

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Pondasi adalah elemen struktur yang berperan meneruskan beban dari bangunan di atasnya untuk didistribusikan ke dalam lapisan tanah dan/atau batuan yang berada dibawahnya sebagai lapisan pendukung, sehingga dihasilkan bangunan yang aman dan ekonomis. (Panguriseng & Sariman, 2023: 5)

Menurut (Pratikso, 2015: 1) pondasi adalah suatu struktur pada bagian dasar bangunan (*sub structure*) yang berfungsi meneruskan berat bangunan dari bagian atas struktur/bangunan (*upper structure*) ke dalam tanah di bawahnya tanpa mengakibatkan keruntuhan geser dan penurunan (*settlement*) tanah/pondasi yang berlebihan.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari suatu bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan lain, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada di bawahnya. Bentuk dari pondasi tergantung dari bentuk dan kriteria bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan di letakkan, dan pada umumnya pondasi akan ditopang oleh tanah keras.

Pemilihan jenis struktur bawah (*sub-structure*) yaitu pondasi, menurut (Suyono & Kazuto, 1984: 75) untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi. Hal-hal berikut ini perlu dipertimbangkan yaitu keadaan tanah pondasi, batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*superstructure*), batasan-batasan dari sekelilingnya, serta waktu dan biaya pekerjaan.

2.2 Jenis-Jenis Pondasi

Pada penentuan jenis pondasi tidak hanya mempertimbangkan beban struktur atas dan kondisi tanah secara mendasar, tetapi juga berdasarkan letak tanah padat pada suatu tempat dimana pondasi tersebut akan di bangun, sehingga menurut (Panguriseng & Sariman, 2023: 6) secara umum, semua pondasi dibagi menjadi dua kategori, yakni: (1) pondasi dangkal (*shallow foundation*), dan (2) Pondasi Dalam (*deep foundation*). Istilah pondasi dangkal dan pondasi dalam mengacu pada kedalaman tanah di mana dasar pondasi ditempatkan, jika lebar pondasi lebih besar dari kedalamannya maka disebut sebagai pondasi dangkal, dan pondasi yang tidak terpenuhi dengan syarat tersebut dikategorikan sebagai pondasi dalam. Pengertian di atas sejalan dengan pendapat Terzaghi (1943), yang mengemukakan pendapatnya bahwa pondasi secara luas dapat diklasifikasikan atas dua kelompok, yaitu pada Pondasi Dangkal dinyatakan ($\frac{Df}{B} \leq 1$) dan pada Pondasi Dalam dinyatakan ($\frac{Df}{B} \geq 1$).

2.2.1 Pondasi Dangkal (Shallow Foundations)

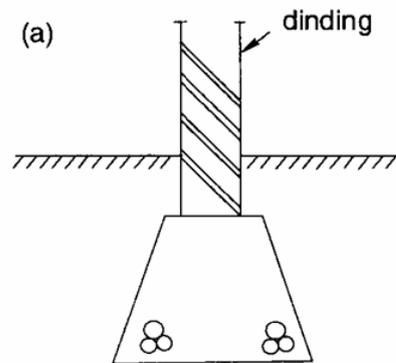
(Panguriseng & Sariman, 2023: 13) kriteria pondasi dangkal adalah pondasi yang ditempatkan dengan melakukan pemindahan tanah/batuan (*earth moving*), baik berupa penggalian maupun urugan kembali, sehingga mobilisasi tahanan kulit (*skin friction*) sangat kecil dan perlu diabaikan. Dengan demikian pada perancangan pondasi dangkal, daya dukung pondasi hanya memperhitungkan daya dukung dasar pondasi (*end bearing*), karena pondasi dangkal tidak memiliki daya dukung kulit.

Menurut (Hardiyatmo, 1996: 62) didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung dan terdiri dari 3 jenis pondasi, yaitu pondasi memanjang, pondasi telapak, dan pondasi rakit.

1. Pondasi Memanjang.

Pondasi memanjang adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung kolom sederhana yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu

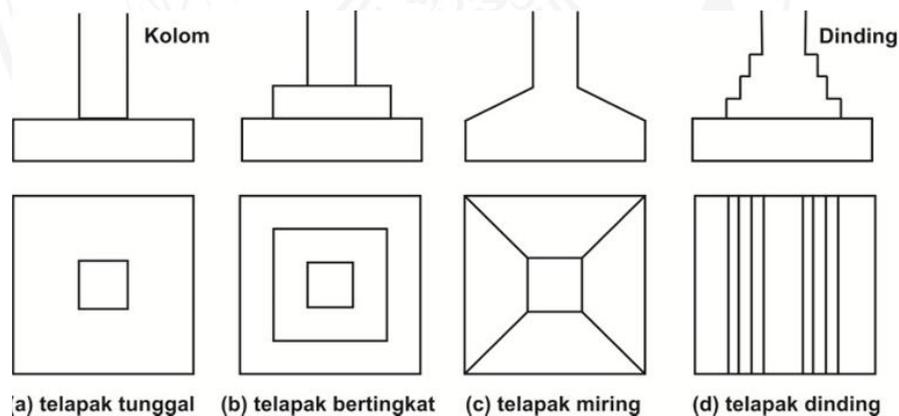
sama lain. Pondasi menerus umumnya digunakan untuk pondasi bangunan suatu rumah tinggal sebagai pondasi dinding sepanjang dinding bangunan yang tersaji seperti pada **Gambar 2. 1**.



Gambar 2. 1 Pondasi Menerus
(Hardiyatmo, 1996: 63)

2. Pondasi Telapak.

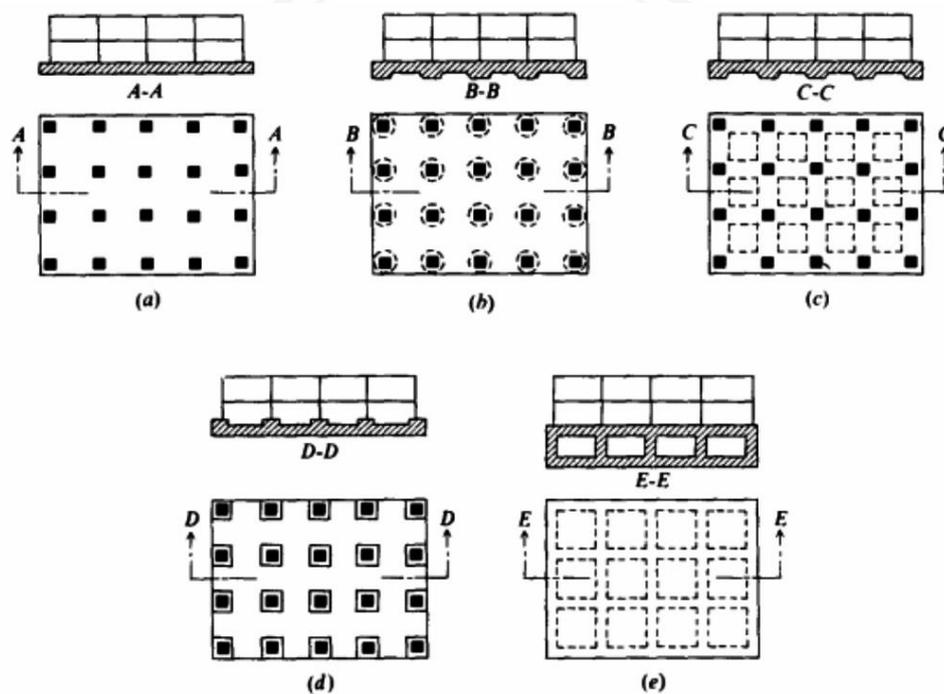
Pondasi telapak merupakan jenis pondasi dangkal yang digunakan untuk memindahkan beban pada tiang yang terisolasi, atau pada lapisan dinding bawah tanah. Dasar dari tiang atau dindingnya membesar atau menyebar untuk menghasilkan dukungan tunggal pada bebannya. Bentuk Pondasi Telapak dapat dilihat pada **Gambar 2. 2**.



Gambar 2. 2 Pondasi Telapak
(Pratikso, 2015: 4)

3. Pondasi Rakit (*raft foundation*).

Pondasi rakit merupakan pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak, sisi-sisinya berimpit satu sama lain. Jenis pondasi ini umumnya diterapkan untuk tanah yang mempunyai daya dukung tanah yang sangat kecil. Berikut jenis pondasi rakit yang lazim digunakan tersaji pada **Gambar 2. 3**.



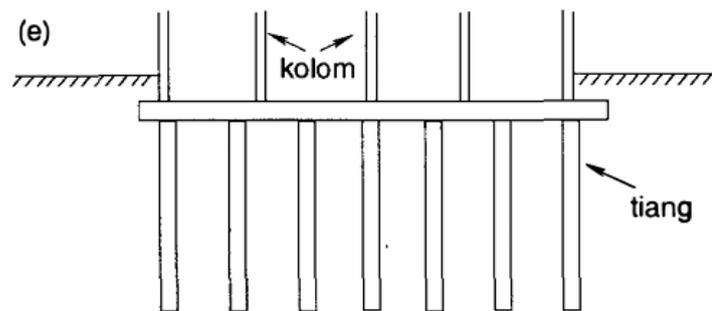
Gambar 2. 3 Jenis-jenis pondasi rakit yang lazim. (a)pelat rata; (b)pelat yang ditebalkan dibawah kolom; (c)balok dan pelat; (d)pelat dengan kaki tiang; (e)dinding ruangan bawah
(Bowles, 1997: 423)

2.2.2 Pondasi dalam (*Deep Foundation*).

Pondasi dalam ialah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak relatif jauh dari permukaan dan terletak pada kedalaman yang sangat dalam, jenis pondasi dalam terdiri dari pondasi tiang dan pondasi sumuran. (Hardiyatmo, 1996: 62)

1. Pondasi Tiang (*pile foundation*).

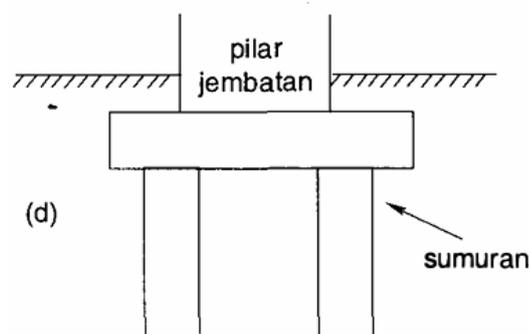
Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Demikian pula, bila pondasi bangunan terletak pada tanah timbunan yang cukup tinggi, sehingga bila bangunan diletakkan pada timbunan akan dipengaruhi oleh penurunan yang besar. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibandingkan dengan pondasi sumuran. Berikut bentuk pondasi tiang ditunjukkan pada **Gambar 2. 4**.



Gambar 2. 4 Pondasi Tiang
(Hardiyatmo, 1996: 63)

2. Pondasi Sumuran (*pier foundation*).

Pondasi ini merupakan peralihan antar pondasi dangkal dan pondasi dalam, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman sekitar 10 m, atau relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B) lebih besar dari nilai 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$. Adapun pondasi sumuran dapat dilihat pada **Gambar 2. 5**.

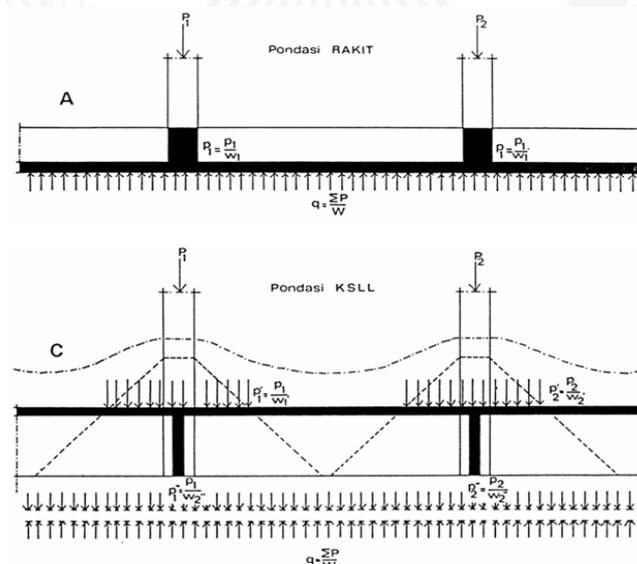


Gambar 2. 5 Pondasi Sumuran
(Hardiyatmo, 1996: 63)

2.3 Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba

Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSSL) atau konstruksi ramah gempa ini merupakan sistem pondasi bangunan bawah yang memiliki kekakuan tinggi (*High Rigidity*), kokoh, ekonomis dan monolit. Karya anak bangsa ini yaitu Ir. Ryantori dan Ir. Sutjipto ditemukan pada tahun 1976 oleh alumni ITS dan dikembangkan bersama pakar ITB pada tahun 1996. Paten perbaikannya tahun 2004 No ID 0018808 oleh PT KATAMA SURYABUMI sebagai pemegang paten dan sistem pondasi ini mulai diterapkan di proyek-proyek sejak tahun 1978.

Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba (KSSL) merupakan sistem konstruksi bangunan bawah yang merupakan sistem kombinasi pondasi pelat beton pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi. (Ryantori & Sutjipto, 1984:9). Dari segi pengelompokannya, pondasi KSSL termasuk pondasi dangkal dan modifikasi dari pondasi rakit. Sebutan sarang laba-laba sendiri merupakan gambaran dari bentuk jaringan pondasi yang dimaksud yaitu saling tarik menarik dalam satu kesatuan yang bersifat kokoh dan monolit. Kombinasi yang diciptakan tersebut menghasilkan kerja sama yang menguntungkan dan membentuk pondasi yang memiliki kekakuan (*rigidity*) yang lebih tinggi dibandingkan sistem pondasi dangkal lainnya. Berikut sketsa perbandingan pondasi rakit dan pondasi KSSL yang dilihat pada **Gambar 2. 6**.



Gambar 2. 6 Sketsa perbandingan pondasi rakit dan pondasi KSSL (Ryantori & Sutjipto, 1984: 20)

Menurut (Ryantori & Sutjipto, 1984: 9) secara sederhana, KSSL digambarkan dalam bentuk uraian ringkas sebagai berikut, sesuai dengan definisinya maka KSSL terdiri dari dua bagian konstruksi, yaitu:

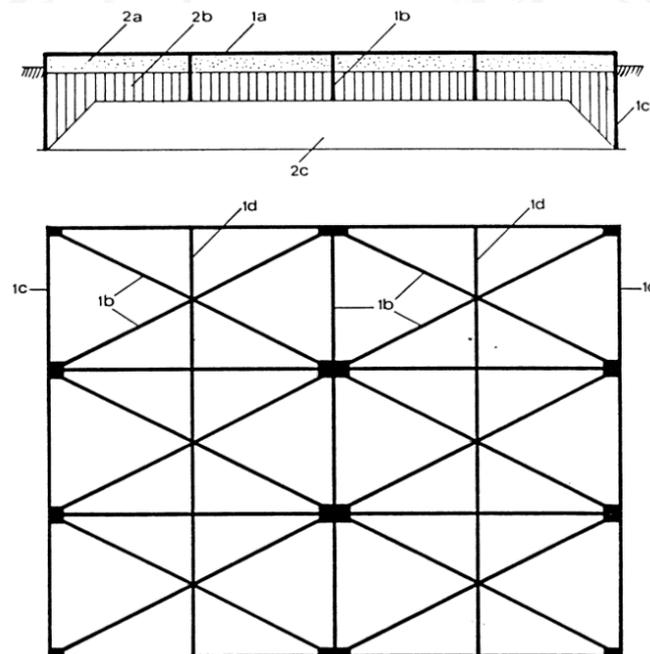
1. Konstruksi beton

- Kontruksi betonnya berupa pelat pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tapi tinggi.
- Penempatan / susunan rib-rib tersebut sedemikian rupa, sehingga denah / tampak atasnya membentuk petak-petak segitiga, dengan hubungan yang kaku (rigid). **Gambar 2. 7.**
- Ditinjau dari segi fungsinya, rib-rib tersebut ada tiga macam yaitu:
 - a. rib kontruksi, berfungsi untuk menyebarkan gaya pengkaku plat pondasi dan pelindung tanah yang telah dipadatkan. Pada satu kolom dibagi 8 rib konstruksi dengan pola diagonal. Tinggi rib konstruksi berkisar dari 50 cm sampai dengan 150 cm dengan ketebalan 10 cm sampai dengan 15 cm.
 - b. rib settlement, memiliki ketinggian 200 cm sampai dengan 300 cm dengan ketebalan 10 cm sampai dengan 15 cm yang berfungsi untuk mengatasi settlement. Posisi rib ini selalu mengelilingi gedung dibatasi setiap 200 m². Adanya rib settlement ini akan memberikan keuntungan-keuntungan, yaitu mereduksi total penurunan, mempertinggi kestabilan bangunan terhadap kemungkinan terjadinya kemiringan, mampu melindungi perbaikan tanah terhadap kemungkinan bekerjanya pengaruh-pengaruh negatif dari lingkungan sekitar misalnya kembang susut tanah atau timbulnya degradasi akibat aliran air tanah, serta menambah kekakuan dari pondasi dalam tinjauannya secara makro.
 - c. rib pembagi, jika jarak kolom lebih dari 6 m, diperlukan rib pembagi yang lebih pendek dibandingkan dengan rib konstruksi. Jadi mekanisme penyaluran beban adalah kolom-rib-plat-tanah perbaikan terus disalurkan ke tanah pemikul.
- Dengan bentuknya yang seperti itu, bisa digambarkan bentuk kotak raksasa yang terbalik (menghadap ke bawah). **Gambar 2. 7.**

2. Perbaiki tanah/pasir

- Rongga yang ada di antara rib-rib /di bawah pelat diisi dengan lapisan tanah/pasir yang memungkinkan untuk dipadatkan dengan sempurna
- Untuk memperoleh hasil yang optimal, maka pemadatan harus dilaksanakan lapis demi lapis dengan tebal tiap lapis tidak lebih dari 20 cm, sedangkan pada umumnya, 2 sampai 3 lapis teratas harus melampaui batas 90% atau 95% kepadatan maksimum (*standard proctor*).

Gambaran bentuk dalam sketsa potongan dan denah, contoh KSSL untuk penggunaannya sebagai pondasi gedung bertingkat pada **Gambar 2. 7**.



Gambar 2. 7 Sketsa denah dan potongan Pondasi Kontruksi Sarang Laba-Laba (Ryantori & Sutjipto, 1984: 11)

Keterangan:

1 a = pelat beton pipih menerus

1 b = rib konstruksi

1 c = rib settlement

1 d = rib pembagi

2 a = urugan pasir dipadatkan

2 b = urugan tanah dipadatkan

2 c = lapisan tanah asli yang ikut terpadatkan

Dengan bentuk dan sistem konstruksinya yang merupakan kotak raksasa terbalik, yang di dalamnya diisi dengan perbaikan tanah yang padat sempurna, maka KSSL boleh digambarkan sebagai suatu lapisan batu karang yang cukup tebal, sehingga memiliki kekuatan dan kemampuan daya dukung yang cukup tinggi.

2.4 Dasar Pemilihan Jenis Pondasi

Menurut (Pamungkas & Harianti, 2013: 16) dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Ini karena tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Berikut merupakan beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi.

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
 - a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak) dan pondasi Strauss.
 - b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.
 - c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bor bilamana tidak boleh terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaison lebih menguntungkan.
 - d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi kaison terbuka tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.
 - e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*upper structure*)

Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung pondasi), dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.

3. Faktor Lingkungan

Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangan pondasi pasti menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.

4. Waktu pekerjaan

Waktu pelaksanaan pekerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan kembali apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang sangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.

5. Biaya

Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan aman. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Misal konstruksi struktur pada lokasi di mana kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang. Atau penggunaan pondasi tiang pancang jenis *precast* yang membutuhkan biaya yang tinggi dalam bidang pelaksanaan dan transportasi bisa diganti dengan pondasi tiang yang dicor di tempat dengan spesifikasi pondasi yang sama untuk menekan biaya.

2.5 Pembebanan

Pada perencanaan struktur bangunan yang harus diperhatikan yaitu aspek pembebanannya, untuk menentukan jenis pondasi sesuai dengan beban yang akan diterimanya. Beban yang bekerja pada struktur bangunan berdasarkan arah kerjanya terbagi menjadi 2 (dua) yaitu beban vertikal (gravitasi) dan beban horizontal (lateral). Beban vertical sendiri terdiri dari beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*) sedangkan beban horizontal terdiri dari beban gempa.

2.5.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Menurut SNI 1729 (2013: 15) beban mati (q_{DL}) adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

2.5.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Menurut SNI 1729 (2013: 18) beban hidup (q_{LL}) adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

2.5.3 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah dibawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana. (Pamungkas & Harianti, 2013: 4)

SNI 1726 (2019: 23) tentang "Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung" menjadi acuan dalam menganalisa beban gempa yang terjadi pada perencanaan suatu bangunan gedung maupun non gedung. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%.

2.5.3.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Pada SNI 1726 (2019: 23) untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai **Tabel 2. 1**, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut **Tabel 2. 2**. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebalahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2. 1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

Jenis Pemanfatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang Penyimpanan - Rumah jaga dan struktur lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas Manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung Pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit beban dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III

Tabel 2. 1 Lanjutan

Jenis Pemanfatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat Pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat 	IV

Sumber : SNI 1726 (2019: 24)

Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726 (2019: 25)

2.5.3.2 Klasifikasi Situs

Dalam menentukan besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah suatu situs, maka perlu dilakukan klasifikasi situs sesuai pada

Tabel 2. 3.

Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (KPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks Plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $su < 25$ kPa</p> <p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < 50$ kPa</p>		

Sumber : SNI 1726 (2019: 25) CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

2.5.3.3 Koefisien Situs dan Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum

Dalam menentukan respons spektral gempa MCER dipermukaan tanah, tentunya membutuhkan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi yang dimaksud dibagi menjadi 2 yaitu, faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Untuk menghitung respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1,0 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan klasifikasi situsnya dapat ditentukan dengan persamaan berikut ini:

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

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

Keterangan:

S_{MS} = Parameter respons spektrum percepatan pada periode pendek.

S_{M1} = Parameter respons spektrum percepatan pada periode 1,0 detik.

F_a = Faktor koefisien periode pendek.

F_v = Faktor koefisien periode 1,0 detik.

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER ditetapkan untuk periode pendek.

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER ditetapkan untuk periode 1,0 detik.

Untuk menentukan nilai S_s dan S_1 dapat menggunakan situs puskim.pu.go.id yang menyajikan peta gempa Indonesia. Untuk mendapatkan nilai faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dapat dilihat pada **Tabel 2. 4.** dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) dapat dilihat pada **Tabel 2. 5.**

Tabel 2. 4 Koefisien Situs, F_a

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

Sumber : SNI 1726 (2019: 34)

Tabel 2. 5 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) ditetapkan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 \leq 0,2$	$S_1 \leq 0,3$	$S_1 \leq 0,4$	$S_1 \leq 0,5$	$S_1 \leq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726 (2019: 34)

Catatan:

- (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

2.5.3.4 Parameter Percepatan Spektral Desain

Pada SNI 1726:2019 Parameter percepatan spektral desain baik untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik, S_{D1} dihitung dengan persamaan berikut ini:

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

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

2.5.3.5 Spektrum Respon Desain

Dari data zona daerah gempa ditentukan besarnya nilai spektral S_s dan S_1 , yang selanjutnya diperlukan untuk menghitung gaya geser beban geser (gempa) bangunan. Data seismik dapat diperoleh dari SNI 1726:2019 atau tersedia di website Spectra Design Indonesia (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021>).

Apabila tidak menggunakan prosedur spesifik-situs dari gerak tanah, maka ditentukan dengan ketentuan berikut ini:

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

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

2. Apabila perioda lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , maka nilai spektrum respons atau S_a sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_S tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

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

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

$$S_a = \frac{S_{D1} T_1}{T^2} \quad (2.7)$$

Keterangan:

S_{MS} = Parameter respons spektrum percepatan pada perioda pendek.

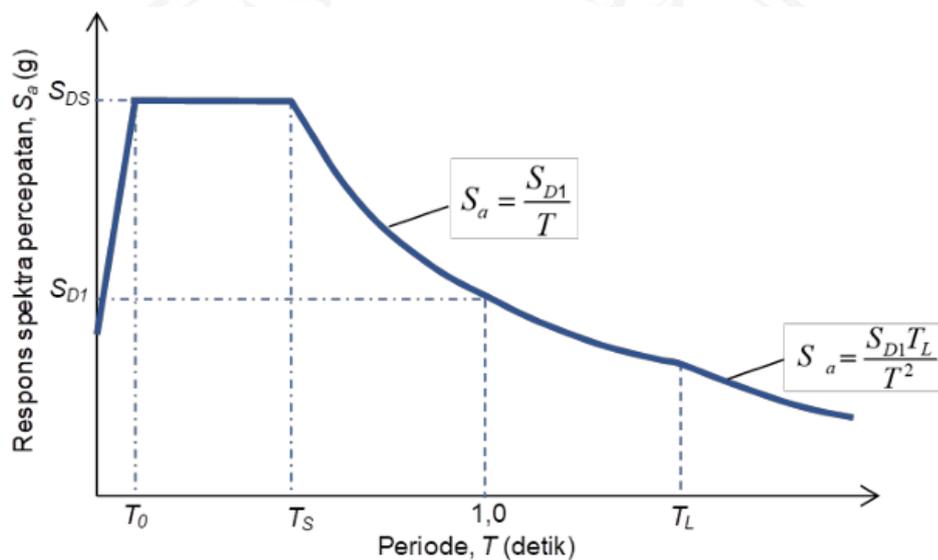
S_{M1} = Parameter respons spektrum percepatan pada perioda 1,0 detik.

F_a = Faktor koefisien perioda pendek.

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

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

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada **Gambar 2.8**



Gambar 2. 8 Spektrum Respon Desain

Sumber : SNI 1726 (2019: 36)

Kurva percepatan respons spektral di atas dibangun dari hubungan antara beberapa parameter perhitungan beban seismik, yang kemudian diklasifikasikan berdasarkan jenis tanah lokasi proyek. Hasil analisis data situs tersebut disesuaikan dengan kondisi tanah tapak proyek.

Koefisien situs getaran periode pendek F_a dan getaran periode 1 detik F_v dapat ditentukan dengan **Tabel 2. 6** dan **Tabel 2. 7**.

Tabel 2. 6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (F_a)

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726 (2019: 37)

Tabel 2. 7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (F_v)

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{DS} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DS} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726 (2019: 37)

2.5.3.6 Paramater Sistem Struktur

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019:49-51), sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 2. 8**.

Tabel 2. 8 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien modifikasi Respon	Faktor Kuat Lebih Sistem	Faktor Pembesaran Deflektif	Batasan Sistem Struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
A. Sistem Dinding Penumpu								
B. Sistem Rangka Bangunan								
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726 (2019: 49-51)

Tabel 2. 8 Lanjutan

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien modifikasi Respon	Faktor Kuat Lebih Sistem	Faktor Pembesaran Deflektif	Batasan Sistem Struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5.5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4.5	3	4	TB	TB	10 ^k	Ti ^k	Ti ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3.5	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5.5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3.5	3	3.5	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa								
G. Sistem kolom kantilever								
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever								

Sumber : SNI 1726 (2019: 49-51)

2.5.3.7 Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

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

Keterangan:

h_n adalah ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur. Berdasarkan SNI 1726-2019 (BSN, 2019:72) Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m:

$$T = 0,1 x N \quad (2.11)$$

Keterangan:

N = Jumlah tingkat

2.5.3.8 Geser Dasar Seismik

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

$$V = C_s x W_t \quad (2.12)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien Modifikasi Respons

W_t = Berat seismik efektif

2.5.3.9 Koefisien Respon Seismik

Menurut SNI 1726-2019 (BSN, 2019:70), koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

Keterangan;

SDS = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons

Ie = Faktor keutamaan gempa

Nilai Cs yang dihitung sesuai dengan persamaan di atas tidak perlu melebihi berikut ini:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_S = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.15)$$

Cs tidak harus kurang dari

$$C_S = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \quad (2.16)$$

2.5.3.10 Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Gaya seismik lateral (F_x) (K_n) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_v \times V \quad (2.17)$$

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

Keterangan:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

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

w_i dan w_x = Bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

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

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

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

2.5.4 Beban Kombinasi

Menurut SNI 1727 (2020:13) Struktur, komponen, dan fondasi harus didesain sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek beban-beban terfaktor dalam kombinasi berikut. Efek dari satu atau lebih beban yang tidak bekerja harus dipertimbangkan. Berikut kombinasi pembebanan disajikan pada **Tabel 2. 9**.

Tabel 2. 9 Kombinasi Pembebanan

Beban	Kombinasi Ultimit
Beban Mati	1,4 D
Beban Hidup	1,2 D + 1,6 L + (Lr atau R)
Beban Angin	1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)
	1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R)
	0,9 D + 1,0 W
Beban Gempa	1,2 D + 1,0 E + L
	0,9 D + 1,0 E

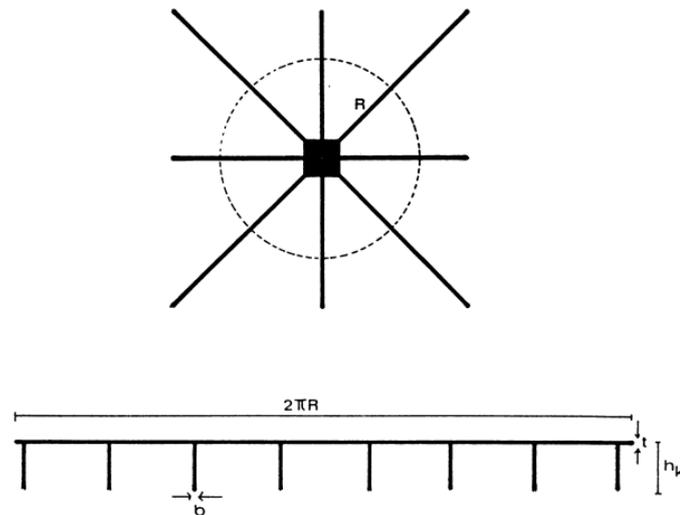
Sumber : SNI 1727-2020:13

2.6 Perencanaan Pondasi Konstruksi Sarang Laba-Laba

Perencanaan pada pondasi konstruksi sarang laba-laba ini juga memanfaatkan keistimewaan-keistimewaan dari pondasi konstruksi sarang laba-laba itu sendiri. Pada sub-bab ini akan dibahas mengenai perencanaan pondasi konstruksi sarang laba-laba.

2.6.1 Ketebalan Ekuivalen Pada KSSL

Pada perhitungan ekuivalen, dijelaskan menurut (Ryantori & Sutjipto, 1984: 18) pengaruh dari perbaikan tanah dianggap = 0 yang tersaji pada **Gambar 2. 9**.



Gambar 2. 9 Sketsa ketebalan ekuivalen
(Ryantori & Sutjipto, 1984: 18)

Statis momen terhadap sisi atas:

$$t (2\pi R) \frac{1}{2} t + 8b (h_k - t) \left(\frac{h_k - t}{2} + 1 \right) = (2\pi R t + 8b(h_k - t)) y \quad (2.19)$$

Titik berat (y) = statis momen : luas

$$Y = \frac{\pi R t^2 + 4b(h_k^2 - t^2)}{2\pi R t + 8b(h_k - t)} \quad (2.20)$$

$$I_x = \frac{1}{12} 2\pi R t^3 + 2\pi R t \left(y - \frac{1}{12} t \right) + \frac{8b}{12} (h_k - t)^3 + 8b(h_k - t) \left(\frac{h_k - t}{2} + t - Y \right)^2 \quad (2.21)$$

$$I_x = \frac{1}{12} (2\pi R) (t_e)^3 \quad (2.22)$$

$$t_e = \left(12 \frac{I_x}{2\pi R}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.23)$$

Dimana: $R = 0,5 a_1$
 $a_1 =$ lebar kolom,
 untuk $R > 0,5 a_1$

2.6.2 Perhitungan Rib Konstruksi

a. Asumsi

1) Tebal ekuivalen maksimum diambil :

$$t_e (\text{max}) = 0,7 h_k$$

$$h_k = \text{tinggi rib konstruksi}$$

2) Proses penyebaran beban dimulai dari ketinggian t_e diatas plat KSSL

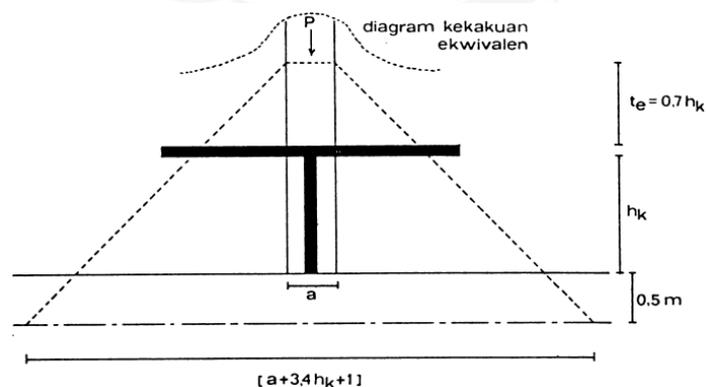
3) Sudut penyebaran beban = 45°

4) Penyebaran beban dianggap sudah merata pada jarak 0,5 m dibawah rib konstruksi

5) Diagram penyebaran beban membentuk limas terpancung.

b. Perhitungan tinggi rib konstruksi

Berikut sketsa dari tinggi rib konstruksi dapat dilihat pada **Gambar 2. 10**.



Gambar 2. 10 Luasan daerah beban sebelum memikul momen
 (Ryantori & Sutjipto, 1984: 23)

$$t_e(\text{maks}) = 0,7 h_k \quad (2.24)$$

$$P = F q_0 \quad (2.25)$$

$$P = q_0 (a + 3,4h_k + 1)(b + 3,4h_k + 1) \quad (2.26)$$

Dimana:

P = Keseimbangan beban

a,b = lebar kolom (m)

F = Luas daerah penyebaran beban

q_0 = tegangan yang bekerja pada lapisan tanah yang ditinjau

q_a = tegangan ijin yang diperkenankan

Untuk $q_0 = q_a$

Maka:

$$P = F q_a \quad (2.27)$$

$$= q_a (a + 3,4 h_{ki} + 1)(b + 3,4 h_{ki} + 1)$$

Dari persamaan di atas akan didapatkan h_{ki} = tinggi tib konstruksi ideal, di mana beban terdistribusi habis.

Untuk mendapatkan desain yang ekonomis atau menggunakan pembesian minimum, maka ditentukan

$$h_k = 0,8 h_{ki} \quad (2.28)$$

Maka:

$$q_0 = \frac{p}{(a+3,4h_k+1)(b+3,4h_k+1)} \quad (2.29)$$

$$P_1 = q_a (a + 3,4 h_{ki} + 1)(b + 3,4 h_{ki} + 1) \quad (2.30)$$

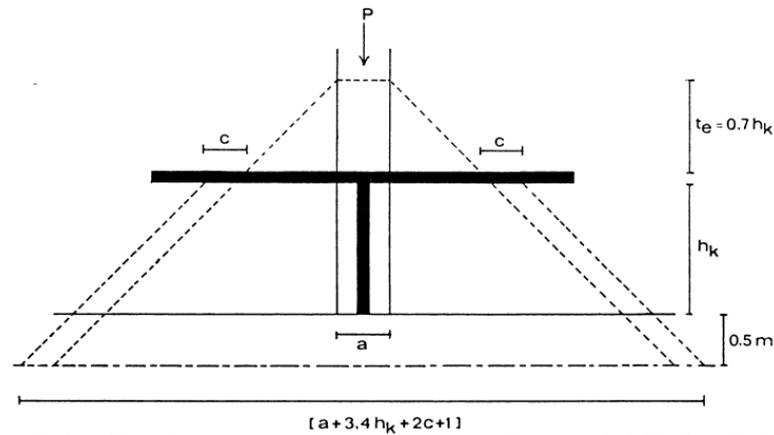
Dimana:

P_1 = Sebagian dari beban yang terdistribusi habis

$$p_s = P - P_1$$

$$p_s = P_{\text{sisia}}$$

- c. Dimensi dan penulangan rib konstruksi luas daerah penyebaran beban setelah memikul momen dapat dilihat pada **Gambar 2. 11**.



Gambar 2. 11 Luasan daerah beban penyebaran beban setelah memikul momen
Ryantori & Sutjipto, 1984: 24)

$$F_1 = \frac{P}{q_a} \quad (2.31)$$

$$F_1 = (a + 3,4 h_{ki} + 1)(b + 3,4 h_{ki} + 1) \quad (2.32)$$

$$P = q_a F_1 \quad (2.33)$$

$$P = q_a (a + 3,4 h_{ki} + 1)(b + 3,4 h_{ki} + 1) \quad (2.34)$$

Dari persamaan diatas didapat nilai c

c = Lebar beban yang dianggap memikul momen

$$M = \frac{p_s}{n} \frac{1}{2} c \quad (2.35)$$

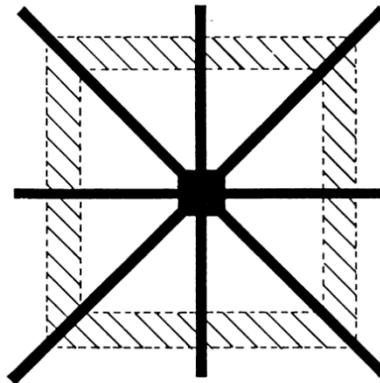
Keterangan: n = Jumlah rib konstruksi

Dengan momen tersebut, maka bisa ditentukan pembesian minimum.

2.6.3 Perhitungan Pelat

- Beban yang diperhitungkan = q_a
- Lebar pelat yang ditinjau = c
- Bentang pelat = jarak antar rib

- Dengan dilakukannya pembebanan lajur selebar c , akan diperoleh dimensi dan pemesian pelat yang minimum. Seperti pada yang tersaji pada **Gambar 2. 12**.



Gambar 2. 12 Pembebanan lajur pada pelat selebar c (daerah yang diarsir)
Ryantori & Sutjipto, 1984: 25)

2.6.4 Kontrol Pondasi Konstruksi Sarang Laba=Laba

a. Asumsi

- 1) Dalam perhitungan kontrol terhadap pons, yang diperhitungkan hanya kekuatan konstruksi betonnya saja
- 2) Bidang geser (pons) berada pada jarak $0,7 h_k$ dari sisi luar kolom

b. Perhitungan

Perhitungan bidang geser (pons) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$F_{geser (pons)} = n h_k b + (a + b + 2,8h_k) 2t \quad (2.36)$$

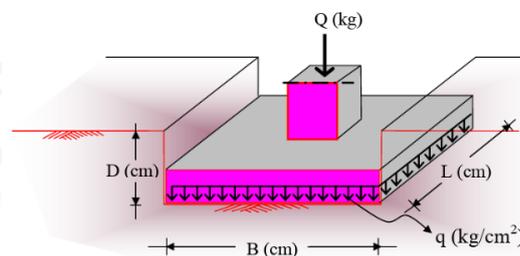
Dimana: t = tebal pelat

$$\text{Kontrol: } Ft \leq p$$

2.7 Daya Dukung Pondasi Dangkal

Analisis daya dukung mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya. (Hardiyatmo, 1996: 66)

(Abdul, 2008: 62) Sebuah pondasi dangkal harus direncanakan mampu mendukung beban rencana sedemikian rupa sehingga tidak terjadi keruntuhan pada sistem pondasi tanah dan tidak pula terjadi penurunan yang berlebihan. Dengan demikian terdapat dua kriteria yang harus dipenuhi dalam merencanakan sebuah pondasi dangkal, yaitu pondasi harus mampu mendukung beban hingga nilai keamanan tertentu, dan pondasi harus tetap ditempat dan tidak bergerak hingga batas toleransi tertentu. Berikut merupakan tampak perspektif (3 dimensi) dari pondasi dangkal yang dapat dilihat pada **Gambar 2. 13**.



Gambar 2. 13 Pondasi dangkal dan parameter untuk perencanaan
(Abdul, 2008: 62)

Keterangan :

B = lebar terkecil dari dasar pondasi

D = kedalaman dasar pondasi diukur dari muka tanah

L = panjang dasar pondasi (L selalu lebih besar dari B)

Q = beban terpusat

q = intensitas beban (beban terpusat per satuan luas dasar pondasi)

Pada awalnya kedalaman pondasi dangkal (D) dibatasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi (B). Namun pada perkembangan teori kapasitas daya dukung pondasi dangkal, pondasi yang kedalaman penanamannya kurang dari 4 kali lebarnya ($D \leq 4B$) masih di kategorikan sebagai pondasi dangkal atau tatacara perhitungan pondasi dangkal dengan teori kapasitas daya dukung batas masih berlaku.

2.7.1 Daya Dukung pada Pondasi KSSL

Pada pondasi konstruksi sarang laba-laba menurut (Ryantori & Sutjipto, 1984: 21) untuk perkiraan kapasitas daya dukung tanah ditentukan berdasarkan perumusan berikut.

$$q_a \text{ (KSSL)} = 1,5 q_a \text{ (Pondasi Rakit)} \quad (2.37)$$

Dimana:

$$q_a \text{ (Pondasi Rakit)} = \frac{q_{a1}}{n} \quad (n: \text{angka keamanan} = 3)$$

$$q_{a1} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot S_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot S_\gamma \quad (2.38)$$

B = jarak terkecil antara kolom

D_f = kedalaman rib settlement KSSL

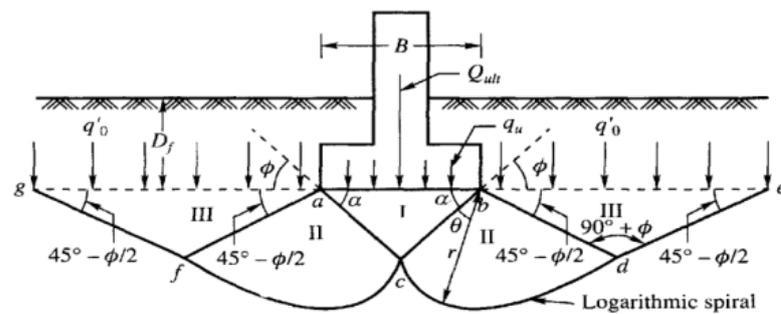
Perumusan yang membandingkan KSSL dan pondasi rakit tersebut karena bekerjanya faktor-faktor yang menguntungkan pada KSSL, dibandingkan pondasi rakit, yaitu :

1. Untuk beban dan luasan yang sama, KSSL memiliki kekakuan lebih tinggi daripada pondasi rakit.
2. Sistem pemadatan tanah yang efektif didalam KSSL ikut memperbaiki dan menambah kepadatan/meningkatkan daya dukung dari tanah pendukung.
3. Bekerjanya tegangan geser pada rib keliling terluar dari KSSL
4. Penyebaran beban dimulai dari dasar pelat yang terletak di bagian atas rib, menyebabkan tegangan yang timbul akibat beban, sudah merata pada lapisan tanah pendukung.
5. KSSL memiliki kemampuan melindungi secara permanen stabilitas dari perbaikan tanah di dalamnya.

Dan menurut (Panguriseng & Sariman, 2023: 63) perhitungan daya dukung pondasi dangkal berdasarkan parameter uji laboratorium terdiri dari teori Terzaghi, teori Meyerhof, teori Hansen, dan teori Vesic.

1. Teori Terzaghi (1943)

Terzaghi adalah seorang guru besar mekanika tanah yang pertama kali melakukan riset secara menyeluruh (*comprehensive study*) terhadap kapasitas daya dukung pondasi dangkal. Dengan mengembangkan pola keruntuhan dari Prandtl, selanjutnya pada tahun 1943 Terzaghi menggambarkan diagram Pola Keruntuhan pada **Gambar 2. 14**, dengan menambahkan asumsi bahwa keruntuhan yang terjadi pada long footing adalah keruntuhan geser global (*global shear failure*)



Gambar 2. 14 Pola Keruntuhan Terzaghi
(Panguriseng & Sariman, 2023: 63)

Pada kondisi keruntuhan geser umum dengan beban yang bekerja berupa beban per satuan luas, maka tekanan pasif P_p akan bekerja pada permukaan bidang baji (zone-I), dan permukaan baji dianggap bekerja sebagai dinding (walls) yang mendorong lapisan tanah di belakangnya. Perlawanan dari tanah pada zone-II dan zone-III ini yang akan menimbulkan tekanan pasif P_p yang bekerja pada permukaan baji membentuk sudut terhadap garis normal pada bidang baji sebesar δ . Sudut δ ini merupakan sudut gesek permukaan baji. Karena gesekan pada bidang baji adalah antara tanah dengan tanah, maka pada prinsipnya sudut $\delta = \phi$. Dan selanjutnya oleh Terzaghi dibuat persamaan untuk penyesuaian beberapa bentuk pondasi dangkal, sebagaimana **Tabel 2. 10** berikut:

Tabel 2. 10 Formula Terzaghi untuk berbagai tipe dan bentuk pondasi

Bentuk Pondasi	Formula Kapasitas Daya Dukung Pondasi
Menerus	$q_{ult} = 1,3 c. N_c + P_o. N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma$ (2.39)
Empat Persegi Panjang	$q_{ult} = c. N_c (1+0.3 B/L) + P_o. N_q + 0,5.\gamma.B. N_\gamma (1-0.2 B/L)$ (2.40)
Lingkar	$q_{ult} = 1,3.c. N_c + q. N_q + 0,3.\gamma.B. N_\gamma$ (2.41)

Sumber: (Hardiyatmo, 1996: 74).

Tabel 2. 11 Faktor Daya Dukung dari Terzaghi (1943)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
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	297.9	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	67.1

Sumber: (Hardiyatmo, 1996: 73)

2. Teori Meyerhof (1951,1955)

Menurut Meyerhof bahwa zone keruntuhan pada tanah di bawah pondasi menjalar dari dasar pondasi ke arah atas sampai mencapai permukaan tanah. Dengan demikian maka tahanan geser di atas pondasi harus diperhitungkan, dengan memobilisasinya dalam bentuk faktor kedalaman (*deep factor*). Berikut pola keruntuhan meyerhof dapat dilihat pada **Gambar 2. 15**.

Keterangan:

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung Meyerhof

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman pondasi

s_c, s_q, s_γ = faktor bentuk pondasi

i_c, i_q, i_γ = faktor inklinasi beban

Tabel 2. 12 Faktor Daya Dukung dari Meyerhof (1955)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	8
1	5.38	1.09	0.02	27	23.94	13.20	9.46
2	5.63	1.20	0.04	28	25.80	14.72	11.19
3	5.90	1.31	0.07	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	1.43	0.11	30	30.14	18.40	15.67
5	6.49	1.57	0.15	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	1.72	0.21	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	1.88	0.28	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.37	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.47	35	46.12	33.30	37.15
10	8.35	2.47	0.60	36	50.59	37.75	44.43
11	8.80	2.71	0.74	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.60	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.20	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.90	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.02	171.14
18	13.10	5.26	2.00	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.80	2.40	45	133.88	134.88	262.74
20	14.83	6.04	2.87	46	152.10	158.51	328.73
21	15.82	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.32
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.31	526.44
23	18.05	8.66	4.82	49	229.93	265.51	674.91
24	19.32	9.60	5.72	50	266.89	319.07	873.84
25	20.72	10.66	6.77				

Sumber : (Panguriseng & Sariman, 2023:73)

Sedangkan persamaan-persamaan dalam perhitungan daya dukung meyerhof yaitu nilai-nilai faktor bentuk (*shape factor*), faktor kedalaman (*deep factor*), faktor inklinasi beban (*inclination factor*) dijabarkan pada **Tabel 2. 13** berikut ini.

Tabel 2. 13 faktor bentuk, faktor kedalaman, dan faktor inklinasi beban pada daya dukung Meyerhof

Faktor Bentuk	
S_c	$S_q = S_\gamma$
$1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$	$1 + 0,1 \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$
(2.44)	
Faktor Kedalaman	
d_c	$d_q = d_\gamma$
$1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$	$1 + 0,1 \frac{D}{B} \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})^{0,5}$
(2.45)	
Faktor Inklinasi Beban	
$i_c = i_q$	i_γ
$(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ})^2$	$(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2$
(2.46)	

Sumber : Bowles, 1997: 182)

3. Teori Hansen (1969)

Brinch Hansen adalah seorang ahli pondasi yang mencoba mengakomodir pendapat Terzaghi dan pendapat Meyerhof secara akumulatif. Pada tahun 1970 Hansen mengemukakan teori dengan dasar asumsi yaitu pola keruntuhan pondasi, menganut assumsi dari Terzaghi, faktor-faktor pengaruh yang diperhitungkan oleh Meyerhof diadopsi, kecuali nilai N_γ yang oleh Hansen dimodifikasi. Dan Hansen menambahkan faktor-faktor lain yang mempengaruhi kapasitas daya dukung pondasi dangkal yakni, Inklinasi dasar pondasi (base inclination) dan kemiringan permukaan tanah (*slope of ground*). Berdasarkan assumsi-assumsi yang dianut oleh Hansen, maka formula persamaan yang diajukannya dapat dituliskan sebagai berikut dan tabel nilai faktor dapat dilihat pada **Tabel 2. 14**.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot S_c \cdot i_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (2.47)$$

Tabel 2. 14 Nilai Faktor Daya Dukung Hansen

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.1	1.00	0.00
2	5.63	1.2	0.01
4	6.19	1.43	0.05
6	6.81	1.72	0.11
8	7.53	2.06	0.22
10	8.34	2.47	0.39
12	9.28	2.97	0.63
14	10.37	3.69	0.97
16	11.63	4.34	1.43
18	13.1	5.26	2.08
20	14.83	6.4	2.95
22	16.88	7.82	4.13
24	19.32	9.6	5.75
26	22.25	11.85	7.94
28	25.8	14.72	10.94
30	30.14	18.4	15.07
32	35.49	23.18	20.79
34	42.16	29.44	28.77
36	50.59	37.75	40.05
38	61.35	48.93	56.18
40	75.32	64.2	79.54
42	93.71	85.38	113.96
44	118.37	115.31	165.58
46	152.1	158.51	244.65
48	199.27	222.31	368.68
50	266.89	319.07	568.59

Sumber : (Panguriseng & Sariman, 2023:78)

4. Teori Vesic (1973, 1975)

Adapun pengembangan teori Vesic dibandingkan teori-teori sebelumnya adalah faktor kedalaman (deep factor) telah terakomodasi pada komponen overburden pressure, sehingga bila diperhitungkan secara terpisah berarti terjadi double calculated. Dan juga faktor kemiringan permukaan tanah diantisipasi dengan pengambilan kedalaman pondasi dari angka terkecil, dan factor inklinasi dasar pondasi tidak pernah terjadi karena dasar pondasi selalu dibuat rata di atas lapis tanah dasar. Berdasarkan asumsi dan argumentasi tersebut di atas, maka Vesic mengemukakan formula kapasitas daya dukung pondasi dangkal sebagai berikut:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot S_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot S_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \quad (2.48)$$

Menurut (Hardiyatmo, 1996: 69-78) dalam perancangan pondasi terutama pada perhitungan daya dukung tanah, terdapat rincian perumusan tekanan yang mempengaruhi daya dukung tanah yang didefinisikan sebagai berikut, antara lain:

1. Tekanan *Overbudden* (P_o) adalah intensitas tekanan total yang terdiri dari berat material di atas dasar pondasi total, yaitu berat tanah dan air sebelum pondasi dibangun, persamaan dari Tekanan *Overbudden* (P_o) dijabarkan sebagai berikut.

$$\gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b \cdot d_w \quad (2.49)$$

Keterangan:

γ' = berat volume tanah efektif

γ_b = berat volume tanah

D_f = kedalaman pondasi

d_w = kedalaman muka air tanah

2. Tekanan Pondasi Total atau intensitas pembebanan kotor (q), adalah intensitas tekanan total pada tanah di dasar pondasi, yang dinyatakan dalam persamaan berikut

$$q = \frac{\sum P}{B \times L} \quad (2.50)$$

Keterangan:

q = tekanan pondasi total

$\sum P$ = total beban

A = total luas pondasi

3. Tekanan Pondasi *Netto* atau Beban *Netto* (q_n) adalah tambahan tekanan pada dasar pondasi akibat beban mati dan beban hidup dari strukturnya. Secara umum q_n dapat dinyatakan dengan persamaan berikut.

$$q_n = q - D_f \gamma \quad \text{atau} \quad q_n = \frac{\sum P}{B \times L} - P_o \quad (2.51)$$

Menurut (Hardiyatmo, 1996:140) kondisi tanah yang bervariasi merupakan pertimbangan utama dari pemakaian faktor aman. Perhatian khusus diberikan jika hasil pengujian kuat geser tanah menghasilkan nilai yang berbeda-beda. Faktor aman (F) terhadap tanah kohesif khususnya lempung pasir dan lempung kaku memiliki nilai daya dukung aman $F = 2$ sampai 4, sehingga tinjauan daya dukung ultimit netto khususnya pada perumusan pondasi KSSL dijabarkan dalam persamaan berikut.

$$F = \frac{q_u (\text{KSSL})}{q_n} \quad (2.52)$$

2.7.2 Tegangan Tanah pada Pondasi KSSL

Tegangan tanah maksimum dan minimum yang timbul menurut (Ryantori & Sutjipto, 1984: 22) dihitung berdasarkan perumusan:

$$q_a = \sum P \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_y y}{I_x} \pm \frac{e_x x}{I_y} \right) \quad (2.53)$$

- Tegangan Minimum (σ min)

$$\sigma \text{ min} = \frac{\sum P}{A} - \frac{\sum P e_y y}{I_x} - \frac{\sum P e_x x}{I_y} \quad (2.54)$$

- Tegangan Maksimum (σ max)

$$\sigma \text{ max} = \frac{\sum P}{A} + \frac{\sum P e_y y}{I_x} + \frac{\sum P e_x x}{I_y} \quad (2.55)$$

dimana:

$\sum P$ = resultan dari gaya-gaya vertikal dari beban-beban kolom dan beban-beban dinding diatas KSSL

A = luasan KSSL

I_x, I_y = momen inersia dari luasan KSSL terhadap sumbu X dan Y

e_x, e_y = eksentrisitas dari gaya-gaya vertikal terhadap titik pusat luasan pondasi

x, y = koordinat dari titik, dimana tegangan tanah ditinjau.

Menurut (Pratikso, 2015: 1) dengan besarnya beban pelayanan yang diterima oleh pondasi, dapat dianalogikan dengan kapasitas daya dukung batas dari kekuatan material tanahnya, sehingga pada $SF = 3$ dalam daya dukung ijin atau tegangan ijin dirumuskan dalam persamaan berikut.

$$q_a/q_{ijin (KSL)} = \frac{q_u}{SF} \quad (2.56)$$

keterangan:

q_u = besar kapasitas daya dukung pondasi

SF = 3

2.8 Penurunan (*Settlement*) Pondasi Dangkal

Pada suatu bangunan bila terjadi perpindahan vertikal ke bawah pada permukaan tanah atau dengan kata lain terjadi perpindahan vertikal ke bawah dari suatu struktur disebut “penurunan” (*settlement*). Hal ini biasanya disebabkan oleh penerapan langsung beban struktural pada pondasi, yang pada gilirannya menyebabkan kompresi pada lapisan tanah pendukung (tanah atau batuan). (Panguriseng & Sariman, 2023: 126). Menurut (Hadihardaja, 1997: 47) penurunan pondasi akibat beban yang bekerja pada pondasi dapat diklasifikasikan kedalam 2 (dua) jenis yaitu penurunan seketika (*immediately settlement*) dan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*). Persamaan besarnya penurunan total (S_t) yang terjadi adalah:

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs} \quad (2.57)$$

Keterangan

S_t = penurunan total

S_i = penurunan segera

S_{cp} = penurunan konsolidasi primer

S_{cs} = penurunan konsolidasi sekunder

2.8.1 Penurunan Segera/Seketika (*Immediatly Settlement*)

Penurunan seketika adalah penurunan yang langsung terjadi begitu pembebanan bekerja atau dilaksanakan, biasanya terjadi berkisar antara 0 – 7 hari dan terjadi pada tanah lanau, pasir dan tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan (S_r %) < 90%. Persamaan untuk penurunan seketika yaitu:

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{q \cdot B}{E} \quad (2.58)$$

Dimana:

- μ_0 dan μ_1 = di dapat dari grafik
 q = tekanan yang terjadi (P/A)
 B = lebar pondasi
 E = modulus elastis tanah

Menurut (Hardiyatmo, 1996: 164) nilai perkiraan modulus elastis dapat pula diperoleh dari pengujian SPT. Mitchell dan Gardner (1975) memberikan nilai modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai N-SPT, sebagai berikut.

$$E = 10 (N+15) \text{ (k/ft}^2\text{)} \quad \text{(untuk pasir)} \quad (2.59)$$

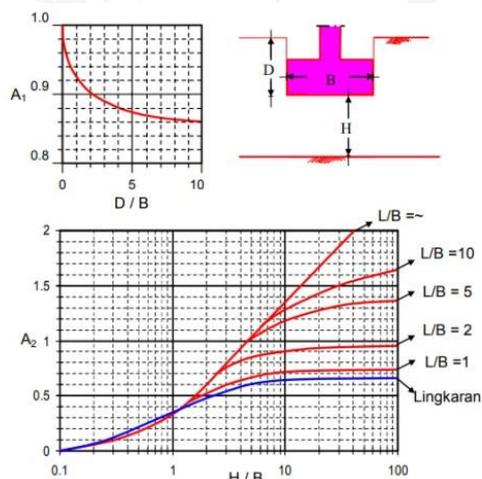
$$E = 6 (N+5) \text{ (k/ft}^2\text{)} \quad \text{(untuk pasir berlanau)} \quad (2.60)$$

Keterangan:

N_{SPT} = Nilai N_{SPT}

$1 \text{ k/ft}^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2$

Penurunan pondasi dangkal yang berada diatas tanah lempung jenuh (saturated clay) dengan lapisan tunggal (homogen), tergantung pada parameter elastis tanah, E , lebar B dan panjang L , kedalaman penanaman D dan tebalnya lapisan lempung H . (Christian dan Carrier, 1978) pada **Gambar 2. 16** dimana A_1 dan A_2 adalah faktor pengaruh dari bentuk pondasi, kedalaman dan ketebalan lapisan tanah.



Gambar 2. 16 Faktor A_1 dan A_2 untuk penurunan pada lempung jenuh.
 (Abdul, 2008: 120)

2.8.2 Penurunan Konsolidasi

Tanah yang sedang mengalami proses demikian disebut dalam kondisi berkonsolidasi, dan perubahan volume dalam arah vertikal disebut penurunan konsolidasi primer. Proses konsolidasi primer terjadi sampai tekanan air pori dalam keseimbangan dengan tekanan hidrostatis air tanah di sekitarnya. (Hardiyatmo, 1996: 176).

Menurut (Hadihardaja, 1997:51) persamaan pada tanah konsolidasi seperti berikut:

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1+e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right) \quad (2.61)$$

Persamaan pada tanah over konsolidasi

- Untuk $P_o + \Delta P \leq P_c$

$$S_c = C_r \cdot \frac{H}{1+e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right) \quad (2.62)$$

- Untuk $P_o + \Delta P > P_c$

$$S_c = C_r \frac{H}{1+e_o} \log \frac{P_c}{P_o} + C_c \frac{H}{1+e_o} \left(\log \frac{P_o + \Delta P}{P_c} \right) \quad (2.63)$$

Keterangan :

- ΔP = Tambahan tegangan
- e_o = *Initial void ratio*
- C_c = *Compression Index*
- P_o = *Efektive overburden layer*
- C_r = *Compression index* pada kondisi over konsolidasi
- H = Tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi
- P_c = *Preconsolidation pressure*

2.8.3 Waktu Penurunan

Menurut (Abdul, 2008: 144) waktu penurunan yaitu menentukan besarnya penurunan konsolidasi dalam waktu tertentu. Proses konsolidasi akan berakhir pada saat seluruh tambahan tegangan air pori hilang dan bersih menjadi tambahan tegangan efektif atau derajat konsolidasi telah mencapai $U = 100\%$. Lamanya

proses konsolidasi untuk mencapai derajat konsolidasi U tertentu, dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$t_c = T_v \frac{H_{dr}^2}{C_v} \quad (2.64)$$

Keterangan:

C_v = Koefisien kecepatan konsolidasi yang diperoleh dari perhitungan pengujian laboratorium

H_{dr} = Panjang lapisan drainase

T_v = Faktor Waktu

Hubungan antara derajat konsolidasi, U (%) dengan faktor waktu, dijabarkan pada **Tabel 2. 15** berikut ini.

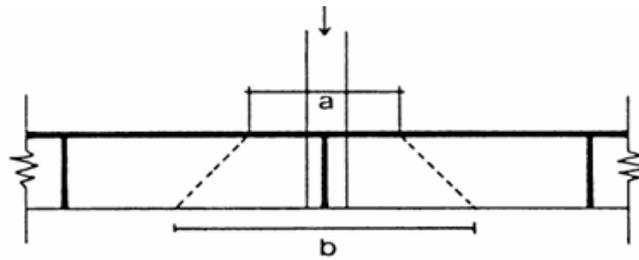
Tabel 2. 15 Hubungan Faktor Waktu dengan Derajat Konsolidasi

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

Sumber : (Abdul, 2008: 146)

2.9 Perencanaan Penulangan Pada Pondasi KSSL

Pada pondasi KSSL menurut (Ryantori & Sutjipto, 1984: 13) penempatan pelat di sisi atas rib untuk mendapatkan luasan pendukung pada lapisan tanah asli selebar (b), cukup dibuuthkan pelat efektif selebar (a) seperti pada **Gambar 2. 17** di bawah ini.



Gambar 2. 17 Penempatan Pelat di sisi atas rib

Hal ini terjadi karena proses penyebaran beban dimulai dari bawah pelat yang berada pada sisi atas lapisan perbaikan tanah dan rib-rib beton di samping berfungsi sebagai pengaku pelat dan sebagai sloof, juga berfungsi sebagai dinding penyekat dari sistem perbaikan tanah.

2.9.1 Penulangan Pelat dan Rib pada Pondasi KSSL

Menurut SNI 2847-2013 pasal 15.4.2 dijelaskan bahwa momen terfaktor maksimum M_u untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

- Muka kolom, pedestal atau dinding untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
- Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
- Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Sehingga dalam menentukan penulangan lentur pada pelat menurut (Setiawan, 2016: 279) dapat menggunakan langkah-langkah berikut ini.

- a. Menentukan arah pelat

$$\frac{L_y}{L_x} < 2 \text{ (pelat 2 arah)} \quad (2.65)$$

- b. Menentukan rasio tulangan tarik

$$K = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \quad (2.66)$$

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_c'}} \quad (2.67)$$

$$\rho = \omega \times \frac{fc'}{fy} \quad (2.68)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot fc'}{fy} \beta_1 \left(\frac{600}{600+fy} \right) \quad (2.69)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (2.70)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (2.71)$$

- c. Menghitung luas tulangan apabila harga rasio tulangan tarik telah memenuhi persyaratan

$$A_s = \rho \times b \times d \quad (2.72)$$

- d. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif dan lebar efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$) dan ($b_{pakai} > b_{rencana}$).

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{Ø tulangan} \quad (2.73)$$

$$b_{pakai} = 2 \times \text{selimut beton} + 2 \times \text{Ø sengkang} + n \times \text{Ø tulangan} + (n-1) \text{ Jarak tulangan} \quad (2.74)$$

- e. Kontrol kapasitas momen

$$a = \frac{A_s \times fy}{0,85 \times fc' \times b} \quad (2.75)$$

$$M_n = A_s \times fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.76)$$

$$M_R = \text{Ø} M_n \quad (2.77)$$

- f. Periksa Eksentritas Regangan Tulangan

$$c = \frac{a}{\beta} \quad (2.78)$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{E_s} \quad (2.79)$$

$$\epsilon_s = 0,003 \times \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad (2.80)$$

Keterangan:

Mu = momen yang terjadi pada balok (kg.m)

Mn = kuat nominal penampang akibat lentur (kg.m)

b = lebar balok (m)

d = tinggi efektif (m)

h = tinggi balok (m)

- \emptyset = faktor reduksi (0,9)
 f_c' = mutu beton (MPa)
 f_y = mutu tulangan (MPa)
 A_s = luas tulangan
 ρ = rasio tulangan tarik (%)
 β = rasio antara sisi panjang terhadap sisi pendek (0,85)
 c = jarak dari serat ke sumbu netral
 ϵ_y = Regangan pada baja tulangan
 ϵ_s = Regangan pada baja tulangan

Luas tulangan rencana pakai harus lebih besar atau sama dengan luas tulangan rencana. dan spesifikasi rencana baja tulangan tersebut dilihat pada acuan tabel yang terdapat pada Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia (PUBI-1982) untuk acuan penulangan pelat, balok dan kolom dijabarkan pada **Tabel 2. 16** dan **Tabel 2. 17**.

Tabel 2. 16 Luas Penampang Baja per meter Panjang Pelat

Spasi (mm)	Diameter									
	d-6	d-7	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25
	p	p	p	p	-	p	p	p	p	p
	s	s	s	s	s	-	s	s	s	s
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	5645
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636

Sumber : PUBI-1982

Tabel 2. 17 Luas Penampang Baja per meter Balok dan Kolom

Jumlah (buah)	Diameter (mm)								
	polos			Deform/Ulir					
	8	10	12	13	16	19	22	25	29
1	50	79	113	133	201	284	380	491	661
2	101	157	226	265	402	567	760	982	1321
3	151	236	339	398	603	851	1140	1473	1982
4	201	314	452	531	804	1134	1521	1963	2642
5	251	393	565	664	1005	1418	1901	2454	3303
6	302	471	679	796	1206	1701	2281	2945	3963
7	352	550	792	929	1407	1985	2661	3436	4624
8	402	628	905	1062	1608	2268	3041	3927	5284
9	452	707	1018	1195	1810	2552	3421	4418	5945
10	503	785	1131	1327	2011	2835	3801	4909	6605
11	553	864	1244	1460	2212	3119	4181	5400	7266
12	603	942	1357	1593	2413	3402	4562	5890	7926
13	653	1021	1470	1726	2614	3686	4942	6381	8587
14	704	1100	1583	1858	2815	3969	5322	6872	9247
15	754	1178	1696	1991	3016	4253	5702	7363	9908

Sumber : PUBI-1982

2.9.2 Tulangan Susut

Berdasarkan SNI 2847:2013, tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan (setting time) berlangsung, dimana ada kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dan mengurangi kualitasnya, tulangan susut dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$A_s = 0,0020 \times b \times h \quad (2.81)$$

2.9.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser dan Perhitungan Sengkang

Menurut (Setiawan, 2016: 97) perhitungan gaya geser sebagai alternatif dari Persamaan 5.6 SNI 2847:2013 Pasal 11.2..1.1. memperbolehkan nilai V_c diambil sebesar:

$$\phi V_c = \phi \left(0,17 \times \lambda \sqrt{f_c'} \right) b_w d \quad (2.82)$$

$$\text{Kontrol } V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$$

Kekuatan geser beton yang diperoleh harus memiliki nilai yang lebih besar daripada nilai V_u maka tidak membutuhkan tulangan geser akan tetapi pada pelaksanaan di lapangan tetap digunakan tulangan geser minimum. Jadi dipasang tulangan geser diameter 10 dengan jarak diambil nilai terkecil dari perhitungan persamaan berikut:

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (2.83)$$

$$S_2 = \frac{A_v \times f_y}{0,062 \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w} \quad (2.84)$$

$$S_3 = \frac{d_{\text{aktual}}}{2} \quad (2.85)$$

