

CATATAN KULIAH HANGGORO

DESAIN DAN ANALISIS PONDASI DANGKAL

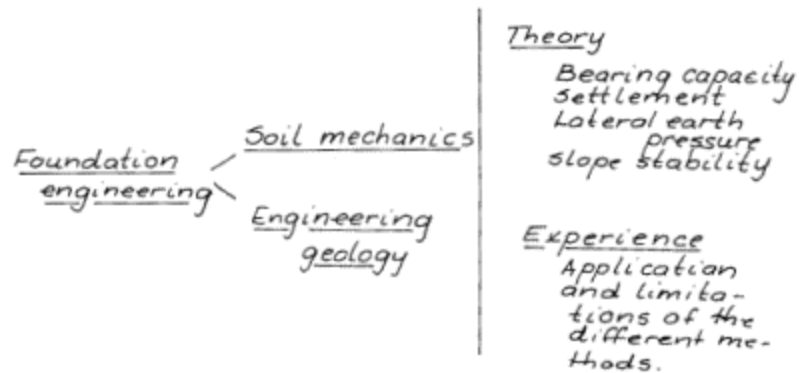
Editor
ARNIDA AMBAR



www.bpps.ourfamily.com

Tentang Catatan Kuliah ini

Catatan kuliah ini merupakan bahan kuliah saat penulis melanjutkan studi di S-2 Teknik Sipil Geoteknik di Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta. Terima kasih kepada Bapak Ir. Agus Darmawan Adi, Ph.D atas pencerahannya kepada penulis akan apa dan bagaimana pondasi dangkal.



Yogyakarta, April 2001

Hanggoro

APA ITU PONDASI ?

Pondasi adalah bagian dari bangunan bawah yang meneruskan beban ke tanah pendukung.

PERSYARATAN PONDASI

Kekuatan → Kapasitas Daya Dukung

Deformasi → Penurunan (batas-batas yang diperbolehkan berdasarkan struktur dan arsitektur).

Perbedaan penurunan ΔS antar kolom $1/150 L$ hingga $1/300 L$. Agar syarat terpenuhi, dapat digunakan balok sloof struktur (saran dari struktur). Tetapi menjadi tidak ekonomis pada bangunan 5-6 lantai karena dimensi balok sloof struktur dapat mencapai tinggi 150 cm. Sehingga selama ini sloof hanya direncanakan terhadap beban aksial tarik yang nilainya adalah 10% beban kolom.

Selain itu dapat digunakan rekayasa daya dukung tanah dengan didasarkan kapasitas daya dukung dengan penurunan 1 inci.

JENIS PONDASI BERDASAR RASIO D/B

Pondasi dangkal Kriteria $D/B < 1$

Telapak : Individual spread footing (murah), Continuous footing (belum tentu lebih murah dibandingkan mini piles), Combine footing, Mat footing / raft.

Pondasi Batu Kali

Pondasi dalam Kriteria $D/B > 4-5$

Tiang pancang, tiang bor (digali mesin), sumuran/kaison (digali Manusia dan lebih murah dibanding continuous footing)

JENIS PONDASI BERDASAR JENIS BANGUNAN

Pondasi untuk gedung Sederhana : continuous footing batu kali.

Tingkat Tinggi : dengan atau tanpa basement.

Kegunaan basement yang biasanya 2-3 lantai adalah,

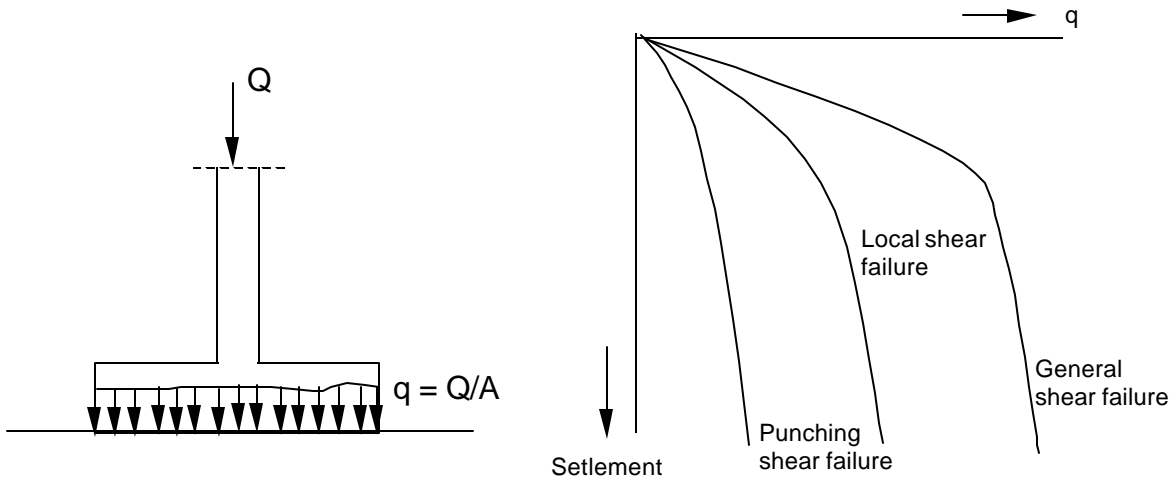
1. Segi fungsi sub-base.
2. Kepentingan stabilitas bangunan (tertahan lebih baik terhadap goyangan).
3. Mengurangi settlement jika beban tanah yang diambil sama dengan beban bangunan di atasnya ($\Delta p=0$).

Sedangkan masalah yang dihadapi adalah rembesan yang dapat diatasi dengan kedap air atau drainasi.

Pondasi untuk mesin Direncanakan terhadap getaran.

- Pondasi untuk menara** Tugu, cerobong asap, pemancar radio/tv, tower listrik.
(gaya aksial kecil, gaya horisontal besar)
- Pondasi di bawah air** jembatan dan dermaga (gaya aksial dan horisontal besar).
Pondasi harus mempertimbangkan erosi, korosi, gaya luar (ombak/ arus air), scouring (penggerusan tanah dasar).

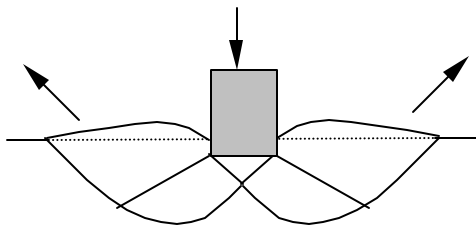
KAPASITAS DUKUNG TANAH UNTUK BEBAN STATIK



Kapasitas dukung ultimit (q_{ult}) didefinisikan sebagai tekanan terkecil yang dapat menyebabkan keruntuhan geser pada tanah pendukung tepat di bawah dan di sekeliling pondasi.

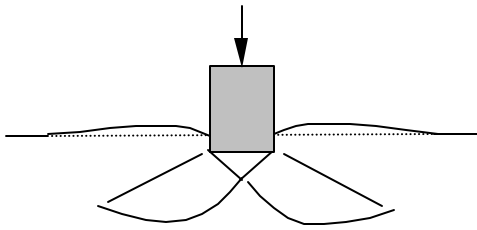
Ada 3 kemungkinan pola keruntuhan kapasitas dukung tanah yakni,

General Shear Failure



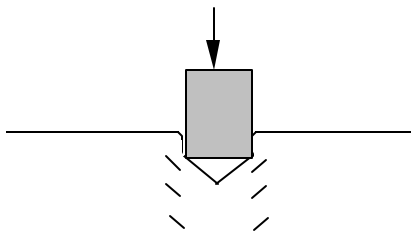
- Kondisi kesetimbangan plastis terjadi penuh diatas failure plane.
- Muka tanah disekitarnya mengembang (naik).
- Keruntuhan (slip) terjadi di satu sisi sehingga pondasi miring.
- Terjadi pada tanah dengan kompresibilitas rendah (padat atau kaku).
- Kapasitas dukung ultimit (q_{ult}) bisa diamati dengan baik.

Local Shear Failure



- Muka tanah disekitar kurang berarti pengembangannya, karena cukup besar desakan ke bawah pondasi.
- Kondisi kesetimbangan plastis hanya terjadi pada sebagian tanah saja.
- Miring pada pondasi diperkirakan tidak terjadi.
- Terjadi pada tanah dengan kompresibilitas tinggi – ditunjukkan dengan settlement yang relatif besar.
- Kapasitas dukung ultimit sulit dipastikan sehingga sulit dianalisis, hanya bisa dibatasi settlementnya saja.

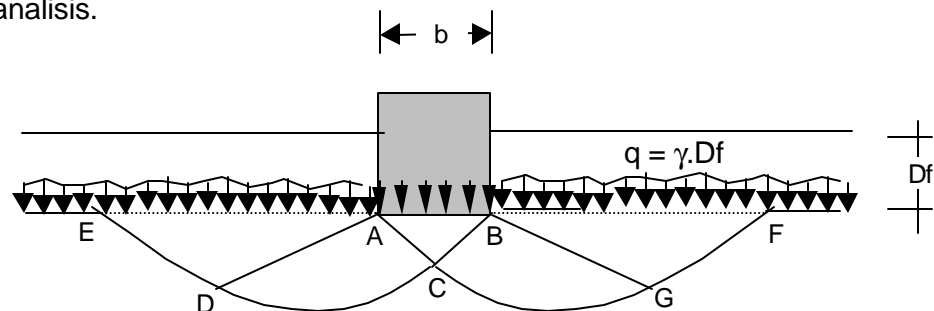
Punching Shear Failure



- Terjadi jika terdapat desakan pada tanah di bawah pondasi yang disertai pergeseran arah vertikal disepanjang tepi.
- Tak terjadi kemiringan dan pengangkatan pada permukaan tanah.
- Penurunan relatif besar.
- Terjadi pada tanah dengan kompresibilitas tinggi dan kompresibilitas rendah jika pondasi agak dalam.
- Kapasitas dukung ultimit tidak dapat dipastikan.

Cara keruntuhan secara umum tergantung pada kompresibilitasnya dan kedalaman pondasi relatif terhadap lebarnya.

Analisis kapasitas dukung didasarkan kondisi general shear failure, gaya-gaya yang bekerja dapat dianalisis.



Gambar di atas adalah mekanisme keruntuhan untuk pondasi menerus dengan lebar b dan panjang tak terbatas, memikul suatu tekanan merata (q_{ult}) diatas permukaan tanah yang homogen dan isotropik. Parameter kekuatan geser tanah adalah c dan ϕ tetapi berat isi tanah diasumsikan sama dengan nol. Pondasi akan tertekan ke bawah dan menghasilkan suatu kesetimbangan plastis dalam bentuk zona segi tiga di bawah pondasi dengan sudut $ABC = BAC = 45^\circ + \phi / 2$. Gerakan bagian tanah ABC ke bawah mendorong tanah di sampingnya ke kesamping. Zona Rankine pasif ADE dan BGF akan terbentuk dengan sudut $DEA = GFB = 45^\circ - \phi / 2$. Transisi antara gerakan ke bawah bagian ABC dan gerakan lateral bagian ADE dan BGF akan terjadi di sepanjang zona geser radial ACD dan BCG. Kesetimbangan plastis akan terjadi pada permukaan EDCGF sedangkan sisa tanah lainnya berada dalam kesetimbangan elastis. Biasanya pondasi tidak diletakan pada permukaan tanah, dalam praktek diasumsikan kenaikan geser tanah antara permukaan dan kedalaman D_f diabaikan, tanah tersebut hanya diperhitungkan sebagai beban yang menambah tekan merata q pada elevasi pondasi, hal ini disebabkan tanah diatas elevasi pondasi biasanya lebih lemah, khususnya jika diurug, daripada tanah pada tempat yang lebih dalam. Kapasitas dukung ultimit di bawah pondasi menerus dapat dinyatakan dengan persamaan Terzaghi (1943),

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$

ϕ, c, γ nilainya diambil di bawah pondasi.

dengan,

$$q = \gamma D_f$$

γ nilainya diambil di atas elevasi pondasi.

Persamaan diatas dikembangkan oleh Terzaghi dari teori Prandth-Reissner hingga menghasilkan persamaan,

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c [\tan \phi (k_c + 1)] + q (\tan \phi) k_q + \frac{1}{2} b \gamma [\tan \phi (k_\gamma \tan \phi - 1)] \\ &= c N_c + q N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma \end{aligned}$$

Nilai N_c, N_q, N_γ tidak dapat dilacak dari mana asalnya karena Terzaghi hanya memberikan grafik ϕ VS N_c, N_q, N_γ dan bukannya sebuah rumus sehingga tiap buku yang ada nilai N_c, N_q, N_γ dapat berbeda-beda.

Untuk pondasi telapak bentuk bujur sangkar :

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 b \gamma N_\gamma$$

Untuk pondasi telapak bentuk lingkaran :

$$q_{ult} = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 b \gamma N_\gamma$$

Analisis kapasitas dukung didasarkan kondisi local shear failure pada pondasi menerus,

$$q'_{ult} = c' N_{c'} + q N_{q'} + \frac{1}{2} b \gamma N_{\gamma'}$$

dengan,

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Local shear failure dapat terjadi untuk nilai $\phi < 30^\circ$. Untuk pondasi bentuk lainnya, caranya sama dengan mencari q_{ult} . Persamaan q'_{ult} hanya untuk memuaskan user, tidak ada alasan ilmiah yang mendukung teori ini. Teori ini hanya ada dari Terzaghi saja.

Catatan :

- Untuk keamanan besar dapat digunakan rumus local shear failure, kapasitas dukung lebih rendah, settlement tidak perlu dihitung.
- Untuk lebih realistis setelah pengecekan terhadap q_{ult} (general shear failure), pondasi perlu dicek terhadap settlement (hasil lab).
- Dapat juga hasil lab dibandingkan dengan uji lapangan (SPT atau CPT). Hasil q_{ult} lab biasanya lebih besar dari q_{ult} lapangan (pendekatan). Mengapa hasil q_{ult} lapangan nilainya lebih rendah ? karena teorinya hanya sederhana, tanah dibagi menjadi tanah kohesif dan non-kohesif.
- Kondisi khusus,
 - pada tanah non-kohesif $c = 0$ maka $q_{ult} = q N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$
 - pada tanah kohesif $\phi = 0$ maka $N_c = 5.7$, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$, $q_{ult} = 5.7 c + q$
 - pondasi pada permukaan tanah $D_f = 0$ maka $q_{ult} = c N_c + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$

Perkembangan rumus setelah q_{ult} Terzaghi, N_c & N_q diambil nilainya dari Prandth (1921) – Reissner (1924),

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Sedangkan nilai N_{γ} diusulkan,

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan 1.4 \varphi \quad \text{Mayerhof (1963)}$$

$$N_{\gamma} = 1.8 (N_q - 1) \tan \varphi \quad \text{Hansen (1968)}$$

$$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad \text{Coquot \& Kerisek - nilainya terlalu besar.}$$

Untuk faktor bentuk, faktor kedalaman dan faktor kemiringan beban yang diusulkan oleh DeBeer (1970) dan Mayerhof (1953) secara empiris hasil observasi percobaan. Untuk keperluan praktis, nilai q_{ult} yang di usulkan Terzaghi memberikan hasil yang cukup baik.

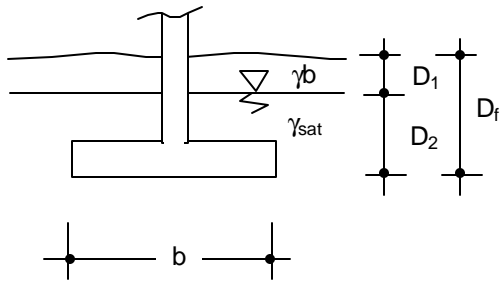
Perlu diketahui bahwa hasil-hasil perhitungan kapasitas dukung sangat peka terhadap nilai-nilai asumsi parameter kekuatan geser terutama untuk nilai φ yang tinggi. Akibatnya perlu dipertimbangkan keakuratan parameter-parameter kekuatan geser yang digunakan.

Beberapa alasan mengapa data hasil lab perlu di tinjau (jangan dipercaya langsung) :

- Tingkat ketergangguannya.
- Kondisi lapangan apa cukup baik.
- Kondisi struktur tanah sample tidak dapat mewakili.
- Kalau terdapat krikil dalam sample, krikil dibuang sehingga mungkin kapasitas dukung lapangan lebih besar dari lab.

Pengaruh Air Terhadap Kapasitas Dukung Tanah.

Air dapat mengurangi kapasitas dukung tanah hingga ½-nya (Terzaghi), untuk pasir pendapat ini terlalu kecil dan untuk lempung pendapat ini terlalu besar. Berdasar elevasi MAT terhadap pondasi nilai q_{ult} menjadi,



$0 \leq D_1 \leq D_f$

$$q = D_1 \gamma_b + D_2 \gamma'$$

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} b \bar{\gamma}' N_\gamma$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$D_1 > D_f, 0 \leq d \leq b$

$$q = D_f \cdot \gamma$$

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} b \bar{\gamma} N_\gamma$$

$$\bar{\gamma} = 1/b [\gamma \cdot d + \gamma' (b-d)]$$

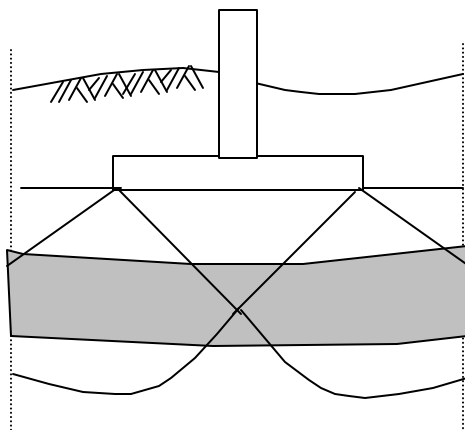
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$d > b$

Tidak ada pengaruh air.

Sebenarnya perlu juga koreksi nilai ϕ dan c selain nilai γ akibat adanya M.A.T, namun di lapangan dapat digunakan nilai ϕ dan c terlemah.

KAPASITAS DUKUNG TANAH DI ATAS TANAH BERLAPIS



Tanah tak padat di atas tanah yang lebih padat.

- Jika tanah kurang padat lebih tebal – gunakan kapasitas dukung lapisan tsb.
- Jika tanah kurang padat lebih tipis – pengaruh lapisan yang lebih padat.

Tanah lebih padat di atas tanah kurang padat.

- Jika tanah lebih padat tebal – kapasitas dukung tanah yang lebih padat dan cek settlement lapisan kurang padat.
- Jika tanah lebih padat tipis -- pertimbangkan patah pons (pada lap. Cadas) jika pondasi diletakan diatas lap.cadas sehingga gunakan kapasitas dukung lapisan kurang padat.

DEFINISI FAKTOR KEAMANAN (FS)

Nilai F.S tidak ada batasannya, namun karena banyak ketidakpastian nilai ϕ dan c , maka secara umum F.S diambil minimum = 3 dengan pertimbangan tanah tidak homogen, dan tidak isotropis.

Tiga definisi kapasitas dukung ijin pada pondasi dangkal,

Gross Allowable Bearing Capacity.

$$q_{all} = q_{ult} / FS$$

Diharapkan tidak akan terjadi kegagalan bearing capacity (bukan kegagalan settlement), beban yang bekerja pada pondasi :

- Beban Hidup (WL)
- Beban Mati (WD)
- Berat Sendiri Pondasi (WF)
- Berat Tanah di atas Pondasi (WS)

$$\frac{[WL + WD + WF + WS]}{A} \leq q_{all}$$

Net Allowable Bearing Capacity

Beban tambahan yang diijinkan persatuan luas selain berat sendiri tanah (tegangan yang telah ada) pada level dasar pondasi.

$$q_{ult(NET)} = q_{ult} - q$$

$$q_{all(NET)} = q_{ult(NET)} / FS$$

dalam praktek $q_{all(NET)}$ digunakan terhadap beban bangunan diatas saja, berat pondasi dan tanah diatasnya dianggap berat tanah saja.

$$\frac{[WL + WD]}{A} \leq q_{all(NET)}$$

Secara teoritis jika $W_{bangunan} = W_{tanah}$ yang digali, maka penurunan tidak terjadi.

Gross Allowable Bearing Capacity dengan faktor aman pada kuat geser tanah.

Hanya untuk memuaskan dan jarang digunakan.

$$C_d = C / FS$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / FS$$

$$q_{all} = C_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma$$

FS pada penyelesaian ini antara 2-3 kira-kira sama dengan hasil SF 3-4 untuk dua metode sebelumnya.

Catatan :

- q_{ult} belum memperhatikan settlement, jari FS bisa 4,5,.. untuk mencakup settlement.
- Jika menggunakan rumus q_{ult} settlement yang terjadi 5-25% x b untuk tanah pasir dan 3-15% pada tanah lempung. Pondasi Mat / Raft memiliki settlement relatif besar karena b besar.

CONTOH SOAL 1

Sebuah pondasi telapak dibuat pada tanah berlapis, dengan lapisan pertama dari 0.00 m sampai -1.50 m mempunyai nilai $c=15 \text{ KN/m}^2$ dan sudut geser dalam $\phi = 5^\circ$, berat volum $\gamma = 15 \text{ KN/m}^3$ dilanjutkan lapisan kedua dari -1.50 m sampai -7.50 m mempunyai nilai $c=10 \text{ KN/m}^2$ dan sudut geser dalam $\phi = 25^\circ$, berat volum $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$. Jika telapak ukuran 2 m x 2 m hitung dan bandingkan kapasitas dukung ultimit tanah tersebut pada kedalaman 1.5 m dan 2.0 m dengan kondisi general shear failure.

Gunakan parameter Mayerhof berikut,

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4 \phi$$

CONTOH SOAL 2

Sebuah pondasi/telapak direncanakan pada kedalaman -2.0 m di bawah muka tanah (muka tanah +0.00). Lapisan tanah dari 0.00 sampai -1.5 mempunyai berat volum = 16 kN/m^3 , kohesi = 15 kN/m^2 dan sudut geser internal = 25° . Muka air tanah diperhitungkan pada -1.5 m. Di bawah -1.50 m, tanah mempunyai berat volum jenuh air = 20 kN/m^3 ,

kohesi = 15 kN/m^2 dan sudut geser internal = 30° , berat volum air = 10 kN/m^3 . Lebar pondasi diperkirakan 2.0 m dan berupa strip footing (pondasi lajur). Hitung kapasitas dukung tanah yang diperbolehkan (dengan pers. Terzaghi) untuk,

- a. Faktor aman = 3 diberikan pada cara perhitungan biasa (gross)
- b. Faktor aman = 3 diberikan pada parameter tanah.

KAPASITAS DUKUNG TANAH IJIN DARI PENETRASI

Berdasarkan hasil pengamatan dan pengalaman Mayerhof merekomendasikan rumus q_{all} untuk tanah granular,

q_{all} untuk **SPT**,

$q_{all} = N/8$ dalam kg/cm^2 untuk $B \leq 4$ ft

$q_{all} = N [1+1/B]^2 / 12$ dalam kg/cm^2 untuk $B > 4$ ft

q_{all} untuk **CPT** dengan pendekatan **SPT**,

$q_{all} = qc/30$ dalam kg/cm^2 untuk $B \leq 4$ ft

$q_{all} = qc [1+1/B]^2 / 50$ dalam kg/cm^2 untuk $B > 4$ ft

$q_{all} = qc/40$ dalam kg/cm^2 --- biasa digunakan sebagai pendekatan.

dengan

B = Lebar pondasi dalam ft.

Sedangkan Parry (1977) mendekati nilai q_{ult} untuk tanah granular berdasarkan data **SPT**,

$q_{ult} [\text{MN/m}^2] = 0.24 N_f [(D_f+0.733)/(D_f+0.753)]$

dengan

N_f = nilai N pada kedalaman $0.75 B$ di bawah dasar pondasi.

Sedangkan jika $D_f < B$ berlaku $q_{ult} [\text{MN/m}^2] = 0.24 N_f$

Schmertmann (1978) mendekati nilai $q_{ult} [\text{kg/cm}^2]$ untuk tanah granular berdasarkan data **CPT**,

Pondasi Menerus : $q_{ult} = 28 - 0.0052 (300-qc)^{1.5}$

Pondasi Bujursangkar : $q_{ult} = 48 - 0.009 (300-qc)^{1.5}$

Sedangkan untuk jenis tanah lempung,

Pondasi Menerus : $q_{ult} = 2 + 0.28 qc$

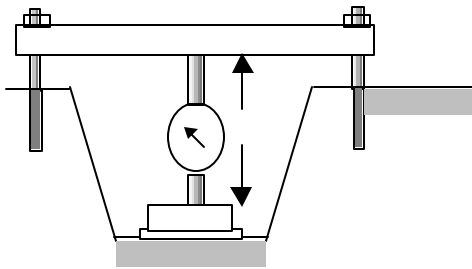
Pondasi Bujursangkar : $q_{ult} = 5 + 0.34 qc$

Dalam rumus ini, jika $qc=0$ maka tanah masih dianggap memiliki kekuatan dukung.

KAPASITAS DUKUNG TANAH IJIN DARI PLATE LOADING TEST

Plate Loading Test untuk bentuk lingkaran memiliki dia. $\frac{1}{2}$ -3 ft dan untuk bentuk bujursangkar memiliki ukuran 1 ft x 1 ft. Untuk jalan plate diletakkan di atas permukaan jalan sedangkan untuk pondasi, plate diletakkan sedalam $4 B_{plate}$.

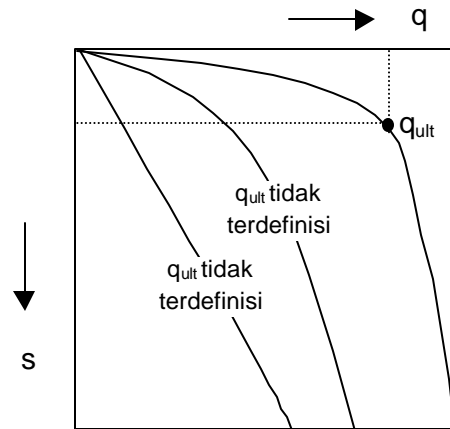
Langkah Plate Loading Test



Perkiraan awal misalnya $q_{ult} = 200 \text{ kN/m}^2$, dan tahapan pembebanan diambil 6-10 tahap. Beban diberikan bertahap mulai 30, 60, 90 kN...hingga runtuh. Masing-masing tahap ditunggu hingga s berhenti. Uji loading test minimal 2 x untuk antisipasi ketidak tepatan perkiraan awal yang mengakibatkan hasil yang tidak tepat.

Penyajian hasil loading test,

Jika q_{ult} tidak terdefinisi maka nilai q_{ult} dicari dengan beban batas pada s berlanjut atau nilai q pada saat settlement 10% B_{plate} (Terzaghi). Ada juga yang menetapkan s yang diinginkan lalu dicari nilai q nya.



Catatan :

- $B_{pondasi} \neq B_{plate}$
- Nilai q_{ult} pondasi
 - Pada tanah lempung $q_{ult} \text{ pondasi} = q_{ult} \text{ plate}$
 - Pada tanah pasir $q_{ult} \text{ pondasi} = q_{ult} \text{ plate} * B_{pondasi} / B_{plate}$.
- Untuk analisis settlement,
 - Pada tanah lempung $S \text{ pondasi} = S \text{ plate} * B_{pondasi} / B_{plate}$
 - Pada tanah pasir $S \text{ pondasi} = S \text{ plate} * [2.B_{pondasi} / (B_{plate}+B_{pondasi})]^2$

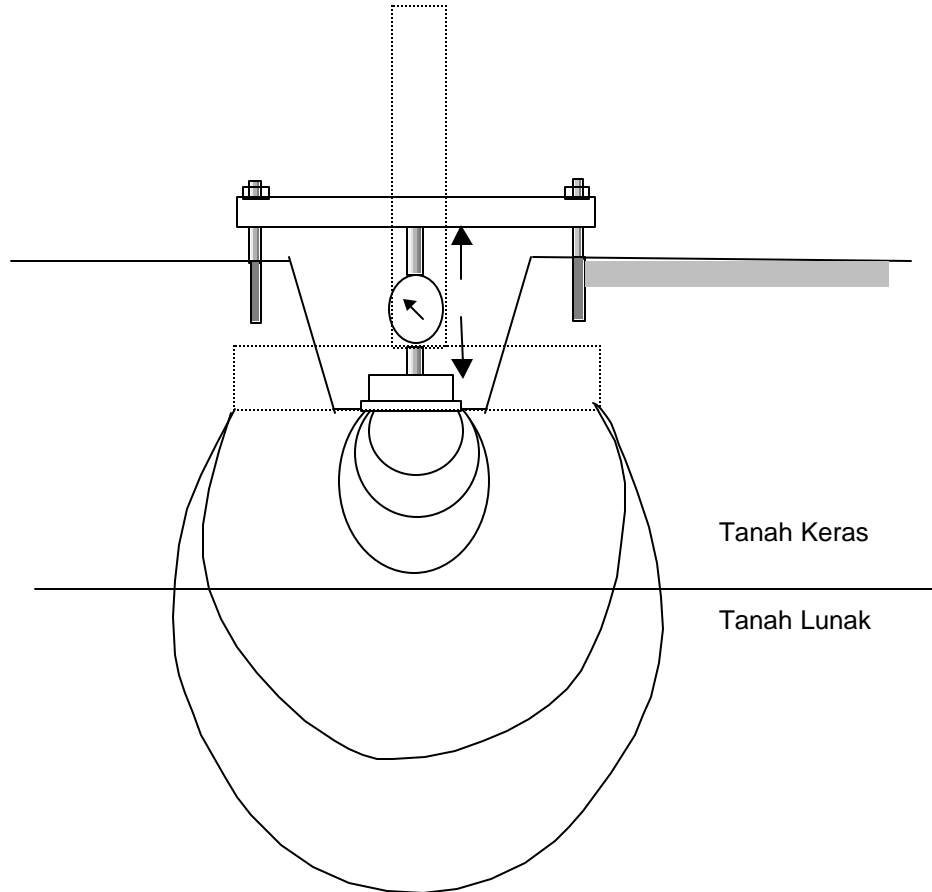
Kelebihan dan Kekurangan Loading Test.

Kelebihan :

- Dari grafik q vs S dapat secara langsung nilai q_{ult} pondasi

Kekurangan :

- Ukuran plat terbatas.
- Rumus yang digunakan mengasumsikan bahwa tanah itu homogen. Nilai q akan besar jika menggunakan loading test, tetapi dapat menyebabkan potensi kegagalan karena pengaruh beban pondasi menembus batas tanah keras.



Dengan demikian, plate loading test jarang digunakan untuk bangunan besar dan pemakaiannya hanya dibatasi untuk beban besar pada luasan yang kecil (nilai B dan L kecil) misalnya untuk lapangan terbang dan jalan raya (luasan ban yang kecil) atau pada pondasi mesin untuk mencari nilai modulus subgrade reaction (k_s) dengan melakukan beban siklik.

PERSYARATAN UMUM PONDASI

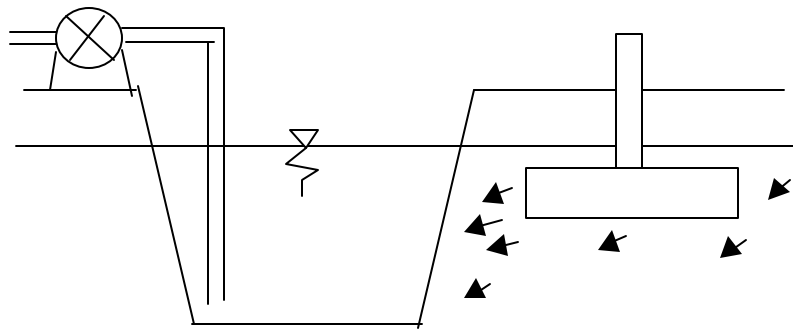
- Kedalaman
Cukup untuk menjamin tidak ada desakan dari tanah (tidak bergeser) [min.60 cm], bebas dari perubahan musim/gangguan alam [min. 1 m] atau di bawah level scouring dan tanah organik.
- Sistem pondasi aman terhadap geser, guling, kapasitas dukung tanah/settlement dan longsor massa pada daerah berbukit (banyak parameter yang tidak diketahui).
- Pondasi aman terhadap bahan-bahan reaktif (awet), tidak boleh retak dan tidak boleh melentur berlebihan.
- Pondasi ekonomis baik dalam tinjauan struktur maupun pelaksanaan.
- Pondasi ramah lingkungan (tidak menarik bangunan sekitar akibat settlement).

- Pondasi fleksibel terhadap kondisi sekitar (perencana harus meninjau kondisi lapangan sebelum mendesain pondasi)

BEBERAPA FAKTOR YANG DIPERTIMBANGKAN TERHADAP PERENCANAAN DAN PELAKSANAAN.

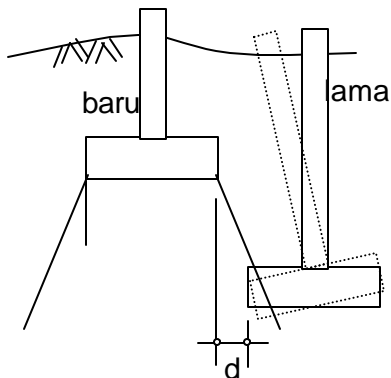
Air Tanah (m.a.t)

Berdampak terhadap kapasitas dukung, stabilitas keseluruhan, gangguan dewatering (mengeringkan sumur tetangga), dan teknik pelaksanaan (lempung becek diinjak-injak pekerja secara berlebihan dapat merusak kap. dukung tanah)

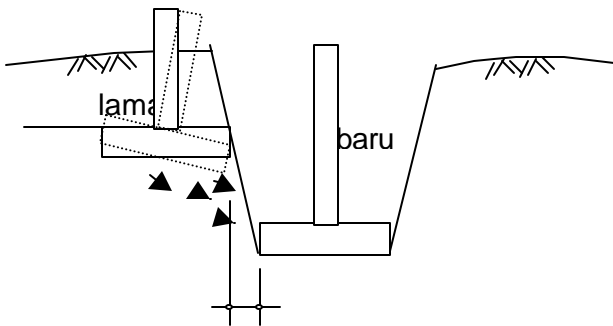


Pondasi bisa miring pada tanah granular terendam air akibat gerusan pada dasar pondasi. Sehingga disarankan jangan dibawah m.a.t atau dengan teknik pelaksanaan yang baik.

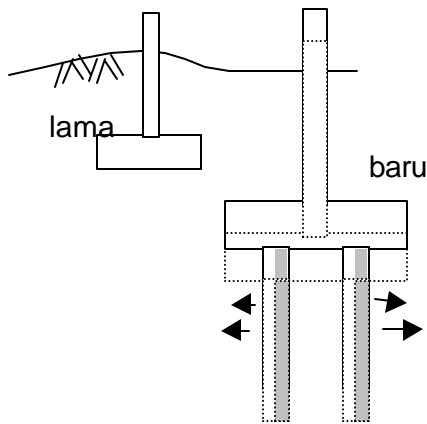
Pondasi Baru Dekat dengan Pondasi Lama



Pondasi lama akan terbawa turun juga akibat beban pondasi baru. Solusinya dengan pengaturan jarak yang cukup (sebaran beban 1:1) atau gunakan sheet pile.

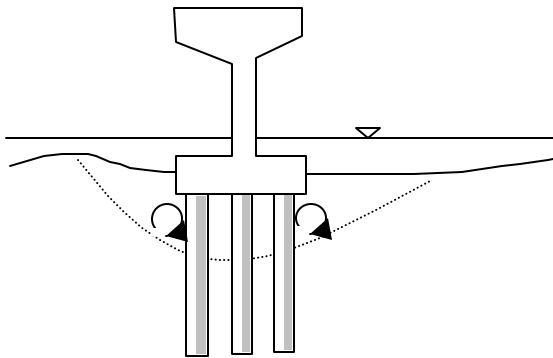


Suku ke-2 kapasitas dukung tanah akan hilang, sehingga kapasitas dukung menjadi berkurang. Solusi dengan pengaturan jarak yang cukup (sebaran 1:1) atau gunakan sheet pile/buis beton.



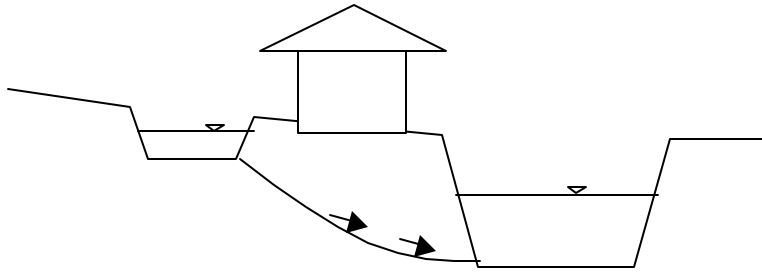
Volume konstan akan menggesar tanah secara lateral dan bangunan kecil akan terdorong ke samping. Dapat juga bangunan kecil akan terbawa turun. Jika bangunan besar turun 5 cm biasa saja, tetapi kalau bangunan kecil bagaimana ? Solusi buat pondasi pile hingga lapisan keras/lap batuan.

Berkaitan dengan Aliran Air (erosi)



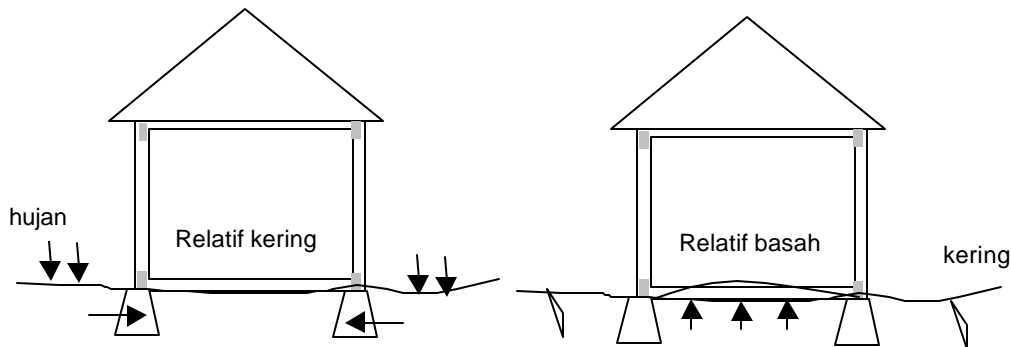
Dasar pondasi harus dibawah pengaruh gerusan.

Pondasi diatas tanah pasir yang tidak padat



Masalah yang timbul adalah settlement, erosi air baik dipermukaan maupun didalam tanah. Untuk mencegah dampak erosi permukaan diperlukan kedalaman pondasi yang cukup, namun untuk erosi yang ada dalam tanah diusahakan jangan ada pemompaan atau aliran air.

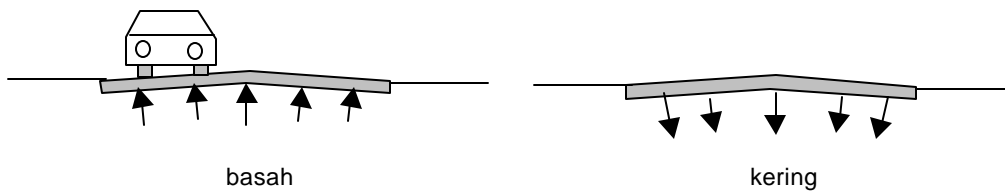
Pondasi diatas tanah ekspansif



Pondasi terdorong masuk

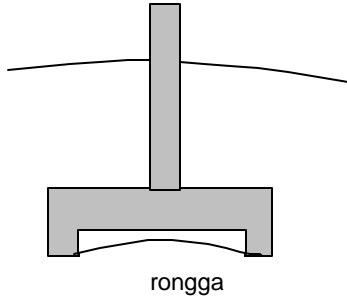
Lantai terangkat

Sifat tanah ekspansif : pada saat basah mengembang dan pada saat kering tanah menyusut baik ke arah vertikal (dominan) maupun horisontal.

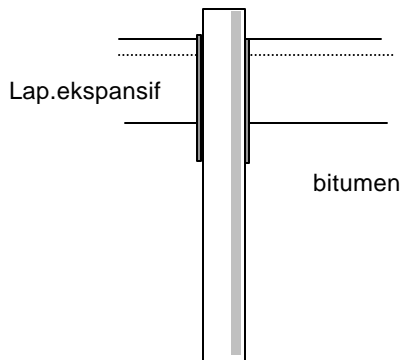


Pada jalan jika penyusutan tidak bersamaan, aspal akan pecah-pecah. Sedangkan pada saat pengembangan kapasitas dukung tanah mengecil yang dapat berakibat penurunan yang tidak merata.

Solusi : Mengganti tanah dengan tanah yang baik, perbaikan tanah dengan bahan kimia (semen/kapur), pengontrolan kadar air agar tidak terjadi penyusutan dan pengembangan.

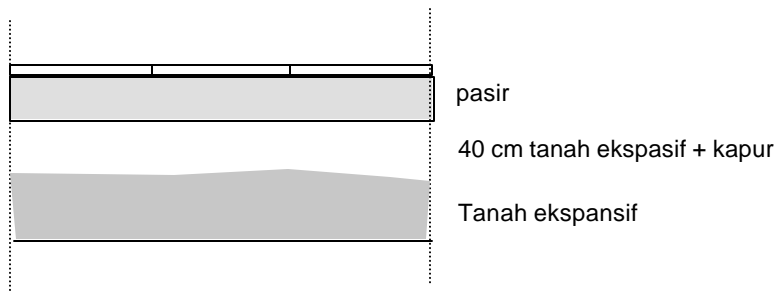


Untuk pondasi dapat dipasang rongga pengatur kembang susut.

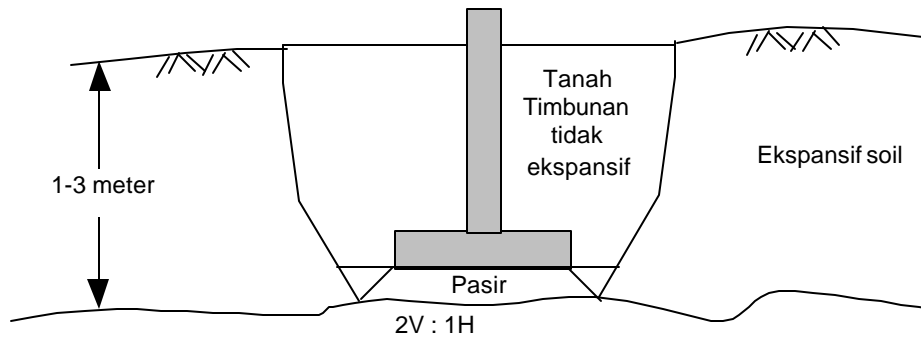


Untuk pondasi tiang, agar tiang tidak terpengaruh kembang susut dapat digunakan pelapis bitumen agar permukaan tiang licin sehingga tidak menarik maupun mendorong tiang.

Untuk pasangan tegel rumah diatas tanah ekspansif disarankan,



Sedangkan untuk pondasi telapak disarankan mengganti lapisan ekspansif dengan jenis tanah yang tidak ekspansif.



Pondasi diatas tanah lempung non-ekspansif

Laminating Clays (lempung keras tapi berlapis dan bercelah) akan menyebabkan bidang licin jika ada air hujan sehingga q_u tidak bisa ditetapkan besarnya. Disarankan menggunakan residual strength-nya.

Lempung lunak akan menimbulkan masalah settlement dan kapasitas dukung yang rendah dan jenis tanah ini dapat mengalir dan menggeser tiang pancang.

Pondasi diatas timbunan yang tidak direncanakan

Jika akan mendesain pondasi diatas timbunan yang tidak direncanakan perlu diyakinkan dahulu materialnya apa, dan keseragaman/kepadatannya bagaimana. Apakah materialnya berupa sampah, puing bangunan, tanah bekas tanaman atau kayu. Masalah yang timbul adalah perbedaan settlement akibat kepadatan dan keseragaman yang berbeda-beda.

FAKTOR LINGKUNGAN YANG PERLU DIPERHATIKAN

PRINSIP : Menjaga Kelestarian Lingkungan dengan mempertimbangkan dampak pada lingkungan, meminimalkan dampak dan mencegah serta mengatasi dan memperbaiki.

PENGEBORAN

Saat penyelidikan tanah, lubang bor jangan dibiarkan terbuka untuk menghindari pencemaran air tanah. Perlu dipikirkan penyelamatan Top Soil, pencegahan kerusakan struktur tanah pada pengoboran di dekat sungai /aliran air serta efek pengeboran pada muka air tanah terutama di atas lapisan rapat air.

BAHAN GALIAN

Bahan galian jangan masuk ke saluran drainase dan tercecer dijalan.

PELAKSANAAN PONDASI

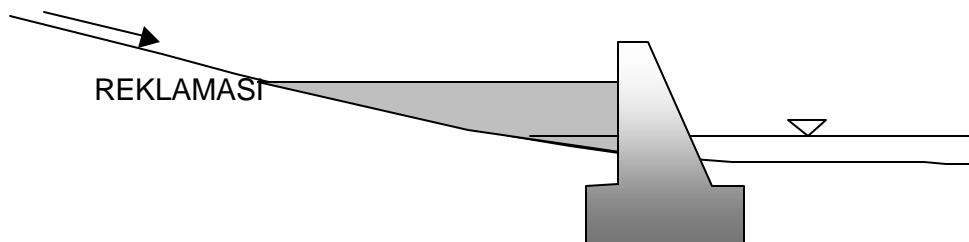
Pertimbangkan dampak kebisingan dan getaran akibat pemancangan tiang.

PENGGUNDULAN TANAMAN

Pertimbangkan erosi dan instabilitas lereng serta kembang susut aktif.

PEKERJAAN DITEPI SUNGAI/LAUT

Reklamasi pantai akan menyebabkan hidraulik gradien turun, aliran air lamban dan banjir. Pertimbangkan pengaruh intrusi air laut dan keragaman hayati.



PEMOTONGAN BUKIT

Perlu dipertimbangkan bahaya longsor.

PENGEMBANGAN DAERAH YANG DILINDUNGI

Pantai berterumbu karang, berbakau dan pasir bukit alami.

ANALISIS PONDASI TELAPAK

Pembebanan Pondasi :

- Beban terbagi rata (q) [kN/m^2]
- Gaya vertikal (Q) [kN] sentris maupun eksentris.
- Gaya horisontal (H) [kN]
- Momen (M) [kN.m]
- Kombinasi

Asumsi Analisis :

- Plat pondasi dianggap kaku sempurna.

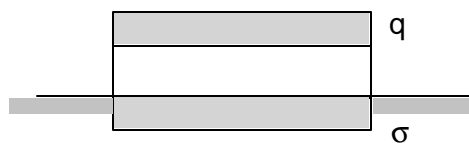


Retak menyebabkan perlemahan sehingga plat tidak boleh melengkung tetapi hanya bisa miring.

- Besar tekanan pada setiap titik berbanding langsung dengan deformasi yang terjadi (linear elastis).
- Tanah tidak dapat menahan tarik.
- Tanda σ_{tekan} (+) dan σ_{tarik} (-).

Jenis beban :

1. Beban Merata



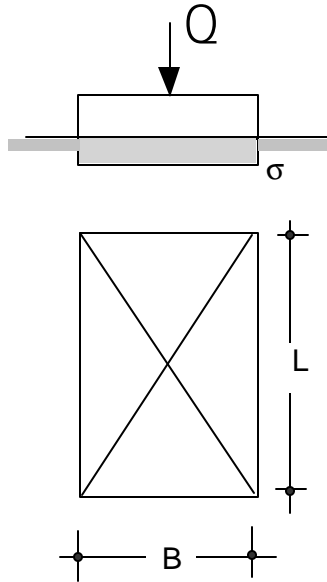
Beban merata (q) = Beban tanah terbagi rata (q_1) + Berat sendiri plat pondasi (q_2).

Tegangan tanah akibat beban yang bekerja (σ) = q

Didalam praktek $\gamma_{\text{kolom beton}} = \gamma_{\text{tanah diatas pondasi}}$

2. Beban gaya vertikal sentris

Beban bekerja pada pusat luasan dasar pondasi.



Tegangan tanah akibat beban yang bekerja (σ) = Q / A

dengan,

A = luas dasar pondasi [m^2].

Q = beban vertikal sentris [kN].

Jika berat sendiri plat pondasi dan berat tanah di atas pondasi diperhitungkan maka, $\sigma = Q / A + q$

3. Analisis Beban Momen

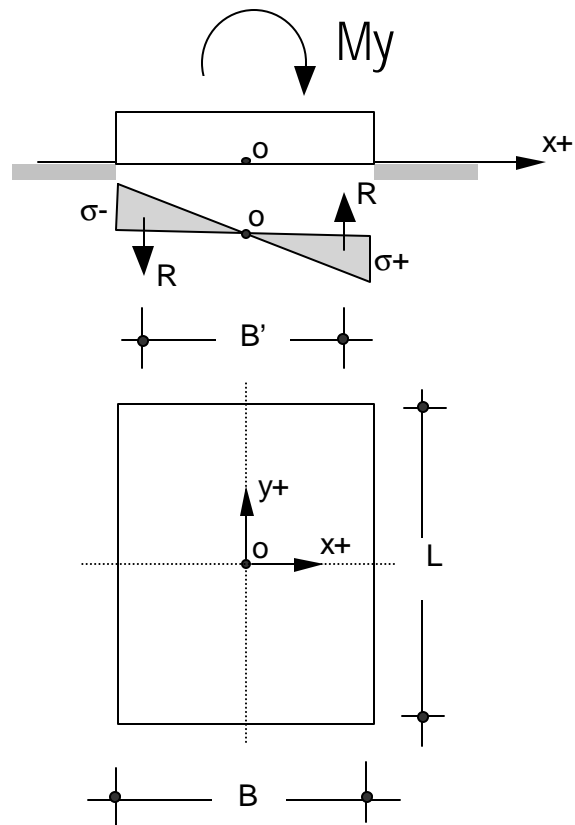
O = pusat dasar pondasi

Momen berputar terhadap titik O

Lebar pondasi (B) searah sumbu x.

Momen searah jarum jam tanda (+)

Momen berputar mengelilingi sumbu y adalah M_y .



$$M_R = R \cdot B'$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} B\right) \cdot \sigma \cdot L = \frac{1}{4} BL \sigma$$

$$B' = 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{1}{2} B\right) = \frac{2}{3} B$$

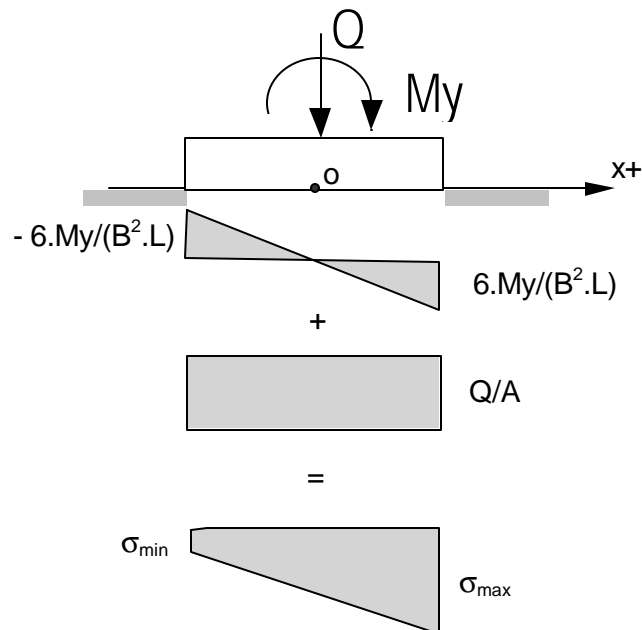
$$M_R = \frac{1}{4} BL \sigma \cdot \frac{2}{3} B = \frac{1}{6} B^2 L \sigma$$

$$M_{\text{beban}} = M_{\text{reaksi}}$$

$$\sigma = \pm My / \left(\frac{1}{6} B^2 L\right) = \pm 6 \cdot My / (B^2 L)$$

Kombinasi beban vertikal sentris dengan momen My merupakan penjumlahan aljabar,

$$\sigma = Q/A \pm 6 \cdot My / (B^2 L)$$



Dengan x positif di kanan titik O , reaksi disetiap titik yang jaraknya x dari titik O adalah, $\sigma = Q/A + My \cdot x / I_y = Q/A + My \cdot x / (1/12 \cdot B^3 L)$, dengan $A = B \cdot L$.

Secara umum,

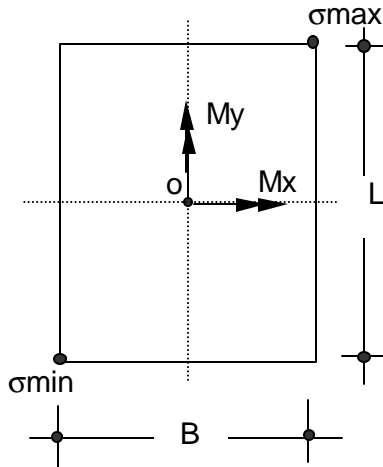
Tegangan maksimum pada $x = B/2$

$$\sigma_{\max} = Q/A + My \cdot x / I_y = Q/A + 6 \cdot My / (B^2 L) \leq q_{\text{all}}$$

Tegangan minimum pada $x = -B/2$

$$\sigma_{\min} = Q/A + My \cdot x / I_y = Q/A - 6 \cdot My / (B^2 L) \geq 0$$

Jika kombinasi pembebanan adalah q , Q_{sentris} , $M_x(+)$, $M_y(+)$ maka tegangan di bawah luasan dasar pondasi pada koordinat $-B/2 \leq x \leq B/2$ dan $-L/2 \leq y \leq L/2$ adalah,



$$\begin{aligned}\sigma(x,y) &= Q/A + M_y \cdot x/I_y + M_x \cdot y/I_x + q \\ &= Q/(B \cdot L) + M_y \cdot x/(1/12 \cdot B^3 L) + M_x \cdot y/(1/12 \cdot L^3 B) + q\end{aligned}$$

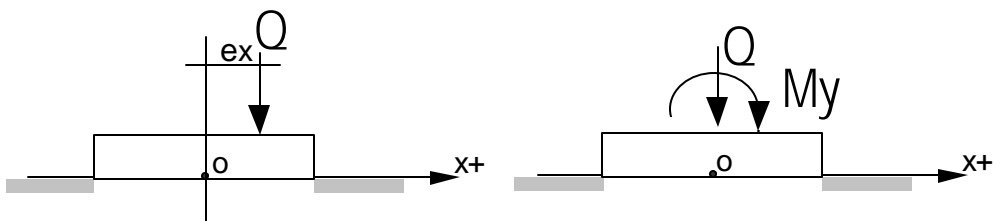
Tegangan maksimum pada $x=B/2, y=L/2$

$$\sigma_{\max} = Q/(B \cdot L) + 6 \cdot M_y/(B^2 L) + 6 \cdot M_x/(L^2 B) + q \leq q_{\text{all}}$$

Tegangan minimum pada $x= - B/2, y= - L/2$

$$\sigma_{\min} = Q/(B \cdot L) - 6 \cdot M_y/(B^2 L) - 6 \cdot M_x/(L^2 B) + q \geq 0$$

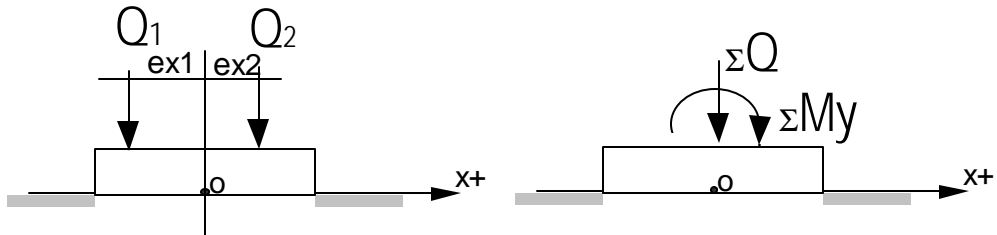
Jika Q memiliki eksentrisitas (e_x) terhadap O maka, $M_y = Q \cdot e_x$



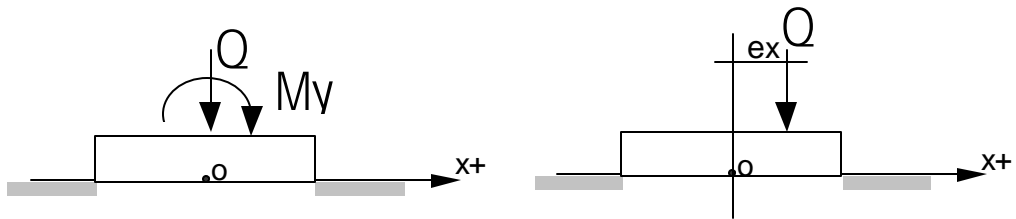
Dengan eksentrisitas (e_{xn}) positif di kanan titik O maka

$$\sum Q_n = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

$$\sum My = Q_1 \cdot e_{x1} + Q_2 \cdot e_{x2} + \dots + Q_n \cdot e_{xn}$$



Persyaratan eksentrisitas (e_x) maksimum agar tidak terjadi tegangan tarik pada tanah,



$$e_x = My/Q (+/-)$$

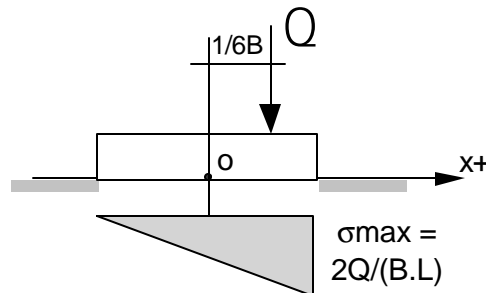
maka tegangan tanah di bawah dasar pondasi akibat beban menjadi,

$$\begin{aligned} \sigma &= Q/(B \cdot L) \pm 6 \cdot My/(B^2 \cdot L) \\ &= Q/(B \cdot L) \pm 6 \cdot (Q \cdot e_x)/(B^2 \cdot L) \\ &= Q/(B \cdot L) (1 \pm 6 \cdot e_x/B) \end{aligned}$$

agar tidak jadi tegangan tarik pada tanah maka nilai σ_{min} dibatasi,

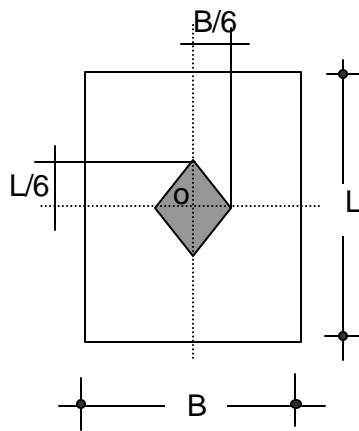
$$\begin{aligned} 0 &\leq \sigma_{min} \\ &\leq Q/(B \cdot L) (1 - 6 \cdot e_x/B) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6 \cdot e_x/B &\leq 1 \\ e_x &\leq B/6 \end{aligned}$$



Kondisi umum

$$\sigma(x,y) = Q/(B.L) (1 \pm 6.ex/B \pm 6.ey/L) + q$$



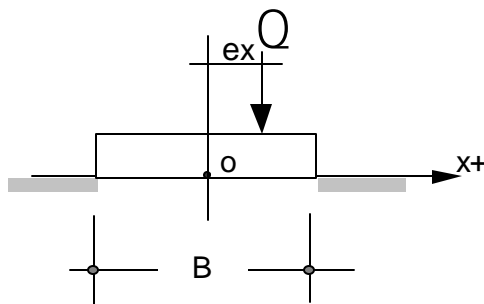
Syarat :

$$\sigma_{max} \leq q_{all}$$

$$\sigma_{min} \geq 0$$

Agar hanya terjadi tegangan tekan pada dasar luasan pondasi maka e_x dan e_y haruslah terletak pada daerah yang diarsir.

Jika tegangan pada luasan dasar pondasi akibat beban terjadi tegangan tarik, maka perlu mengganti diagram tegangan seperti dibawah ini dengan diagram yang hanya ada tegangan tekan saja. Dari uraian dibawah diperoleh nilai a_2 dan σ_{max} berdasarkan persamaan keseimbangan.



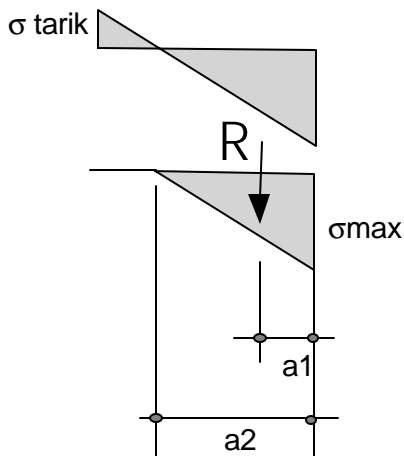
$$\Sigma F_v = 0$$

Q dan R pada posisi yang berhimpit agar tidak terjadi momen kopel (syarat kesetimbangan)

$$Q = R$$

$$a_1 = B/2 - e_x$$

$$a_2 = 3 a_1$$

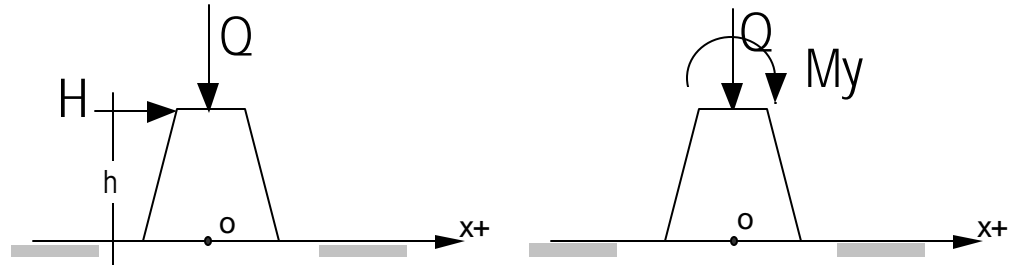


$$R = Q = \frac{1}{2} \sigma_{max} a_2 L$$

$$= \frac{1}{2} \sigma_{max} 3(B/2 - e_x) L$$

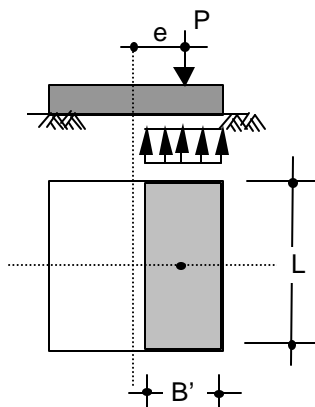
$$\sigma_{max} = 2Q / [3L(B/2 - e_x)]$$

Jika terdapat beban horisontal (H) setinggi h dari dasar luasan pondasi maka, $M_y = H \cdot h$



TEORI MAYERHOF UNTUK BEBAN EKSTENTRIS

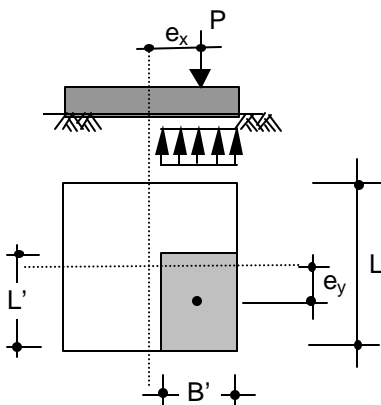
Teori Mayerhof menggunakan pendekatan luasan efektif yang di lapangan sulit terjadi bahkan tidak akan terjadi. Teori ini hanya digunakan sebagai kajian analitis.



$$q_{ult} = P / (B' \cdot L)$$

$$B' = 2 (B/2 - e)$$

dengan,
 B = Lebar Pondasi
 L = Panjang Pondasi



$$q_{ult} = P / (B' \cdot L')$$

$$B' = B - 2 \cdot e_y$$

$$L' = L - 2 \cdot e_x$$

dengan,
 B = Lebar Pondasi
 L = Panjang Pondasi

DESAIN PONDASI TELAPAK

Kombinasi pembebanan :

Untuk penentuan luas dasar pondasi (B,L) digunakan kombinasi pembebanan :

- Pembebanan Tetap $D + L$
- Pembebanan Sementara $D + L + W$
 $D + L + E$

Sedangkan untuk menghitung tulangan plat pondasi beton bertulang dan ketebalannya berdasarkan tegangan dibawah luasan dasar pondasi digunakan kombinasi pembebanan :

- Kombinasi D dan L $1.2D + 1.6L$
- Kombinasi D, L dan W $0.75(1.2D + 1.6L + 1.6W)$
 $0.9D + 1.3W$
- Kombinasi D, L dan E $1.05(D + Lr \pm E)$
 $0.9(D \pm E)$

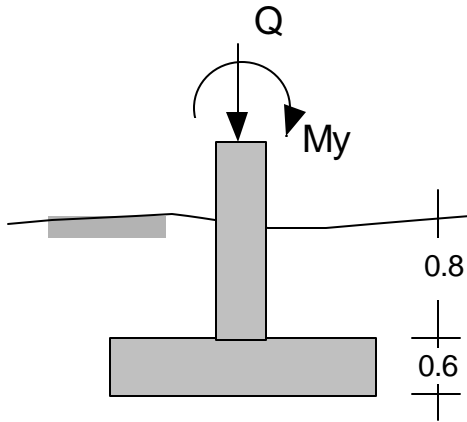
dengan,

- D =Beban mati
- L =Beban hidup
- Lr =Beban hidup reduksi
- W =Beban angin
- E =Beban gempa

Desain ukuran denah pondasi :

- Resultan beban jatuh di pusat luasan dasar pondasi agar ekonomis dan settlement merata (supaya tidak terjadi puntir).
- Tegangan yang terjadi akibat pembebanan (σ) dikontrol dengan $\sigma \leq q_{all}$
Untuk beban tetap, $F.S \geq 3$ atau $q_{all} = 1/3 q_{ult}$
Untuk beban sementara, $F.S \geq 2$ atau $q_{all} = 1/2 q_{ult}$
Jika σ akibat beban sementara tidak memenuhi, dimensi diperbesar namun tetap sentris terhadap beban normal.
- Chek terhadap penurunan pondasi.

CONTOH SOAL 3 : Pendimensian pondasi telapak.



$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{\text{beton}} = 22 \text{ kN/m}^3$
 $q_{\text{all}} \text{ beban tetap} = 150 \text{ kN/m}^2$

Beban	Q[kN]	My[kN.m]
TETAP	1000	160
SEMENT-1	1000	550
SEMENT-2	1500	280

Berapakah nilai B dan L pondasi ?

Jawab :

a.) UKURAN DENAH TINJAUAN BEBAN TETAP

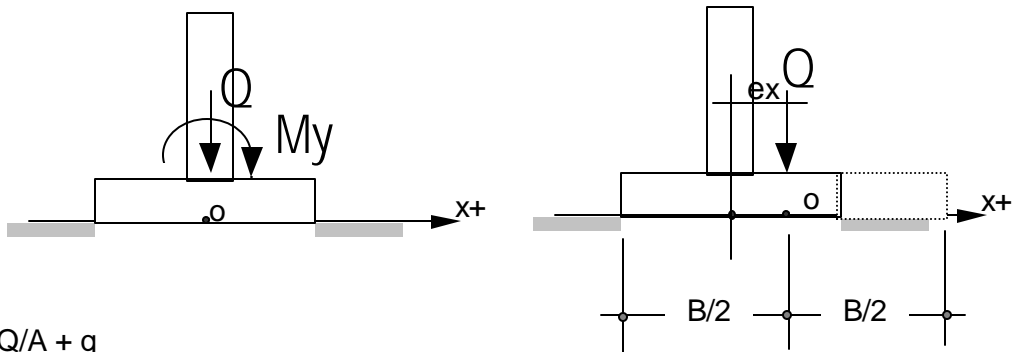
Asumsi awal : pondasi telapak berbentuk bujursangkar.

$$q_1 = 0.8 \times 18 = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_1 + q_2 = 27.6 \text{ kN/m}^2$$

$$e_x = My/Q = 160/1000 = 0.16 \text{ m}$$



$$\sigma = Q/A + q$$

$$\sigma = q_{\text{all}}$$

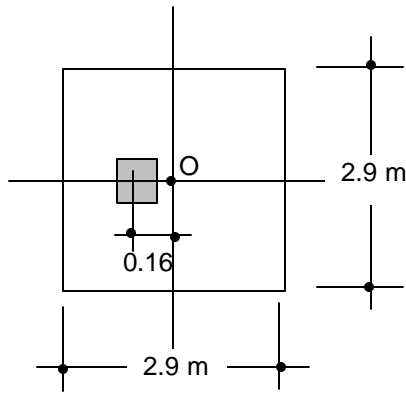
$$q_{\text{all}} = Q/A + q$$

$$150 = 1000/A + 27.6$$

$$B = \sqrt{A} = 2.86 \text{ m} \text{ --- digunakan } B = 2.9 \text{ m}$$

b.) KONTROL TERHADAP BEBAN SEMENTARA-1

$$q_{all \text{ sementara}} = 1.5 q_{all \text{ tetap}} = 1.5 \times 150 = 225 \text{ kN/m}^2$$



$$Q = 1000 \text{ kN}$$

$$e_x = -0.16$$

$$M_y = 550 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma Q = q \cdot B^2 + Q = 1232.116 \text{ kN}$$

$$\Sigma M = Q \cdot e_x + M_y + q \cdot B^2 \cdot 0$$

$$= 1000(-0.16) + 550 + 0 = 390 \text{ kN.m}$$

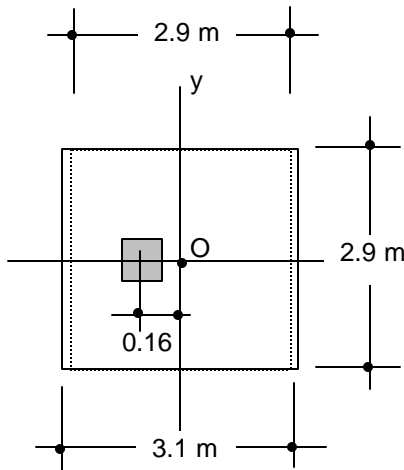
$$e_x = \Sigma M / \Sigma Q = 0.317 \text{ m} < B/6 (=0.483 \text{ m})$$

$$\sigma_{max} = \Sigma Q/A (1 + 6e_x/B)$$

$$= 1232.116/2.9^2 (1 + 6 \cdot 0.317/2.9)$$

$$= 242.59 \text{ kN/m}^2 > q_{all \text{ sementara}}$$

Sehingga dimensi diperbesar, dicoba L tetap 2.9 m dan B menjadi 3.1 meter.



$$A = B \cdot L = 8.99 \text{ m}^2$$

$$Q = 1000 \text{ kN}$$

$$\Sigma M = 390 \text{ kN.m (ingat ! posisi kolom thd O tetap)}$$

$$\sigma_{max} = Q/(B \cdot L) + 6 \cdot \Sigma M / (B^2 \cdot L) + q$$

$$= 1000/8.99 + 6 \cdot 390 / (3.1^2 \cdot 2.9) + 27.6$$

$$= 222.79 \text{ kN/m}^2 < q_{all \text{ sementara}}$$

c.) KONTROL TERHADAP BEBAN SEMENTARA-2

$$Q = 1500 \text{ kN}$$

$$e_x = -0.16$$

$$M_y = 280 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M = Q \cdot e_x + M_y + q \cdot B^2 \cdot 0 = 1500(-0.16) + 280 = 40 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \Sigma M / Q = 0.0267 \text{ m} < B/6 (=0.516 \text{ m})$$

$$\sigma_{max} = Q/A (1 + 6e_x/B) + q = 1500 / (2.9 \times 3.1) (1 + 6 \times 0.0267 / 3.1) + 27.6$$

$$= 203.07 \text{ kN/m}^2 < q_{all \text{ sementara}}$$

∴ Sehingga dimensi pondasi **3.1 m x 2.9 m** dapat dipergunakan.

ANALISIS PONDASI GABUNGAN (COMBINED FOOTING)

Digunakan jika :

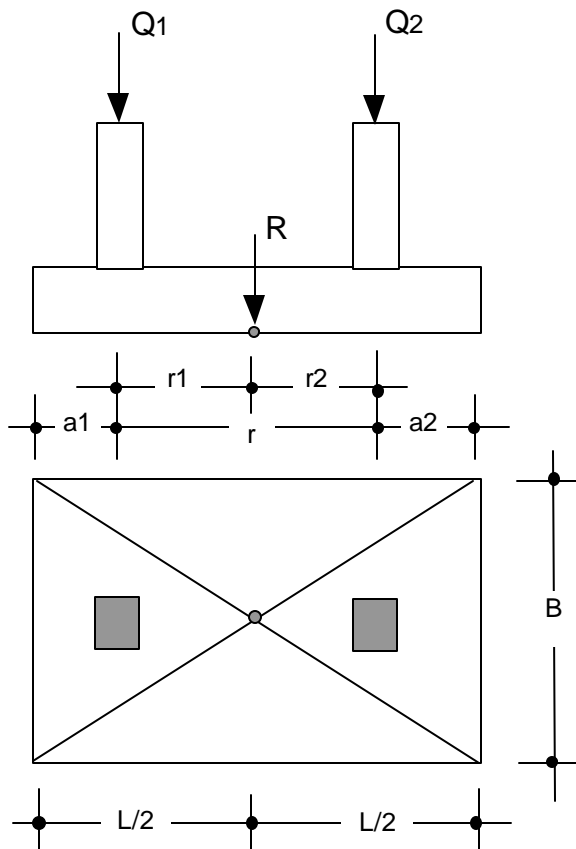
- Jarak antar kolom relatif berdekatan.
- Ruang terbatas

Prinsip :

- Denah sentris terhadap beban normal
- Dikontrol terhadap pembebanan sementara.

Bentuk : Kaki gabungan, trapesium, bentuk T dan strap footing.

1. TELAPAK GABUNGAN 4 PERSEGI PANJANG



a_1 terbatas

$Q_2 > Q_1$

R ditengah dasar luasan pondasi (beban sentris).

Nilai r ditentukan dahulu,

$$R = Q_1 + Q_2$$

Jika tidak ada momen bekerja,

$$R \cdot r_1 = Q_2 \cdot r$$

$$r_1 = Q_2 \cdot r / R$$

Jika ada momen M_1 dan M_2 maka

$$R \cdot r_1 = Q_2 \cdot r + M_1 + M_2$$

$$r_1 = (Q_2 \cdot r + M_1 + M_2) / R$$

Nilai a_1 ditentukan maka,

$$L/2 = r_1 + a_1$$

$$L = 2(r_1 + a_1)$$

$$A = R / (q_{all} - (q_1 + q_2))$$

$$B = A/L$$

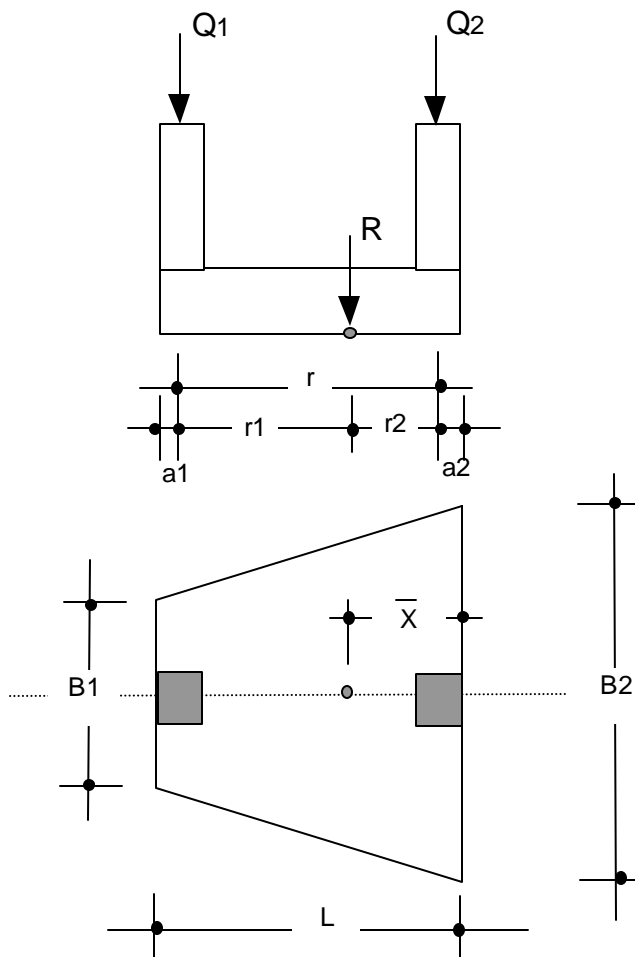
Jika B terlalu kecil :

$B < a_1$, $B < a_2$, $B <$ lebar kolom
maka tidak dapat digunakan.

Biasanya $B < r/2$

Chek beban sementara : dichek terhadap q_{all} sementara, jika tidak memenuhi dimensi diperbesar searah B . $\sigma_{max} = R/(B \cdot L) (1 + 6e/L) + q$ dengan e adalah eksentrisitas akibat perbedaan r_1 beban tetap dan r_1 beban sementara.

2. PONDASI GABUNGAN BENTUK TRAPESIUM



Luasan trapesium $A = \frac{1}{2}L(B_1 + B_2)$

Pusat luasan terhadap sisi B2

$$\bar{X} = \frac{1}{3}L \frac{(2B_1 + B_2)}{(B_1 + B_2)}$$

$Q_2 > Q_1$ dengan sebelah sisi kanan terbatas.

Dengan beban sentris terhadap luasan dasar pondasi,

$$A = R / (q_{all} - q_1 - q_2)$$

Panjang pondasi ditentukan dulu,

$$L = r + a_1 + a_2$$

Letak R terhadap Q_2 ,

$$r_2 = Q_1 \cdot r / R$$

Dituntut r melalui titik O,

$$\bar{X} = r_2 + a_2$$

Maka,

$$A = \frac{1}{2}L (B_1 + B_2)$$

$$B_2 = \frac{2A}{L} - B_1$$

dengan

$$\bar{X} = \frac{1}{3}L \frac{(2B_1 + B_2)}{(B_1 + B_2)}$$

maka

$$B_1 = \frac{2A}{L} \frac{\bar{X}}{3\bar{X}/L - 1}$$

Bulatkan ukuran pondasi

kemudian cek lagi terhadap nilai,

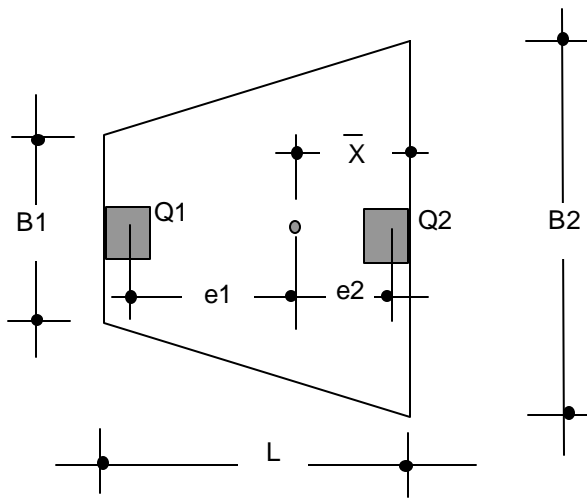
$$\bar{X} = \frac{1}{3}L \frac{(2B_1 + B_2)}{(B_1 + B_2)}$$

Kriteria batasan :

- Jika B_1 terlalu kecil (apalagi jika $B_1 <$ lebar kolom) maka pondasi tidak dapat digunakan.
- Jika $\bar{X} \leq \frac{1}{3}L$ pondasi tidak dapat dipergunakan karena bentuknya bukan trapesium lagi. Sehingga coba bentuk T atau strap footing.

Cara pengecekan terhadap beban sementara,

- Cari titik pusat dasar luasan pondasi trapesium dan tentukan I_y .
- Cari $M_y = Q_1 \cdot e_1 + Q_2 \cdot e_2 + M_1 + M_2$
- Beban yang bekerja dianalisis terhadap titik O.
- Cek terhadap tegangan ekstrim di $X = \bar{X}$ dan $X = L - \bar{X}$.

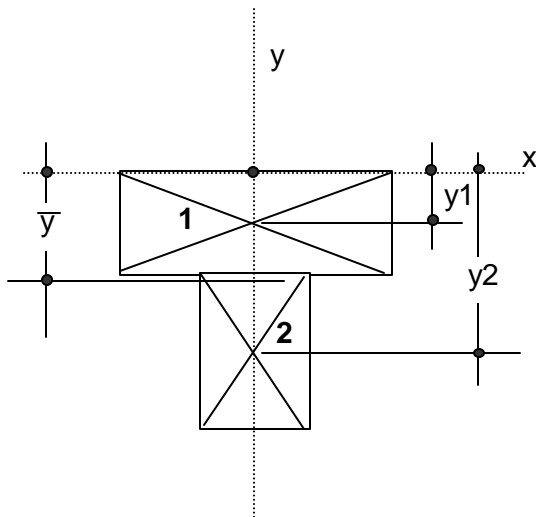


$$I_y = \frac{1}{3} \cdot B1 \cdot L^3 + \frac{1}{12} (B2 - B1) L^3 - A \cdot \bar{x}^2$$

$$\sigma_{kanan} = R/A + My \cdot \bar{x} / I_y + q$$

$$\sigma_{kiri} = R/A - My \cdot (L - \bar{x}) / I_y + q$$

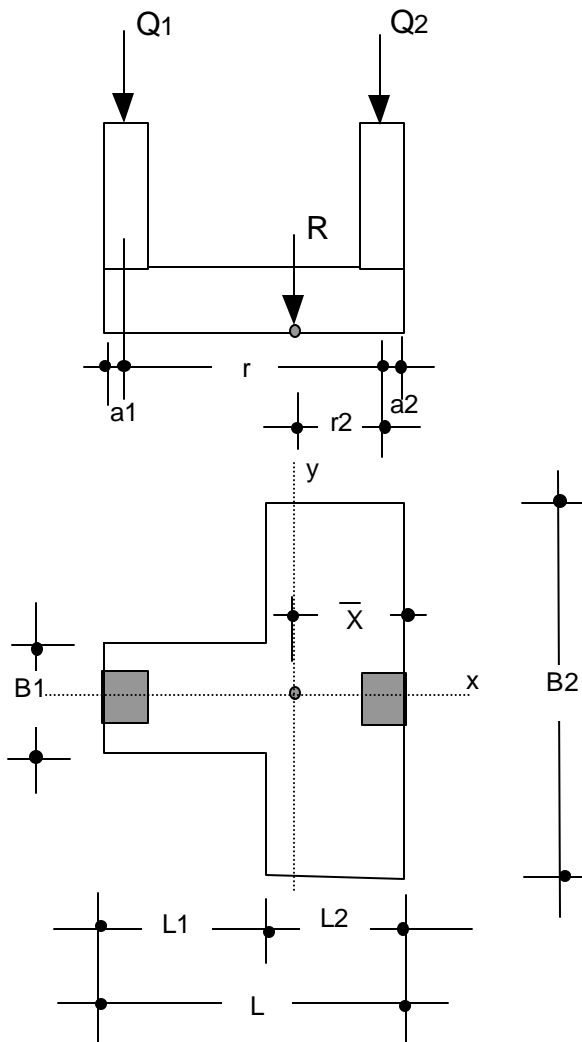
Cara mencari titik berat dan I_x



$$\bar{y} = (Luas1 \times y1) + (Luas2 \times y2) / (Luas1 + Luas2)$$

$$I_x = I_{x1} + I_{x2} + [Luas1 \times (\bar{y} - y1)^2] + [Luas2 \times (\bar{y} - y2)^2]$$

3. PONDASI GABUNGAN BENTUK T



$$Q_2 > Q_1$$

R bekerja berimpit dengan pusat luasan pondasi.

Cara sama dengan trapesium, 3 variabel yang belum diketahui yakni B_1 , B_2 dan L_2

$$r_2 = Q_1 \cdot r / R$$

$$\bar{x} = r_2 + a_2$$

$$L = a_1 + r + a_2$$

$$\text{Chek } \bar{x} \leq L/3$$

$$A = R / (q_{all} - q_{tanah} - q_{pondasi})$$

$$A = B_1 \cdot L + (B_2 - B_1) L_2 \dots (1)$$

$$\bar{A}x = B_1 \cdot L \cdot \frac{1}{2} \cdot L + 2 [(B_2 - B_1) L_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot L_2]$$

$$\dots (2)$$

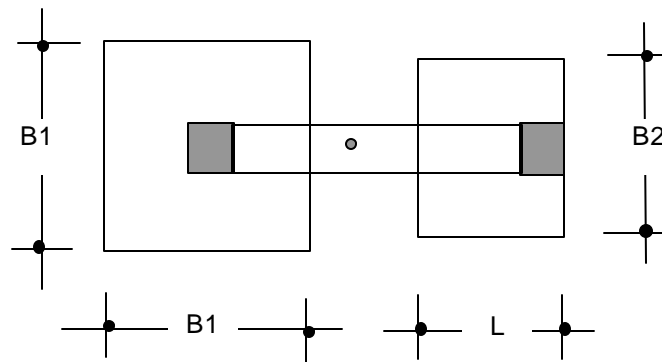
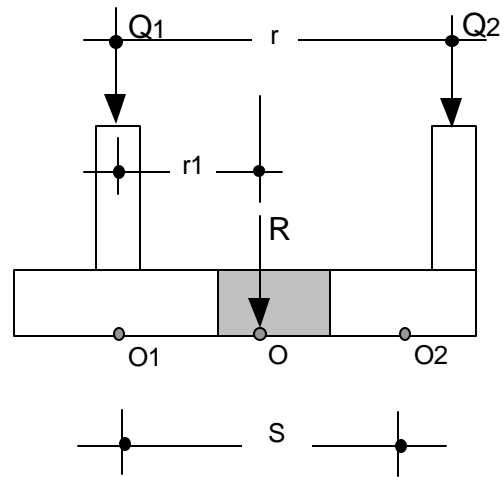
Persamaan (1) dan (2) akan menghasilkan nilai B_1 dan B_2 .

Chek dengan pembebanan sementara seperti halnya trapesium dengan

$$I_y = B_1 \cdot L^3 / 3 + (B_2 - B_1) \cdot L^3 / 3 - A \bar{x}^2$$

4. STRAP FOOTINGS

Footing yang terikat oleh balok yang cukup kaku. Namun luas dasar strip beam tidak diperhitungkan sebagai luas pondasi (A) karena beam dianggap menggantung.



Prinsip Desain,

Membuat denah pondasi dengan pusat luasan gabungan 2 kaki berimpit dengan resultante beban.

$$A1 = B1^2$$

$$A2 = B2 \times L$$

$$R = Q1 + Q2$$

$$\sigma = R/A + q$$

$$A = R/(q_{all} - q)$$

$$r1 = Q2 \cdot r / R$$

$$A \cdot r1 = A2 \cdot s$$

$$A2 = A \cdot r1 / S \text{ ---- } B2 = A2 / L$$

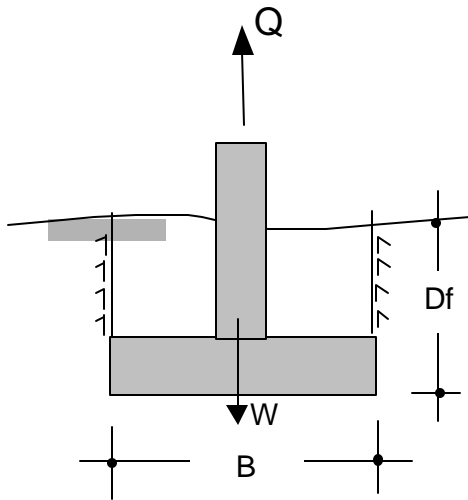
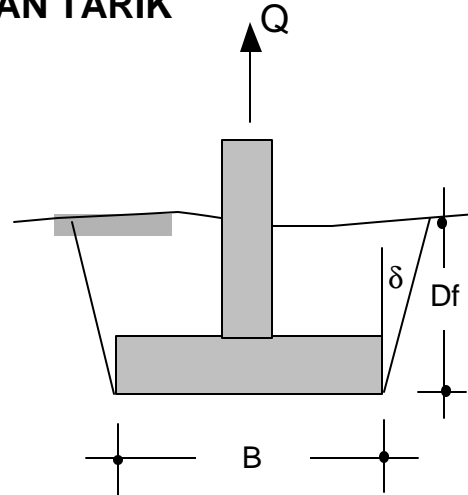
$$A1 = A - A2 \text{ ---- } B1 = \sqrt{A1}$$

∴ Pondasi memiliki bentuk yang relatif baik jika nilai B1, B2 dan L mendekati.

PONDASI TELAPAK DENGAN BEBAN TARIK

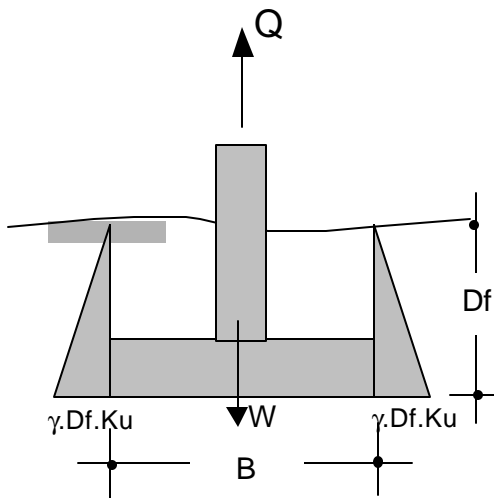
Ada dua pendapat untuk penyelesaian footing bujursangkar dengan beban tarik,

1. Mengandalkan W (berat sendiri + tanah diatas pondasi) dengan pendekatan nilai δ untuk tanah granuler 20° - 30° dan untuk tanah lempung jenuh diambil 0° .



2. Mengandalkan W dan lekatan / gesekan.

Untuk tanah lempung,
Lekatan = $4 \cdot B \cdot D_f \cdot C_u$



Sedangkan untuk tanah granular,
Gesekan = $4B \cdot (\frac{1}{2} \cdot D_f^2 \cdot \gamma \cdot K_u \cdot \tan \phi)$
 K_u = antara K_0 s/d 1.0
 Tanah OC, $K_0 > 1.0$ maka $K_u = 1.0$
 Tanah biasa pakai K_0