35).

Pondasi yang terletak di tanah pasir akan lebih banyak dipertimbangkan terhadap penurunan, terutama penurunan tidak seragam, daripada kapasitas dukungnya. Pada tekanan dasar pondasi yang sama, pondasi yang terletak lebih dalam akan mengalami penurunan yang lebih kecil, akibat bertambahnya tekanan kekang (*confining pressure*).



Gambar 3.35. Hubungan antara lebar pondasi dengan penurunan pada beban per satuan luas yang sama (Kogler, 1933)

Pasir yang terdiri dari butiran sedang dan halus, pada kondisi alam, sering dalam kondisi yang tidak padat. Getaran yang kuat dapat menyebabkan penurunan pondasi. Jika pondasi terletak pada tanah pasir yang berkepadatan sedang sampai padat, atau kerikil, penurunan yang terjadi umumnya kecil.

Untuk mereduksi penurunan pondasi pada pasir, kecuali dapat dilakukan dengan memperdalam pondasi, dapat pula dilakukan dengan mengurangi angka pori (e), yaitu melalui cara pemadatan dan dengan menambah tekanan kekang (*confining pressure*). Pengurangan angka pori dapat dilakukan melalui pemadatan dengan mesin pemadat atau dengan menggunakan *vibroflotation*.

Jika tanah granuler berupa kerikil yang pada kondisi alamnya biasanya merupakan lapisan yang relatif padat, kapasitas dukung yang diperoleh relatif tinggi. Penurunan pondasi pada kerikil terjadi segera setelah penerapan beban (penurunan-segera). Bila pondasi diletakkan agak dalam, untuk mencegah keruntuhan gesemya, pondasi akan sedikit saja mengalami penurunan. Jika kerikil dalam kondisi tidak padat, penurunan mendadak terjadi bila terdapat getaran frekwensi tinggi. Sembarang tipe pondasi dapat digunakan pada kerikil padat tanpa terjadi penurunan yang berarti.

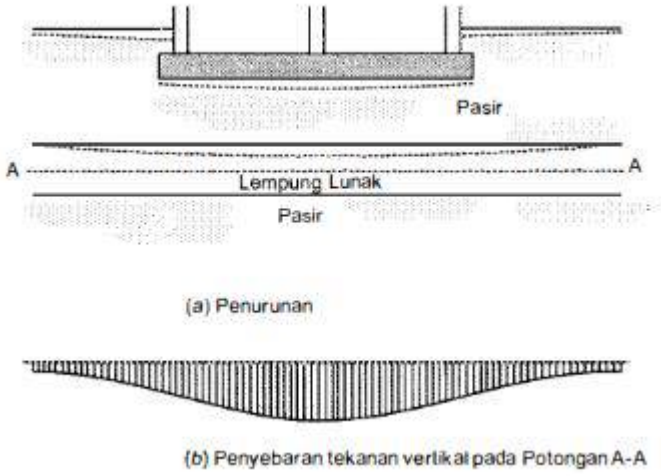
B. Pondasi Pada Tanah Lempung

Jika pondasi terletak pada tanah lempung homogen, maka berat bangunan tidak hanya menyebabkan kompresi tanah, tetapi juga menyebabkan luluh lateral tanah dibawah pondasinya. Oleh karena itu satu bagian penurunan disebabkan oleh pemampatan lapisan tanah akibat berkurangnya volume, bagian yang lain merupakan penurunan akibat penggembungan tanah ke arah lateral. Jika tanah dasar pondasi

bersifat elastis sempurna dan homogen, penurunan akibat penggembungan akan lebih besar daripada pengurangan volumenya. Untuk tanah lempung jenuh, penurunan akibat penggembungan arah lateral lebih kecil dibandingkan dengan penurunan totalnya. Untuk intensitas beban yang sama, penurunan pondasi pada tanah lempung yang bentuknya sama, akan bertambah jika lebar pondasi semakin besar.

Penurunan pondasi pada tanah lempung jenuh, merupakan jumlah penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan konsolidasi dilakukan dari interpretasi hasil uji konsolidasi. Pada Gambar 3.36 ditunjukkan sebuah pondasi rakit dari beton yang mendukung bangunan. Lapisan tanah di dasar pondasi berupa pasir yang terletak di atas lapisan lempung jenuh setebal 2H. Di bawah lapisan lempung ini, terletak lapisan pasir. Berat bangunan dianggap disebarkan secara merata sama ke seluruh luasan pondasi. Pada lapisan pasir, penurunan yang terjadi relatif kecil dibandingkan dengan lapisan lempung. Penurunan di beberapa titik sepanjang dasar pondasi akan menunjukkan pelengkungan tanah di dasar pondasi. Untuk hitungan penurunan, perlu dilakukan hitungan penyebaran beban pada tanah di bawah pondasi, dan kemudian dilakukan hitungan penurunan total. Nilai-nilai penurunan yang diperoleh, tidak hanya menyatakan penurunan tanah, namun juga menyatakan besar penurunan pelat pondasi. Pada intensitas beban yang sama, penurunan pondasi pada tanah lempung yang bentuknya sama, akan bertambah bila lebar pondasi bertambah (Gambar 3.35). Besamya penurunan sangat lebih besar daripada pondasi yang terletak pada tanah pasir.

Umumnya, kecepatan penurunan konsolidasi untuk pondasi pada tanah lempung berlangsung lama. Penurunan tanah lempung, disebabkan oleh berkurangnya kadar air. Karena permeabilitasnya yang rendah, terhambumya air pori meninggalkan lapisan yang tertekan menuju lapisan pasir yang terletak di atas dan atau di bawahnya, menyebabkan proses penurunan berjalan sangat lambat. Untuk sembarang waktu, penurunan dari pembebanan yang terbagai rata sama, akan berbentuk cekungan dengan nilai maksimum di tengah dan berkurang ke arah pinggir pondasi. Bila penurunan konsolidasi diperkirakan besar, diperlukan untuk mengetahui penurunan pondasi pada waktu tertentu selama proses konsolidasi.



Gambar 3.36. Penurunan pada pondasi rakit (Peck, et al, 1963)

Pada hitungan derajat konsolidasi (U), diperlukan nilai faktor waktu (Tv). Untuk ini, perlu diperhatikan bentuk-bentuk penyebaran beban dan tipe drainasenya (tunggal atau dobel). Seperti yang telah dipelajari, pada waktu mempertimbangkan kondisi drainase, pondasi yang dibuat dari beton dianggap lapisan yang lolos air. Bila lapisan lempung berselang-seling berada di tengah-tengah lapisan yang berpermeabilitas besar, contohnya lapisan-lapisan pasir yang tipis atau lensa-lensa pasir, dan jika lapisan-lapisan pasir ini melebar sehingga dapat memberikan drainase lapisan lempung, maka hal ini dapat menambah kecepatan penurunan konsolidasi.

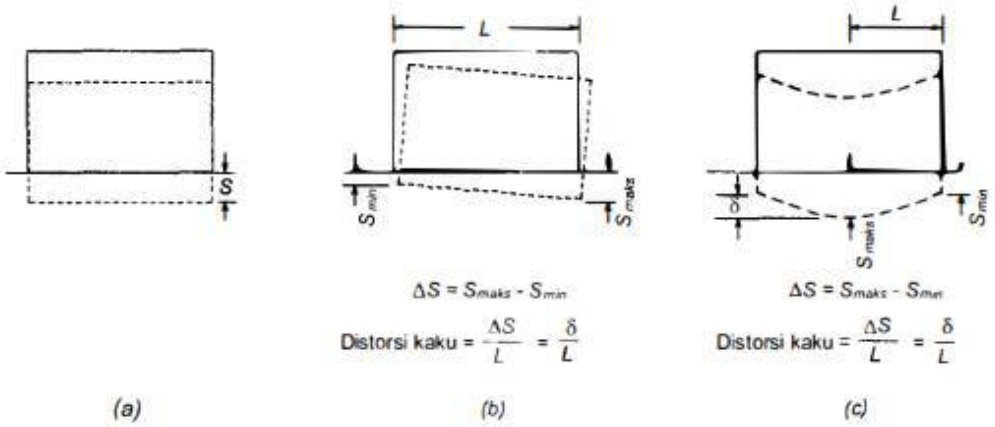
Di samping penurunan tanah lempung akibat tekanan, terdapat pula penurunan akibat pengeringan tanah. Sebagai contoh, pondasi yang diletakkan pada tanah lempung yang dekat dengan permukaan tanah dapat turun akibat pengeringan tanah di musim panas dan naik atau mengembang di musim hujan, akibat kandungan kadar air yang bertambah. Untuk itu, kedalaman pondasi yang cukup harus diberikan untuk menghindari kondisi ini.

Hitungan penurunan konsolidasi tidak perlu dilakukan hila pondasi terletak pada tanah lempung kaku sampai keras. Faktor aman 2,5 sampai 3 yang diperhitungkan terhadap keruntuhan kapasitas dukung, umumnya cukup memenuhi batas penurunan toleransinya. Untuk jenis bangunan berat, disarankan selalu mengadakan hitungan penurunan konsolidasi jika belum ada pengalaman yang cukup dalam merancang pondasi pada kondisi yang sama (Peck et al., 1963).

3.3.6. Penurunan Ijin

Penurunan yang diijinkan dari suatu bangunan atau besarnya penurunan yang bisa ditolerir tergantung pada beberapa faktor, yaitu : jenis, tinggi, kekakuan, dan fungsi bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan serta distribusinya.Tipe-tipe penurunan bangunan antara lain adalah : penurunan seragam, penggulingan dan penurunan tidak seragam (Gambar 3.37). Disini, penurunan berbentuk cekungan seperti mangkuk. Penurunan tak seragam diberbentuk cekungan seperti mangkuk. Penurunan tak seragam di antara pondasi-pondasi disebabkan oleh bebarapa faktor:

1) Sifat tanah yang tidak seragam, walaupun tanah nampak homogen.
2) Bentuk dari lapisan tanah tidak beraturan.
3) Beban bangunan tidak disebarkan ke kolom-kolom secara sama.



Gambar 3.37. Tipe penurunan : a. penurunan seragam, b. Penggulingan, c. penurunan tidak seragam

Penurunan ijin dari suatu bangunan atau besamya penurunan yang ditoleransikan, bergantung pada beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan, fungsi bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan serta distribusinya. Rancangan dibutuhkan untuk dapat memperkirakan besamya penurunan maksimum dan beda penurunan yang masih dalam batas toleransi. Jika penurunan berjalan lambat, semakin besar kemungkinan struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkak (*creep*). Oleh karena itu, dengan alasan tersebut, kriteria penurunan pondasi pada tanah pasir dan pada tanah lempung berbeda.

Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai (namun tidak untuk penurunan tak seragam), umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan ijin dengan penurunan maksimum. Skempton dan

MacDonald (1955) menyarankan batas-batas penurunan maksimum, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.8.

Dalam Tabel 3.8, maksud dari pondasi terpisah (*isolated foundation*) adalah pondasi yang berdiri sendiri-sendiri di antara pondasi-pondasi yang mendukung bangunan. Terlihat bahwa, batasan nilai penurunan pondasi pada tanah pasir lebih kecil daripada pondasi pada tanah lempung. Hal ini, karena alasan kemampuan penyesuaian ba- ngunan terhadap penurunan, seiring dengan berjalannya waktu, dan lagi, di alam, lapisan tanah granuler lebih tidak homogen dibandingkan dengan lapisan tanah lempung.

Tabel 3.8. Batas penurunan maksimum (Skempton dan Mac Donald, 1955)

Jenis Pondasi	Batas penurunan maksimum (mm)
Pondasi terpisah (*isolated foundation*) pada tanah lempung	65
Pondasi terpisah pada tanah pasir	40
Pondasi rakit pada tanah lempung	65 - 100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40 - 65

Syarat-syarat penurunan umumnya didasarkan pada logika sederhana, yaitu jika penurunan total maksimum masih dalam batas-ba- tas toleransi, maka penurunan tak seragam diharapkan hanya sebagai suatu fraksi yang bergantung pada tipe struktur dan pola pembebanan (umumnya sekitar ¼ dari batas toleransi tersebut).

Penurunan tak seragam dari bangunan tak bisa dihindarkan, kecuali jika pondasi terletak pada lapisan batu. Penurunan tak seragam pada bangunan sangat dipengaruhi oleh tipe pelaksanaan. Terzaghi mengamati bahwa dinding dengan panjang 18 m dan 23 m, retak pada penurunan tak seragam 2,5 cm (1 "). Tapi, untuk dinding dengan panjang 12 - 30 m, dan mengalami penurunan tak seragam 2 cm (3/4") atau kurang, maka dinding tidak mengalami retak-retak. Karena itu, Terzaghi memberikan petunjuk bahwa dalam perancangan sebaiknya penurunan tak seragam harus kurang dari 2 cm (3/4").

Penurunan ijin yang lain disarankan oleh Sowers (1962), yaitu dengan memperhatikan penurunan total, kemiringan, dan gerakan tidak seragam, seperti yang dilihatkan dalam Tabel 3.9. Terlihat dalam tabel ini bahwa bangunan-bangunan yang lebih fleksibel (seperti bangunan rangka baja sederhana), atau yang mempunyai pondasi kaku (seperti pondasi rakit) dapat bertahan pada nilai penurunan total dan penurunan tak seragam yang lebih besar.

Tabel 3.9. Penurunan ijin (Showers, 1962)

Tipe Gerakan	Faktor Pembatas	Penurunan maksimum
Penurunan total	▪ Drainase	15 - 30 cm
	▪ Jalan masuk	30 - 60 cm
	▪ Kemungkinan penurunan tidak seragam:	
	– Bangunan dinding bata	2,5 - 5 cm
	– Bangunan rangka	5- 10 cm
	– Cerobong asap, silo, pondasi rakit (mat)	8- 30 cm
Kemiringan	▪ Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tinggi dan lebar
	▪ Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	▪ *Rolling oftrucks*, dll.	0,01 L
	▪ *Stacking of goods*	0,01 L
	▪ Operasi mesin - perkakas benang tenun	0,003 L
	▪ Operasi mesin - generator turbo	0,0002 L
	▪ Rel derek (*crane rail*)	0,003 L
	▪ Drainase lantai	0,01 - 0,02 L
Gerakan tidak seragam	▪ Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 - 0,001 L
	▪ Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata), dinding retak	0,001 - 0,002 L
	▪ Plesteran retak (*gypsum*)	0,001 L
	▪ Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 - 0,004 L
	▪ Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	▪ Rangka baja, kontinyu	0,002 L
	▪ Rangka baja,sederhana	0,005 L

Besarnya beda penurunan tidak seragam merupakan selisih antara penurunan terbesar dengan penurunan terkecil ($S_{maks} - S_{min}$), atau dinyatakan sebagai nilai banding δ/L, yaitu beda penurunan antara dua titik (δ) dibagi dengan jarak (L) kedua titik tersebut. Nilai banding δ/L biasanya dinyatakan sebagai distorsi kaku (*angular distortion*).

Bjerrum (1963) menyarankan hubungan antara tipe masalah struktur dan nilai distorsi kaku (δ/L) dengan δ adalah penurunan total dan L adalah jarak antara 2 kolom atau jarak 2 titik yang ditinjau. Nilai-nilai δ/L ditunjukkan dalam Tabel 3.10. Nilai-nilai δ/L di dalam tabel tersebut dihubungkan dengan tipe kerusakan yang mungkin timbul untuk berbagai macam distorsi kaku. Dapat dilihat bahwa kerusakan pada elemen-elemen bangunan akan terjadi pada distorsi yang lebih besar daripada distorsi yang akan merusakkan mesin.

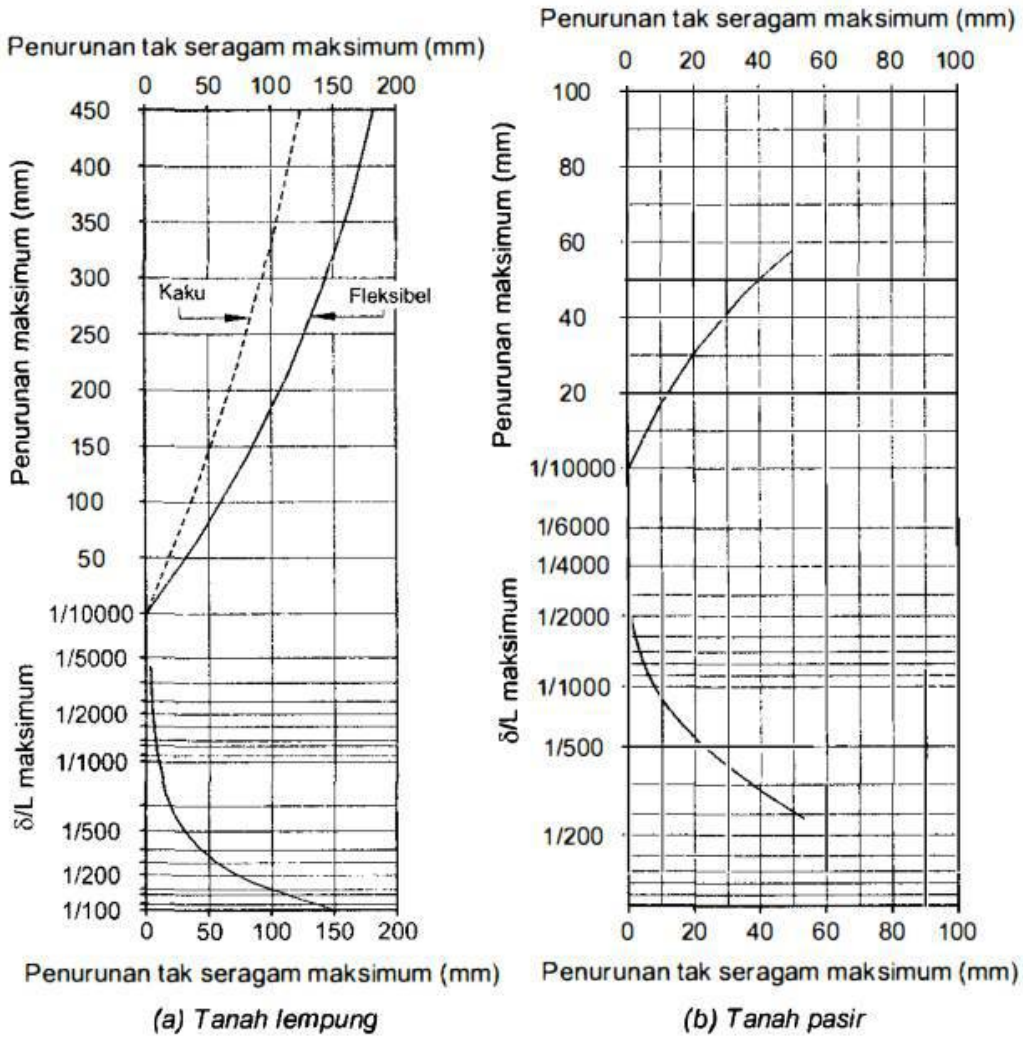
Tabel 3.10. Hubungan tipe masalah dalam strukstur dan δ/L (Bjerrum, 1963)

Tipe masalah	δ/L
▪ Kesulitan pada mesin yang sensitif terhadap penurunan	1 /700
▪ Bahaya pada rangka-rangka dengan diagonal	1 /600
▪ Nilai batas untuk bangunan yang tidak diijinkan retak	1 /500
▪ Nilai batas dengan retakan pertama diharapkan terjadi pada dinding-dinding panel, atau dengan kesulitan terjadi pada overhead crane	1 /300
▪ Nilai batas dengan penggulingan (miring) bangunan tingkat tinggi dapat terlihat	1 /250
▪ Retakan signifikan dalam panel dan tembok. Batasan yang aman untuk dinding tembok fleksibel dengan h/L = ¼ (h = tinggi dinding)	1/150

Dari hasil pengamatan di lapangan, Bjerrum (1963) mengusulkan hubungan antara penurunan maksimum, penurunan tak seragam maksimum hasil pengamatan di lapangan, dan distorsi kaku maksimum. Hubungan-hubungan tersebut, untuk pondasi pada tanah lempung diperlihatkan dalam Gambar 3.38a, sedang hal yang sama untuk pondasi pada tanah pasir diperlihatkan dalam Gambar 3.38b.

Prosedur untuk menghitung batas nilai δ/L adalah mula-mula dihitung lebih dulu besamya penurunan maksimum bangunan yang diharapkan terjadi (menurut cara yang sudah dipelajari). Dari nilai penurunan maksimum yang telah diperoleh, dibaca nilai δ/L yang tertera pada Gambar 3.38a bila tanahnya lempung dan Gambar 3.38b bila tanahnya pasir.

Walaupun batas-batas penurunan sering hanya didasarkan pada penurunan total ijin, namun tetap diperlukan pertimbangan terhadap penurunan tak seragam. Hal ini, karena penurunan tak seragam lebih merusakkan bangunan (retak pada sambungan kolom dan balok). Penurunan tak seragam yang merusakkan ini dapat dieliminasi dengan membuat balok-balok sloof cukup kaku yang menghubungkan antara pondasi kolom satu dengan yang lainnya.



Gambar 3.38. Hubungan antara penurunan maksimum, penurunan tidak seragam maksimum, dan distorsi kaku maksimum untuk tanah lempung dan pasir (Bjerrum, 1963)

3.4. Analisis dan Perancangan Pondasi Telapak Terpisah

Sub Bab dan Halaman silahkan disesuaikan (lihat format pada daftar isi)

3.5. Analisis dan Perancangan Pondasi Telapak Gabungan

Sub Bab dan Halaman silahkan disesuaikan (lihat format pada daftar isi)

DAFTAR PUSTAKA

1. Das, Braja M,, 2012, Principle of Foundation Engineering, Edisi 8, Cengage Learning, Stamford USA
2. Hardiyatmo, Hary Christady. (2020). Analisis dan Perancangan Fondasi I Edisi 5, Gadjah Mada University Press. Yogyakarta:
3. Suryolelono, Kabul Basah, 1994, Teknik Fondasi, Nafiri, Yogyakarta

LAMPIRAN

KEMENTERIAN PENDIDIKAN, KEBUDAYAAN, RISET DAN TEKNOLOGI
UNIVERSITAS MATARAM
FAKULTAS TEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Majapahit No. 62 Mataram, 83125. Telp. (0370) 638436,636126 – Fax (0370) 636523
web : https://jts.unram.ac.id/ e-mail : jts@unram.ac.id

Tugas Besar
PONDASI DANGKAL

Disusun Oleh:

Nama :……..

NIM : ……

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MATARAM
2024

PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

A. CAPAIAN PEMBELAJARAN

Tugas Besar Perancangan Pondasi Dangkal berupa perancangan pondasi dangkal secara lengkap dan detail yang dilakukan dengan bimbingan dari Dosen Pengajar mata kuliah Pondasi Dangkal dan mendapatkan Surat Puas sebagai syarat untuk mengikuti Ujian Akhir Semester dan dikeluarkannya nilai akhir mata kuliah Pondasi Dangkal.

Setelah menyelesaikan tugas besar Perancangan Pondasi Dangkal ini diharapkan mahasiswa mampu melakukan analisis dan perancangan pondasi dangkal untuk bangunan Sipil yang terletak pada berbagai jenis tanah, dengan berbagai macam bentuk pembebanan, dan dengan berbagai metode perancangan berdasarkan data-data pengujian tanah di laboratorium dan data-data penyelidikan tanah di lapangan.

B. NILAI

Nilai Tugas Besar Perancangan Pondasi Dangkal, terdiri dari beberapa komponen dengan prosentase sebagai berikut :

1. Analisis dan Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi Dangkal : 30 %
2. Perancangan Pondasi Telapak Tunggal dan Telapak Gabungan : 70 %

C. FORMAT DAN PENULISAN TUGAS BESAR PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

Format dan tata cara penulisan Tugas Besar Pondasi Dangkal dimaksudkan agar setiap mahasiswa dengan bimbingan Dosen Pembimbing dapat menghasilkan karya tulis berupa Laporan Tugas Besar yang rapi dan seragam. Hal ini dilakukan agar mahasiswa terbiasa dan terlatih menulis karya ilmiah dengan format dan tata cara penulisan yang sama sebagai persiapan mengerjakan Laporan PKL dan juga Tugas Akhir. Format dan tata cara penulisan Tugas Besar meliputi : bahan dan ukuran kertas, pengetikan/penulisan, penomoran, tabel gambar, dan lampiran, bahasa, penulisan nama dan penulisan daftar pustaka

1. Penulisan dan Ukuran Kertas

   Penulisan Tugas Besar untu Teori diketik (Font Arial 11pt, spasi 1,5), sedangkan perhitungan di tulis tangan dengan tinta biru. Ukuran kertas adalah HVS A4 minimal 70 gram dan tidak bolak balik, dengan batas-batas pengetikan/penulisan ditinjau dari tepi kertas dapat ditentukan sebagai berikut :

   a. Tepi atas : 4.0 cm
   b. Tepi bawah : 3.0 cm
   c. Tepi kiri : 4.0 cm
   d. Tepi kanan : 3.0 cm

2. Sampul dibuat dari kertas buffalo atau sejenis berwarna biru tua, tulisan tercetak pada sampul sama seperti pada halaman judul/cover pada format tugas besar.

D. RANCANGAN TUGAS BESAR PONDASI DANGKAL

Asistensi dan Konsultasi	Capaian Pembelajaran	Indikator Capaian Pembelajaran	Materi Tugas Besar	Metode Pembelajaran dan Evaluasi
1	Menguasai dan memahami fungsi, kegunaan dan jenis pondasi dangkal, dan tipe keruntuhan pondasi secara terperinci	Dapat menjelaskan fungsi, kegunaan dan jenis pondasi dangkal, dan tipe keruntuhan pondasi secara terperinci	Bab I : Pendahuluan	Konsultasi dan diskusi
2 - 3	❖ Menguasai dan memahami dasar teori tentang kapasitas dukung pondasi berdasarkan data laboratorium dengan Metode Terzaghi dan Meyerhof ❖ Menguasai dan memahami dasar teori tentang kapasitas dukung pondasi berdasarkan data lapangan, Sondir dan SPT	❖ Dapat melakukan analisis dan perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan data laboratorium dengan Metode Terzaghi dan Meyerhof ❖ Dapat melakukan analisis dan perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan data lapangan, Sondir dan SPT	Bab II : Kapasitas Dukung	Konsultasi dan diskusi
4 - 6	❖ Menguasai dan memahami perancangan pondasi telapak terpisah ❖ Menguasai dan memahami perancangan pondasi telapak gabungan ❖ Menguasai dan memahami analisis penurunan pada pondasi telapak terpisah ❖ Menguasai dan memahami analisis penurunan pada pondasi telapak gabungan	❖ Dapat merancang pondasi telapak terpisah ❖ Dapat merancang pondasi telapak gabungan ❖ Dapat melakukan analisis dan perhitungan penurunan pada pondasi telapak terpisah ❖ Dapat melakukan analisis dan perhitungan penurunan pada pondasi telapak gabungan	BAB III : Perancangan Pondasi Dangkal	Konsultasi dan diskusi
7	❖ Menguasai dan memahami tentang analisis dan perancangan pondasi dangkal	❖ Dapat melakukan analisis dan perancangan pondasi dangkal	Bab V: Penutup	Konsultasi dan diskusi

TUGAS BESAR PERANCANGAN PONDASI DANGKAL

A. KAPASITAS DUKUNG PONDASI DANGKAL *(Dikerjakan Pada Bab II, Sub Bab 2.4)*

1. Sub Bab 2.4.1. Data-data Perancangan

Uraikan dan jelaskan data-data perancangan pondasi dangkal (sesuai dengan angka terakhir NIM), antara lain :

a. Data-data hasil penyelidikan tanah di laboratorium, dan di lapangan (sondir/CPT dan SPT)

b. Data bentuk dan dimensi pondasi

2. Sub Bab 2.4.2. Tahapan dan Langkah-Langkah Perhitungan Kapasitas Dukung

Jelaskan tahapan dan langkah-langkah perhitungan kapasitas dukung pondasi dangkal berdasarkan data laboratorium dan data lapangan, dilengkapi dengan bagan alir / flowchart

3. Sub Bab 2.4.3. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Laboratorium

a, Berdasarkan kondisi / jenis tanah dan dimensi pondasi yang telah ditentukan, rencanakan kedalaman pondasi

b. Hitung kapasitas dukung ultimit (Q_u) pondasi berdasarkan data laboratorium dengan metode Terzaghi atau Meyerhof (silahkan dipilih sesuai dengan jenis tanah dan beban)

c. Perhitungan disesuaikan dengan dimensi pondasi, jenis tanah, dan letak muka air tanah.

4. Sub Bab 2.4.4. Perhitungan Kapasitas Dukung Berdasarkan Data Lapangan

a, Berdasarkan kondisi / jenis tanah dan dimensi pondasi yang telah ditentukan, rencanakan kedalaman pondasi (*dimensi dan kedalaman pondasi sama dengan Langkah 3a*,)

b. Hitung kapasitas dukung ultimit (Q_u) pondasi berdasarkan data lapangan, yaitu berdasarkan data Sondir dan SPT.

c. Perhitungan disesuaikan dengan dimensi pondasi dan jenis tanah.

5. Sub Bab 2.4.5. Rekap Hasil Perhitungan Kapasitas Dukung

a, Rekap hasil perhitungan kapasitas dukung pondasi berdasarkan data laboratorium (Metode Terzaghi atau Meyerhof) dan berdasarkan data lapangan (Sondir dan SPT) dalam bentuk Tabel

b. Nilai kapasitas dukung ultimit yang digunakan untuk analisis dan perhitungan selanjutnya adalah nilai ***kapasitas dukung ultimit terkecil*** dari ke-empat hasil perhitungan dalam Tabel yang ada pada Langkah 5a.

c. Berdasarkan nilai kapasitas dukung ultimit (Q_u) terkecil pada langkah (b), hitung kapasitas dukung ijin (Q_a) = Qu / SF (*Safety Factor* = SF = 2-3)

B. PERANCANGAN PONDASI DANGKAL *(Dikerjakan Pada Bab III Sub Bab 3.4 dan 3,5)*

1. Sub Bab 3.4. Analisis dan Perancangan Pondasi Telapak Terpisah

a. **Sub Bab 3.4.1.** Data-data Perancangan

Uraikan dan jelaskan data-data perancangan pondasi telapak terpisah antara lain :

- Hasil perhitungan *kapasitas dukung ijin* dengan nilai *terkecil* pada *Sub Bab 2.4.5.*
- Data bentuk, dimensi dan kedalaman pondasi sesuai dengan hasil perhitungan pada *Sub Bab 2.4,*
- Data pembebanan (Q) yang telah ditentukan sesuai dengan soal yang diberikan.

b. **Sub Bab 3.4.2.** Tahapan dan Langkah-Langkah Perancangan

Jelaskan tahapan dan langkah-langkah perancangan pondasi telapak terpisah, dilengkapi dengan bagan alir / flowchart

c. **Sub Bab 3.4.3.** Perhitungan Perancangan
   - ❖ Perancangan struktural
     Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas dukung ijin (Qa) di atas, cek terhadap beban yang bekerja pada pondasi. Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap perancangan struktural. Jika tidak aman, maka lakukan perancangan ulang dengan melakukan perubahan dimensi pondasi

d. **Sub Bab 3.4.4.** Perhitungan Penurunan Pondasi
   Berdasarkan beban dan dimensi pondasi dari hasil perancangan struktural pada langkah (c) diatas, selanjutnya hitung penurunan yang terjadi. Selanjutnya lakukan pengecekan keamanan terhadap batas penurunan yang diijinkan (penurunan yang terjadi < 1 inchi)

e. **Sub Bab 3.4.5.** Gambar Perancangan Pondasi Telapak Terpisah
   Gambarkan dengan skala hasil perancangan pondasi telapak terpisah dilengkapi dengan geometri lapisan tanah

2. Sub Bab 3.5. Analisis dan Perencanaan Pondasi Telapak Gabungan

a. **Sub Bab 3.5.1.** Data-data Perancanagn
   Uraikan dan jelaskan data-data perancangan pondasi telapak gabungan antara lain :
   - ❖ Hasil perhitungan *kapasitas dukung ijin* dengan nilai *terkecil* pada *Sub Bab 2.4.5.*
   - ❖ Data kedalaman pondasi sesuai dengan hasil perancangan pada *Sub Bab 2.4,*
   - ❖ Data bentuk, dimensi pondasi dan pembebanan masing-masing kolom sesuai dengan soal yang diberikan.

b. **Sub Bab 3.5.2.** Tahapan dan Langkah-Langkah Perancangan
   Jelaskan tahapan dan langkah-langkah perancangan pondasi telapak gabungan, dilengkapi dengan bagan alir / flowchart

c. **Sub Bab 3.5.3.** Perhitungan Perancangan
   - ❖ Perancangan struktural
     Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas dukung ijin (Qa) di atas, cek terhadap beban yang bekerja pada pondasi. Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap perancangan struktural.

d. **Sub Bab 3.5.4.** Perhitungan Penurunan Pondasi
   Berdasarkan beban dan dimensi pondasi dari hasil perancangan struktural pada langkah (c) diatas, selanjutnya hitung penurunan yang terjadi. Selanjutnya lakukan pengecekan keamanan terhadap batas penurunan yang diijinkan (penurunan yang terjadi < 1 inchi)

e. **Sub Bab 3.5.5.** Gambar Perancangan Pondasi Telapak Gabungan
   Gambarkan dengan skala hasil perancangan pondasi telapak gabungan dilengkapi dengan geometri lapisan tanah

SOAL TUGAS BESAR PONDASI DANGKAL

Angka Terakhir NIM	Data Tanah	Pondasi Telapak Tunggal					Pondasi Telapak Gabungan					
		Bentuk pondasi	B (m)	L (m)	Df (m)	Beban	Bentuk pondasi	B_1 (m)	B_2 (m)	L (m)	Df (m)	Beban
F1A…. 1	1	Bujur sangkar	2	2	?	1	Empat persegi panjang	?	?	?	?	1
F1A…. 2	2	Empat persegi panjang	2	2B	?	2	Trapesium	?	?	?	?	2
F1A…. 3	3	Bujur sangkar	2,5	2,5	?	3	Empat persegi panjang	?	?	?	?	3
F1A…. 4	4	Empat persegi panjang	2,5	2B	?	4	Trapesium	?	?	?	?	4
F1A…. 5	5	Bujur sangkar	3	3	?	5	Empat persegi panjang	?	?	?	?	5
F1A…. 6	1	Empat persegi panjang	2	2B	?	6	Trapesium	?	?	?	?	6
F1A…. 7	2	Bujur sangkar	2,5	2,5	?	7	Empat persegi panjang	?	?	?	?	7
F1A…. 8	3	Empat persegi panjang	2,5	2B	?	8	Trapesium	?	?	?	?	8
F1A…. 9	4	Bujur sangkar	3	3	?	9	Empat persegi panjang	?	?	?	?	9
F1A…. 0	5	Empat persegi panjang	2	2B	?	10	Trapesium	?	?	?	?	10

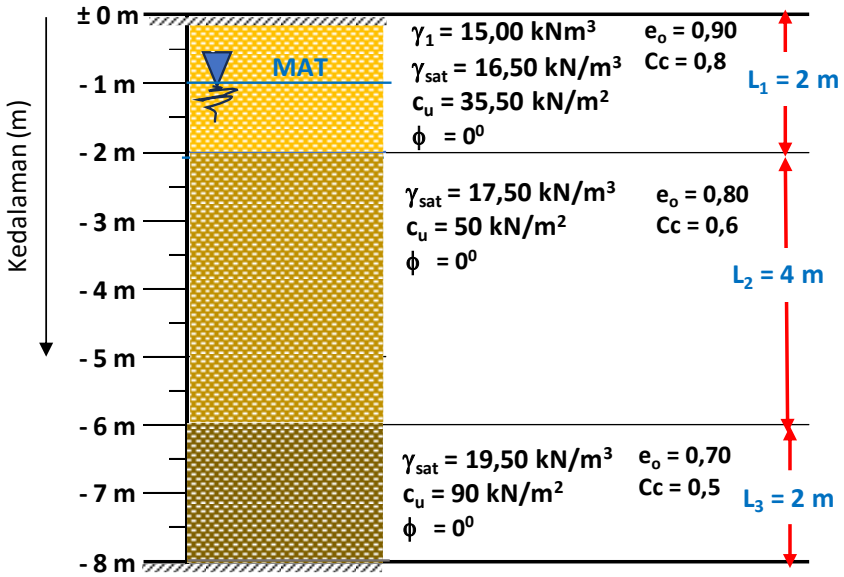
Catatan :

- Data-data tanah yang belum diketahui silahkan ditentukan berdasarkan korelasi empiris menggunakan Tabel 1.1. sampai Tabel 1.3 pada Lampiran 1
- Data-data dimensi pondasi (?) silahkan ditentukan sendiri sesuai dengan kondisi tanah dan pembebanan
- Data Hasil Pengujian Tanah (Data Laboratorium, Data CPT/Sondir dan Data SPT) terdapat pada Lampiran 1
- Data Bentuk Pondasi terdapat pada Lampiran 2
- Data Pembebanan Pondasi terdapat pada Lampiran 3

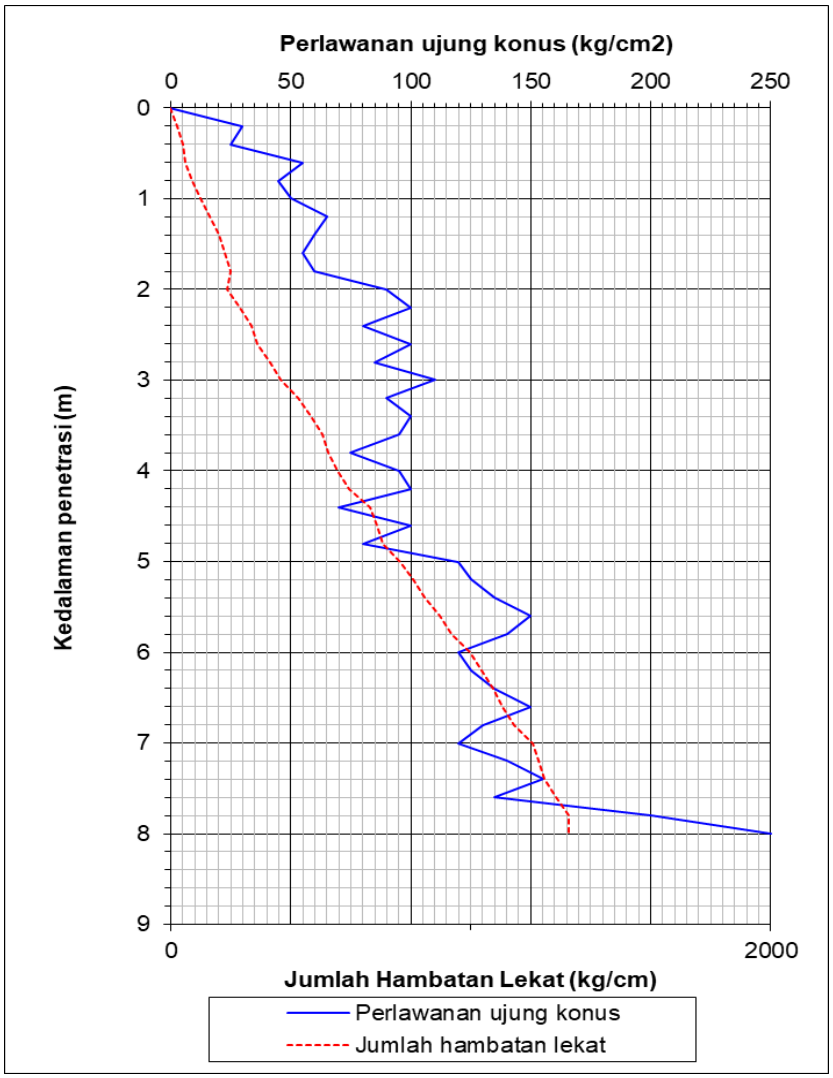
Lampiran 1

DATA HASIL PENYELIDIKAN TANAH

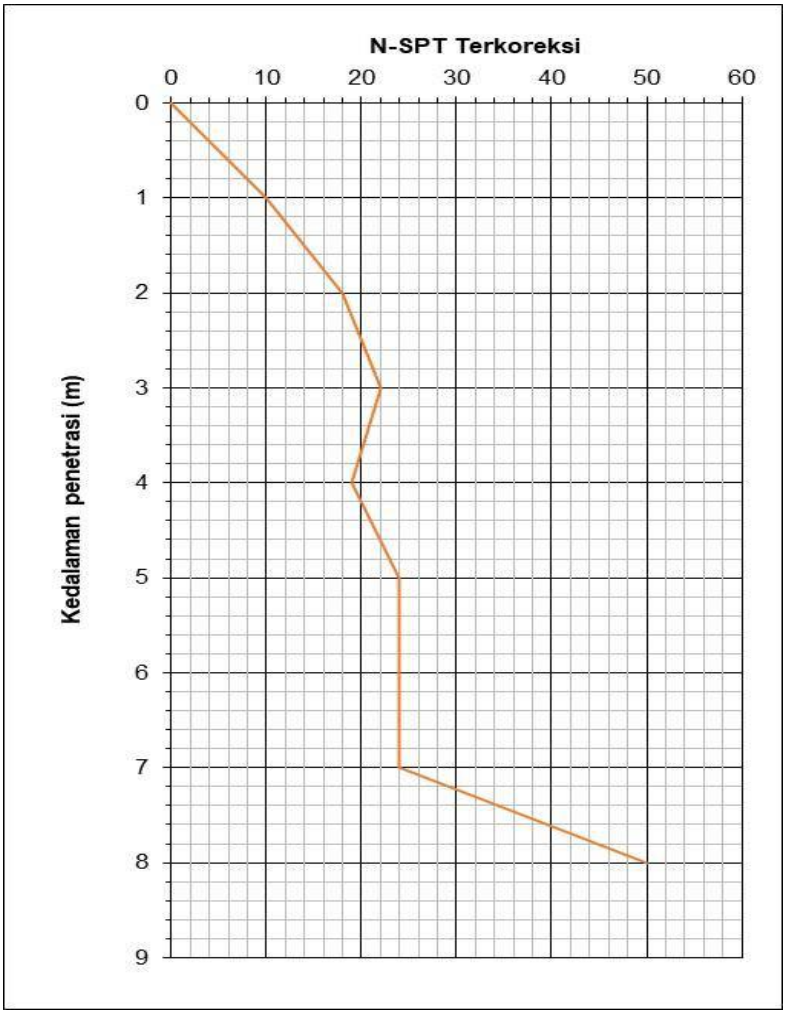
1. Data Tanah 1



Gambar 1a. Profil lapisan tanah dan data hasil pengujian laboratorium

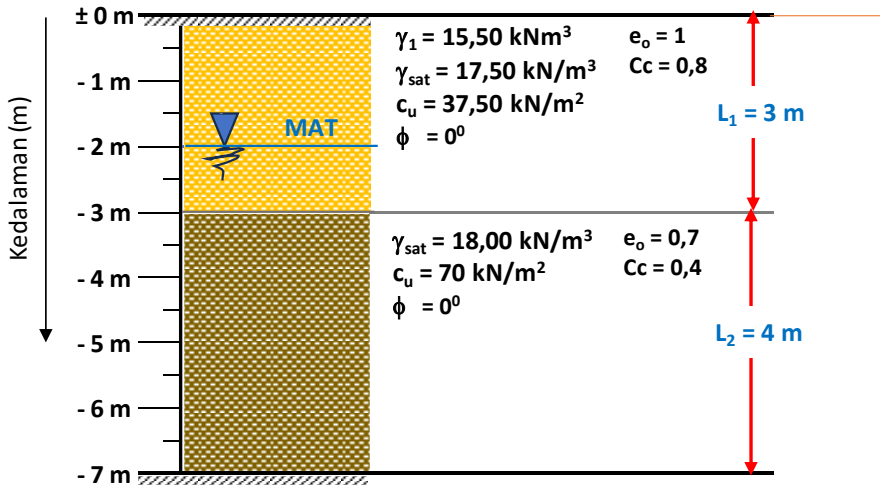


Gambar 1b. Grafik hasil pengujian sondir

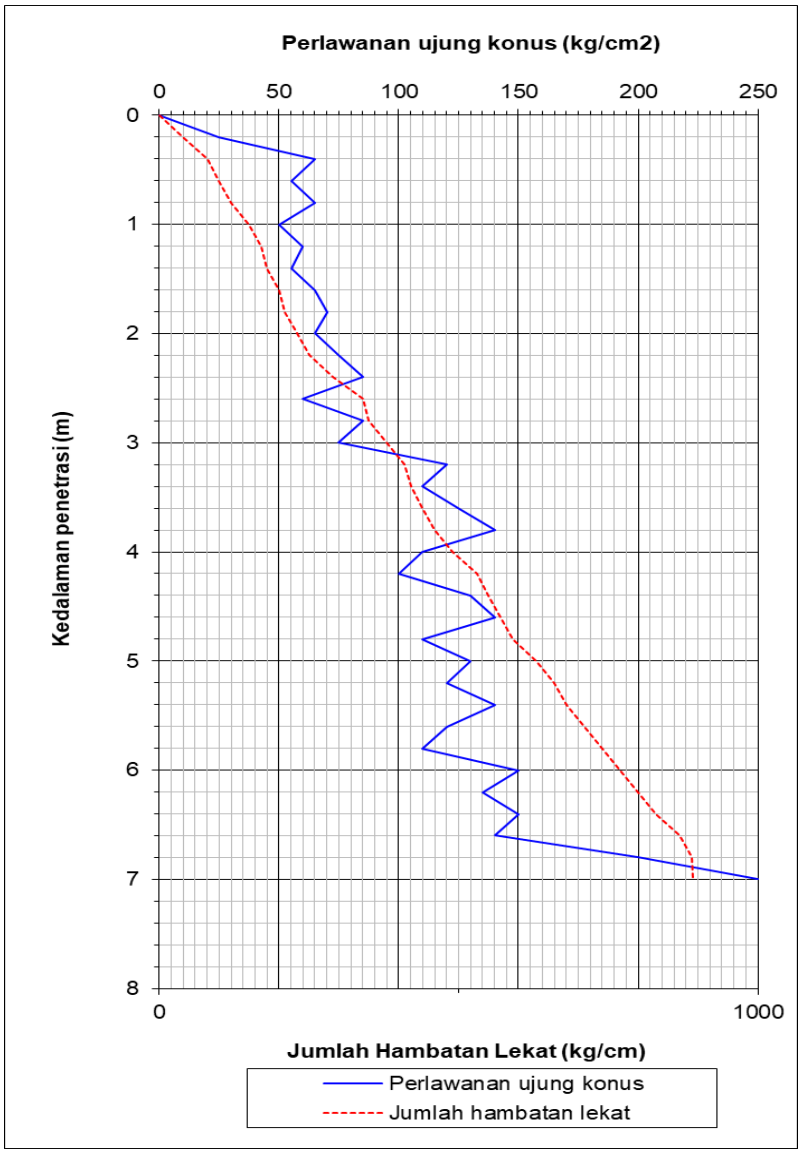


Gambar 1c. Grafik hasil pengujian SPT

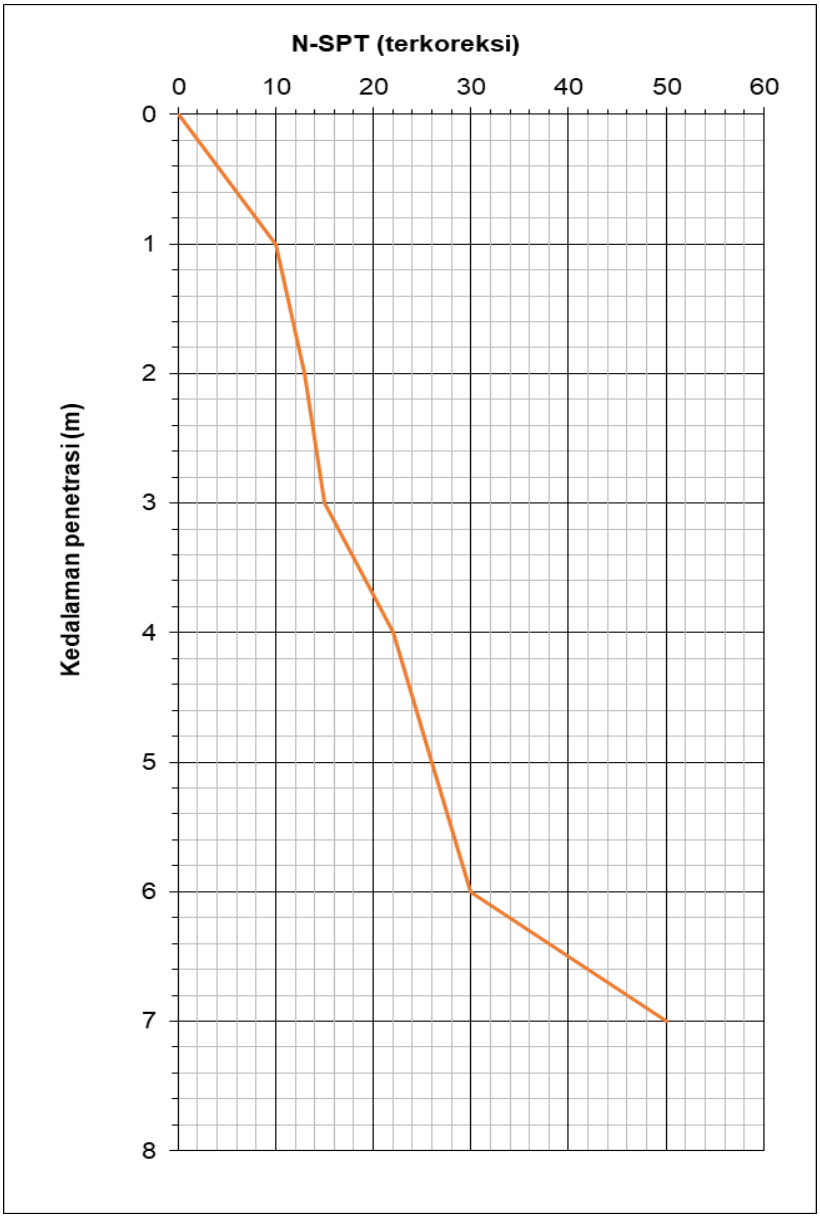
2. Data Tanah 2



Gambar 2a. Profil lapisan tanah dan data hasil pengujian laboratorium

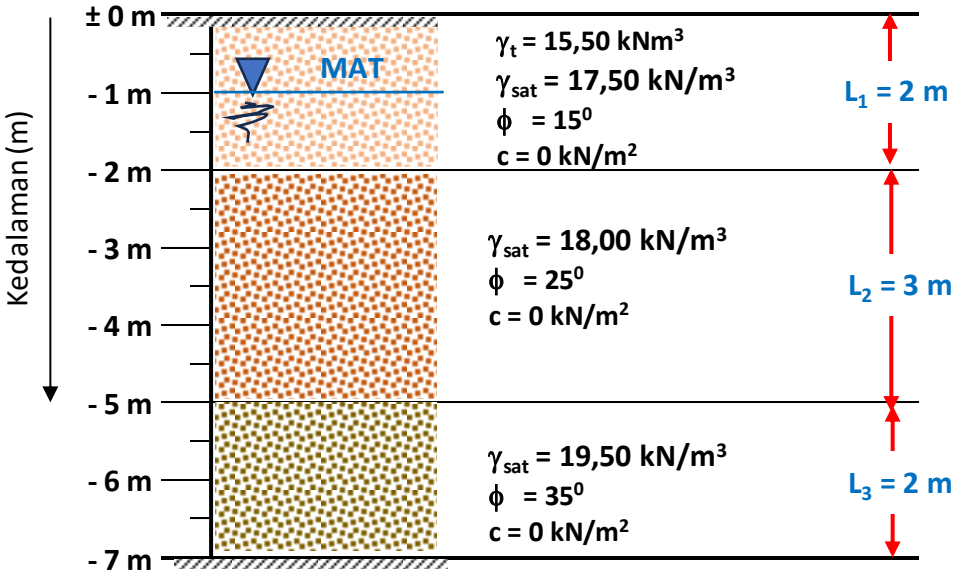


Gambar 2b. Grafik hasil pengujian sondir

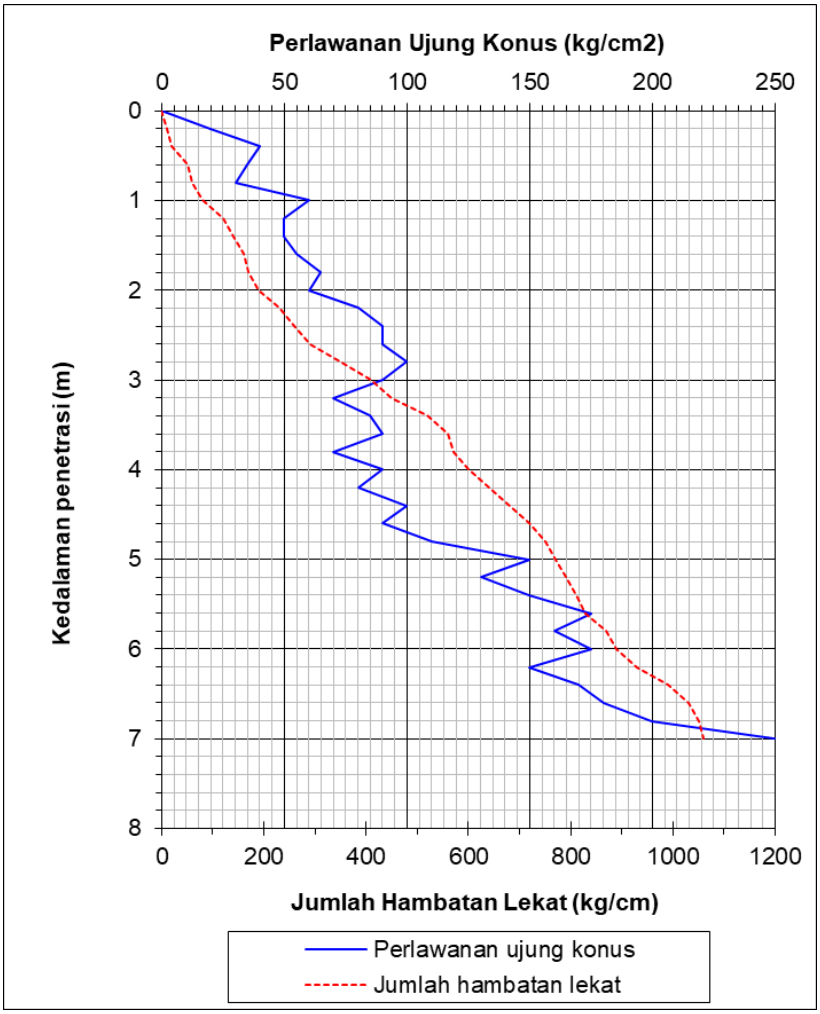


Gambar 2c. Grafik hasil pengujian SPT

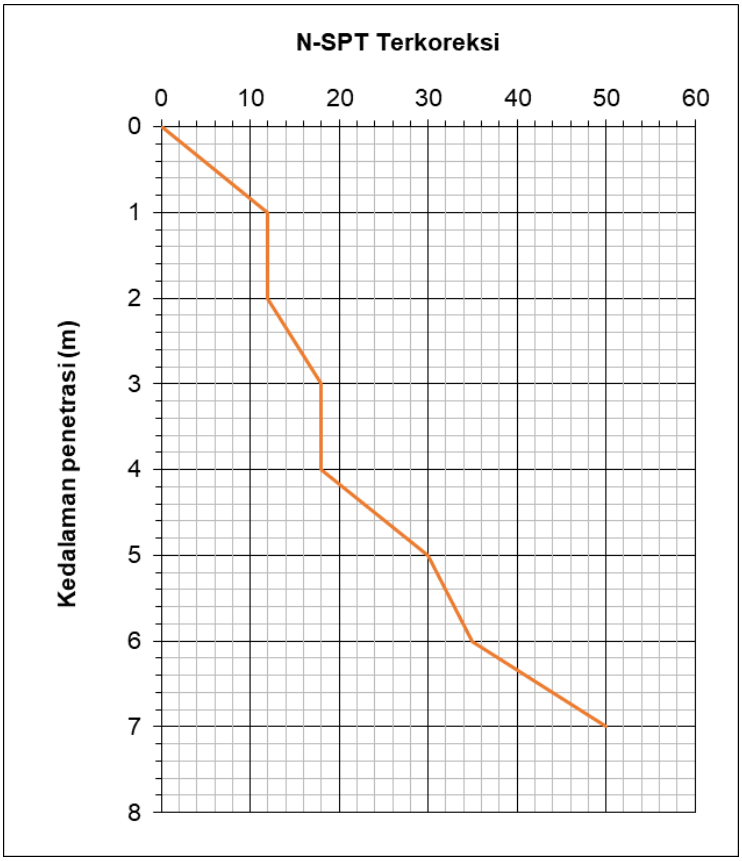
3. Data Tanah 3



Gambar 3a. Profil lapisan tanah dan data hasil pengujian laboratorium

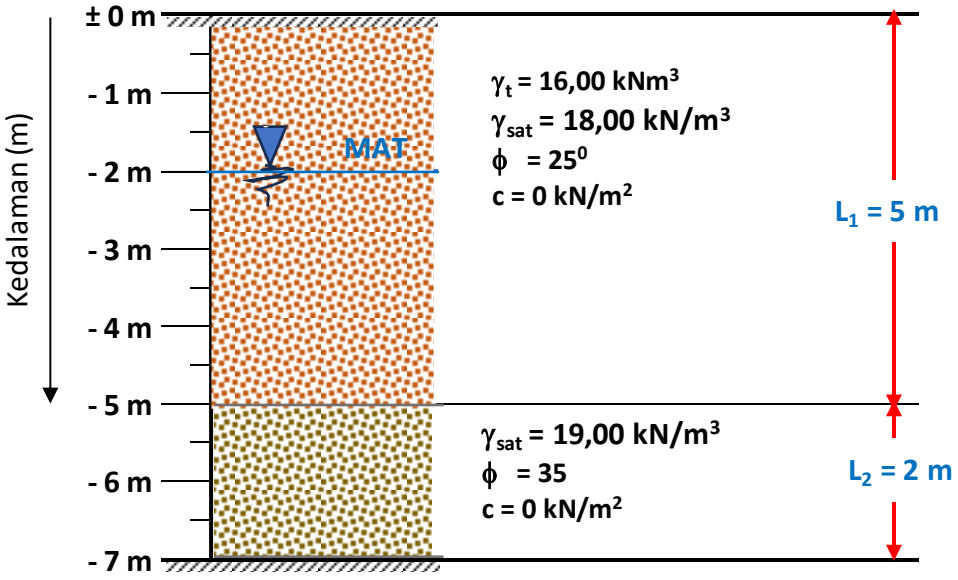


Gambar 3b. Grafik hasil pengujian sondir

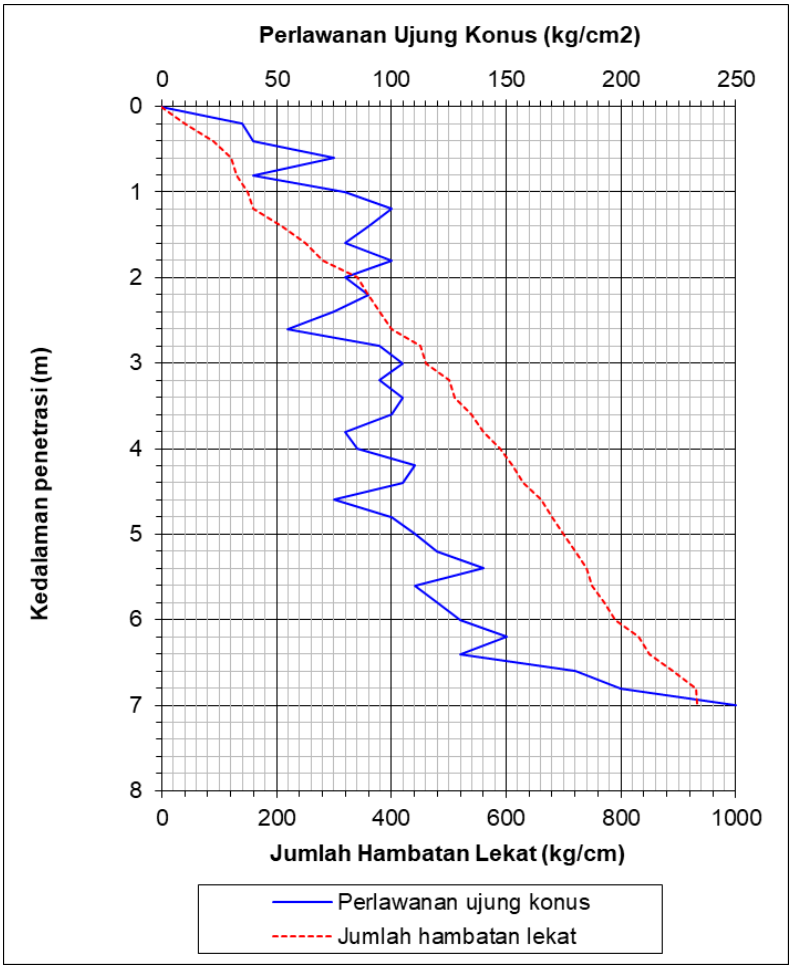


Gambar 3c. Grafik hasil pengujian SPT

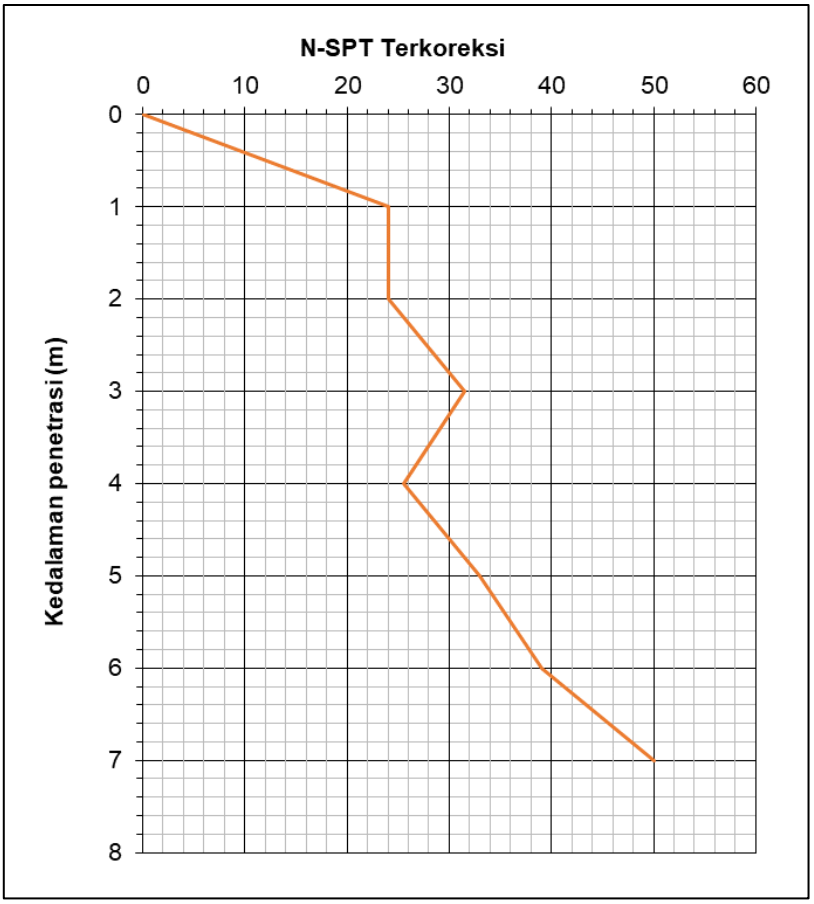
4. Data Tanah 4



Gambar 4a. Profil lapisan tanah dan data hasil pengujian laboratorium

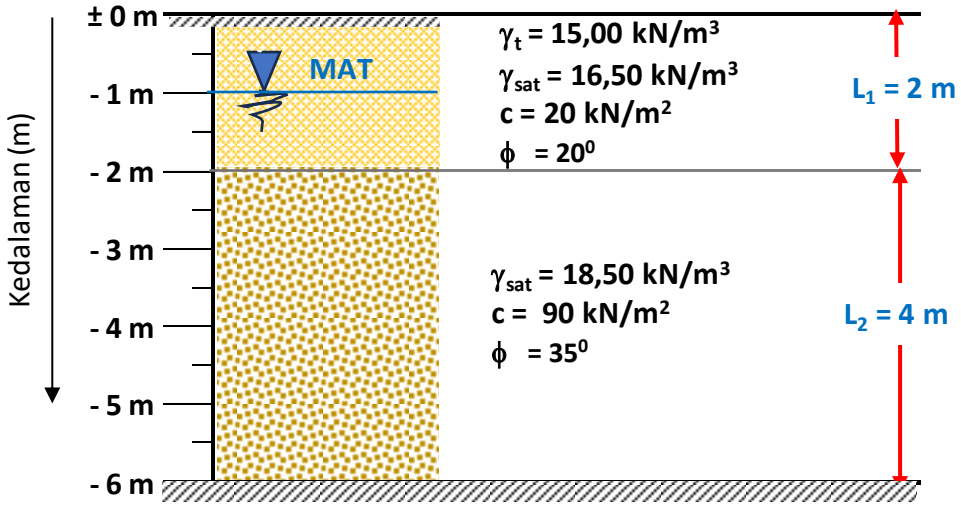


Gambar 4b. Grafik hasil pengujian sondir

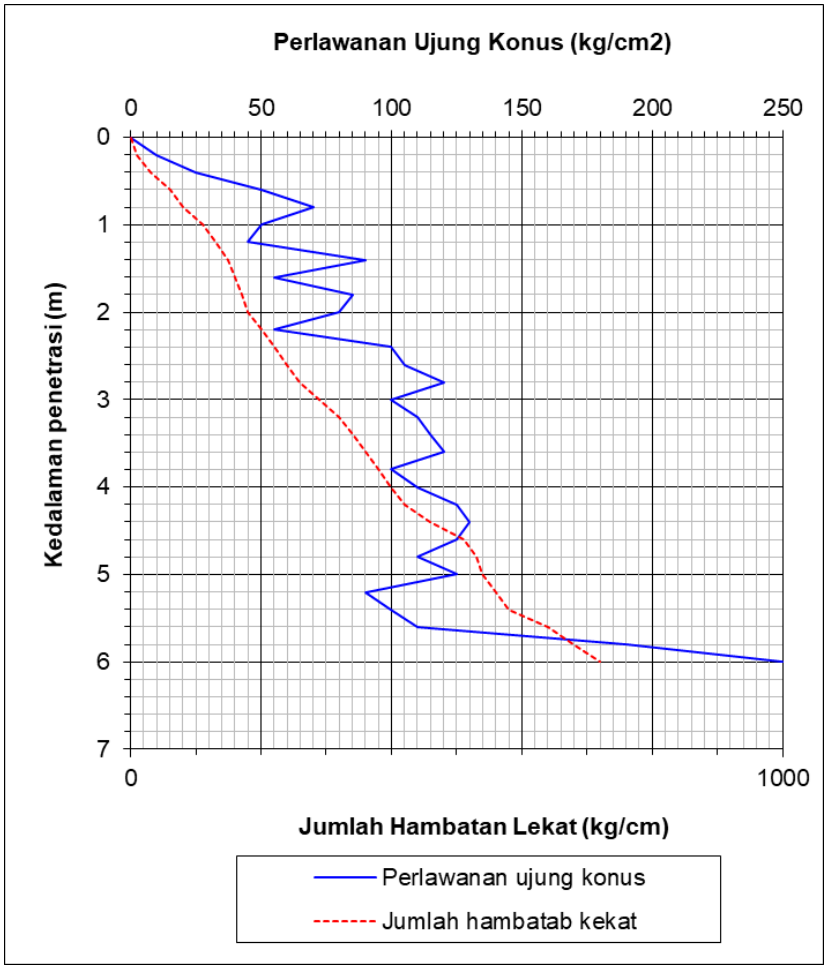


Gambar 4c. Grafik hasil pengujian SPT

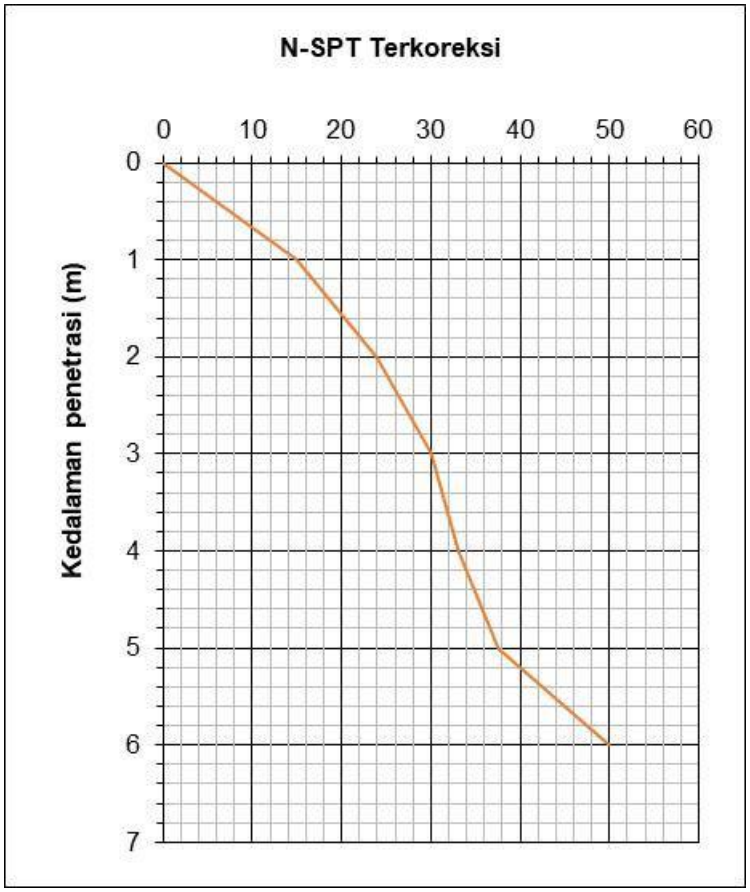
5. Data Tanah 5



Gambar 5a. Profil lapisan tanah dan data hasil pengujian laboratorium



Gambar 5b. Grafik hasil pengujian sondir



Gambar 5c. Grafik hasil pengujian SPT

Tabel 1.1. Perkiraan Rasio Poisson (μ) (Bowless, 1997)

Jenis Tanah	rasio Poison (μ)	Nilai yang disarankan
Lempung jenuh	0,4 - 0,5	0,4 sampai 0,43
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3	Umumnya, banyak μ = 0,4 sampai 0,5 untuk lempung
Lempung berpasir	0,2 - 0,3	
Lanau	0,3 - 0,35	
Pasir padat	0,2 - 0,4	μ 0,3 umumnya digunakan:
Pasir kasar (angka pori, e = 0,4 - 0,7)	0,15	μ = 0,3 – 0,35 untuk pasir
Pasir halus (angka pori, e = 0,4 - 0,7)	0,25	
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 - 0,4	
Looss	0,1 - 0,3	

Tabel 1.2. Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Es)

Macam tanah	modulus elastis, E (MPa)*	modulus elastis, E (kN/m^2)**
Lempung		
Sangat lunak	2,0 – 15	300 — 3.000
Lunak	5,0 – 25	2.000 — 4.000
Sedang	15 – 20	4.500 — 9.000
Keras	50 – 100	7.000 — 20.000
Berpasir	25 – 250	30.000 — 42.500
Pasir		
Berlanau	5,0– 20	5.000 — 20.000
Tidak padat	10 – 25	10.000 — 25.000
Padat	50 – 81	50.000 — 100.000
Pasir dan kerikil		
Padat	100 – 200	80.000 — 200.000
Tidak padat	50 – 150	50.000 — 140.00
Lanau	2 - 20	2.000 — 20.000
Looss (gembur)	15 - 60	15.000 — 60.000
Serpih	150 – 5000	140.000 — 1.400.000

Sumber: * (Bowles, 1997, p. 125); ** (Hadiyatmo, 2010a, p. 281)

Tabel 1.3. Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Es)

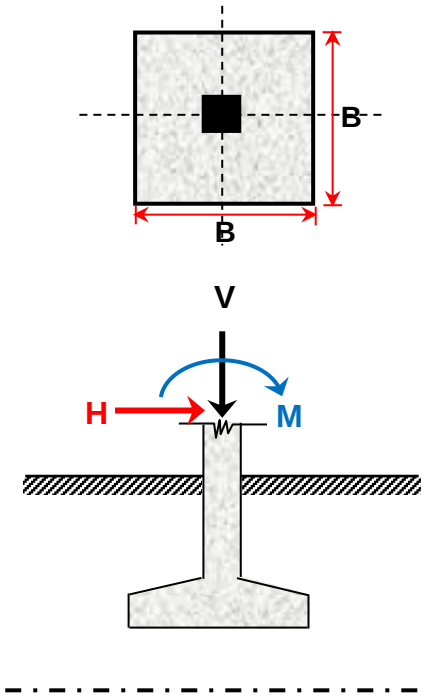
Jenis Tanah	N-SPT	CPT (Sondir)
Pasir (Kondoslidasi Normal)	$E_s = 500\ (N + 15)$ $E_s = 7000\sqrt{N}$ $E_s = 6000N$ $E_s = 15000\ s.d\ 22000 \ln N$	$E_s = 2\ s.d\ 4\ q_c$ $E_s = 8000\sqrt{q_c}$ $E_s = 1{,}2(3D_r^2 + 2)\ q_c$ $E_s = (1 + D_r^2)\ q_c$
Pasir (Jenuh)	$E_s = 250\ (N + 15)$	$E_s = Fq_c$ $e = 1{,}0 \rightarrow F = 3{,}5$ $e = 0{,}6 \rightarrow F = 7{,}0$
Semua Pasir	$E_s = (2600\ s.d\ 2900)N$	
Pasir konsolidasi berlebih (Overconsolidated)	$E_s = 40000 + 1050N$	$E_s = 6\ s.d\ 30\ q_c$
Pasir-Kerikil	$E_s = 1200\ (N + 6)$ $E_s = 600\ (N + 6)$untuk $N \leq 15$	
Pasir lempung	$E_s = 1200\ (N + 6) + 2000$ untuk $N > 15$ $E_s = 320\ (N + 15)$ $E_s = 300\ (N + 6)$	 $E_s = 3\ s.d\ 6\ q_c$ $E_s = 1\ s.d\ 2\ q_c$
Pasir Lanau	$Jika\ q_c < 2500\ kPa$ gunakan $E_s' = 2{,}5q_c$ $2500 < q_c < 5000\ kPa$ gunakan $E_s' = 4q_c + 5000$	
Lempung atau Lempung Kelanauan	$E_s' = Modulus\ batas\ (constrained\ modulus)$ $E_s' = \frac{E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	$E_s = 3\ s.d\ 8\ q_c$
Catatan: E_s dalam kPa untuk SPT dan satuan q_c untuk CPT; konversi kPa ke ksf dibagi 50. N-SPT perkiraan menggunakan N_{55} bukan N_{70}		

Lampiran 2

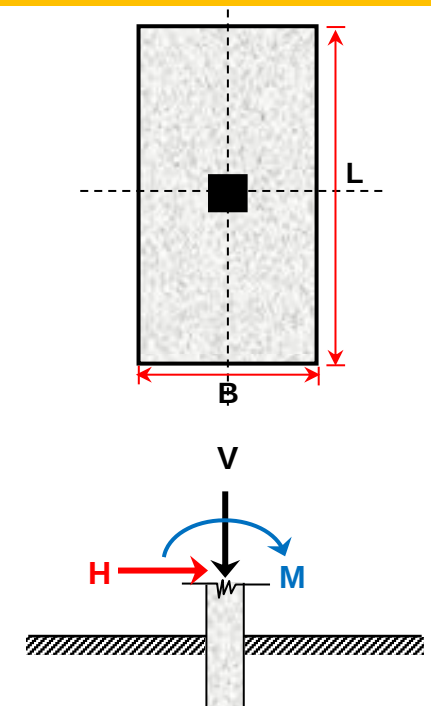
BENTUK PONDASI

A. BENTUK PONDASI TELAPAK TUNGGAL

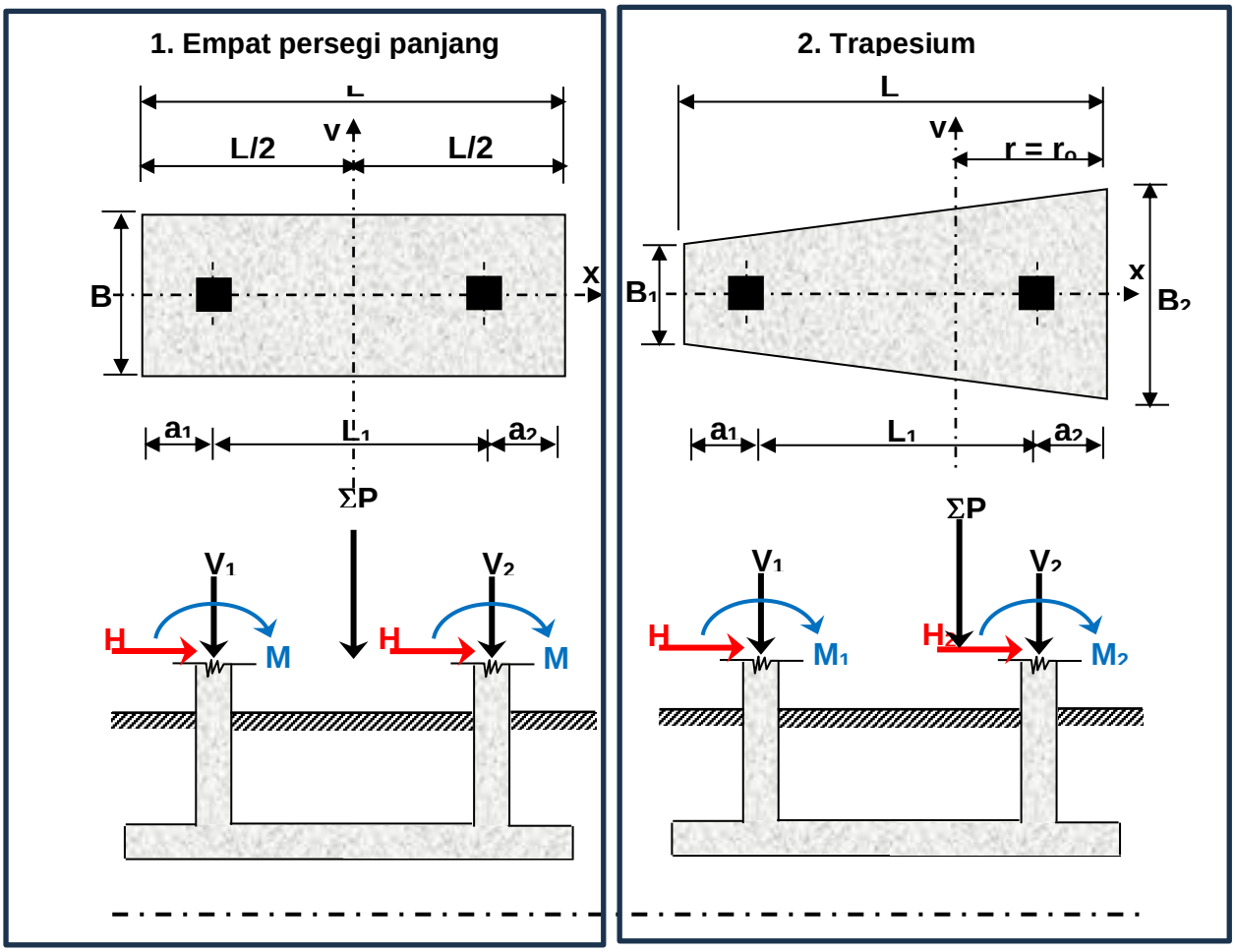
1. Bujursangkar



2. Empat persegi panjang



B. PONDASI TELAPAK GABUNGAN



Lampiran 3

PEMBEBANAN PONDASI

Tabel 3.1. Pembebanan Pondasi Telapak Terpisah

No.	Beban Vertikal/Aksial (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	1000	150	0
2	1500	0	200
3	2000	100	200
4	2500	200	100
5	3000	200	200
6	1000	150	0
7	1500	0	200
8	2000	100	200
9	2500	200	100
10	3000	200	200

Tabel 3.2. Pembebanan Pondasi Telapak Gabungan

No.	Kolom 1		Kolom 2		Jarak antar as kolom (m)
	P_1 (kN)	M_1 (kN.m)	P_2 (kN)	M_2 (kN.m)	
1	1000	100	1000	-	5
2	1000	-	1500	100	5
3	1500	100	1500	200	6
4	2000	200	2000	150	6
5	2000	200	1500	200	6
6	1000	100	1000	-	5
7	1000	-	1500	100	5
8	1500	100	1500	200	6
9	2000	200	2000	150	6
10	2000	200	1500	200	6