

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Peningkatan aktivitas pembangunan memang diakui membawa dampak positif bagi aspek pembangunan, namun tanpa disadari hal ini dapat memberikan implikasi yang buruk terhadap kestabilan tanah dan dapat memberikan implikasi yang buruk terhadap kestabilan tanah dan dapat mengakibatkan masalah-masalah geoteknis seperti kelongsoran tanah. Sering kali mutlak dibutuhkan konstruksi dinding penahan untuk menahan tanah dari kelongsoran tersebut. Seiring dengan hal tersebut, inovasi-inovasi baru pengganti cara konvensional untuk memperkuat tanah dalam pekerjaan dinding penahan tanah pun semakin meluas. Sebagai hasilnya, pekerjaan perkuatan tanah menjadi salah satu bagian yang paling cepat berkembang di dunia teknik sipil.

Pekerjaan perkuatan tanah pada dinding penahan kini dikenal luas dengan nama Mechanically Stabilized Earth (MSE) wall. Aplikasi teknologi ini telah dipakai dalam dinding penahan tanah biasa, abutmen jembatan, rehabilitasi lereng, bahkan pada dinding penahan yang struktur tanahnya lunak. Material perkuatan tersebut mempunyai bentuk geometrik yang berbeda namun mempunyai fungsi yang hampir sama. Dalam aplikasinya di lapangan, material-material perkuatan tersebut ternyata mampu menyediakan kekuatan yang dibutuhkan konstruksi dinding penahan dan struktur tanah dibelakangnya untuk menahan beban yang bekerja.

Dalam bab-bab selanjutnya akan dibahas kegunaan dinding penahan tanah, jenis-jenisnya, serta salah satu material perkuatan yang dipakai untuk memperkuat tanah di belakang struktur dinding penahan tanah yakni *geogrid*.

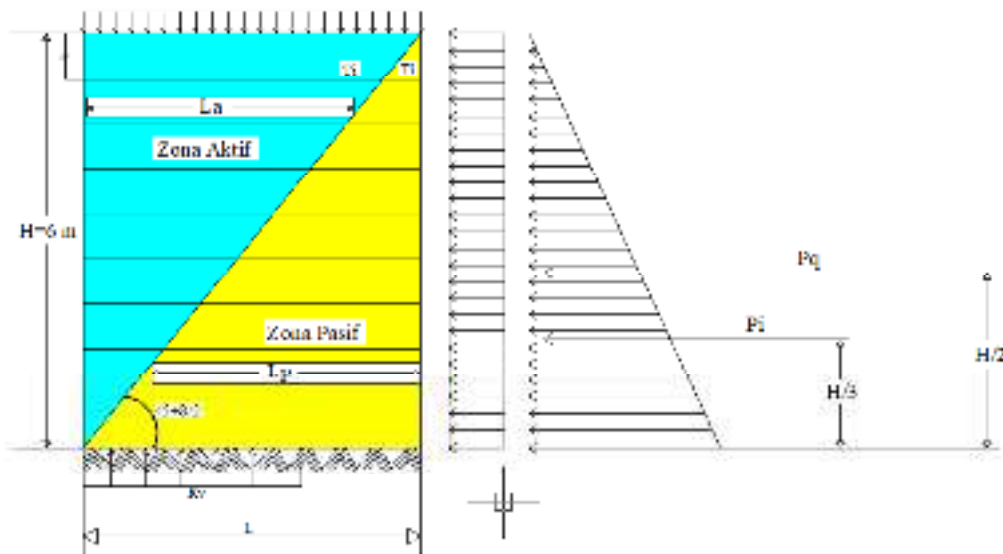
Tanah apabila berada pada kondisi kepadatan dan kadar air tertentu akan memiliki kekuatan yang cukup untuk menopang struktur di atasnya, khususnya apabila bebanya merupakan beban kompresi atau tekan. Tanah sangat lemah terhadap tarikan. Hal ini telah membatasi penggunaan tanah untuk berbagai aplikasi, misalnya untuk membuat lereng yang lebih curam dari sudut geser

dalamnya sudah tidak mungkin lagi untuk dilakukan. Seperti pada kasus beton bertulang, penyisipan besi baja yang kuat terhadap tarikan dapat menghasilkan material komposit yang memiliki perilaku mekanis yang jauh lebih baik. Aspek penting yang menunjang kesuksesan dari sistem perkuatan tanah dengan *geogrid* adalah bahwa kedua material tersebut dapat membentuk suatu geometri tertentu yang memungkinkan terjadinya transfer beban dari material yang satu kepada yang lainnya. Analogi dengan beton bertulang, yaitu sistem beton bertulang didukung oleh adanya ikatan antara besi yang terdapat didalam beton dengan campuran semen yang telah mengering (koemer,R.M,1990).

Parameter penting yang diperlukan untuk perkuatan dinding penahan adalah kemampuan kuat tarik dan geser yang tinggi. Geogrid mempunyai keunggulan tersebut dibandingkan dengan material geosintetik lain, selain itu geogrid memang dikhususkan untuk fungsi perkuatan. Bukaan yang besar pada geogrid memungkinkan tumbuhan dapat tumbuh dengan mudah melaluinya, sehingga selain kuat, geogrid juga ramah lingkungan. Bukaan ini juga memungkinkan terjadinya interaksi yang lebih baik antara geogrid dan material timbunan diatasnya karena material timbunan bisa masuk diantara bukaan tersebut sehingga lebih menyatu.



**Gambar 1.1** Gambar tipe block yang digunakan



**Gambar 1. 2** Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

## 1.2 Tujuan dan Manfaat Penelitian

### 1.2.1 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan yang hendak dicapai dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk menguraikan penggunaan *geogrid* dalam perannya sebagai salah satu perkuatan dinding penahan tanah.
2. Merencanakan kuat tarik *geogrid* dan panjang *geogrid* yang dibutuhkan serta memeriksa/cek terhadap stabilitas.

### 1.2.2 Manfaat Penelitian

Tugas Akhir ini diharapkan bermanfaat untuk :

1. Pihak-pihak atau mahasiswa yang akan membahas hal yang berkaitan dengan Tugas Akhir ini;
2. Pihak-pihak yang membutuhkan informasi dan mempelajari hal yang dibahas dalam laporan Tugas Akhir.

## 1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan dibahas dalam penulisan ini adalah untuk menerapkan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah serta menghitung dan

merencanakan kuat tarik geogrid dan panjang geogrid yang dibutuhkan serta memeriksa/cek terhadap stabilitas.

### 1.3 Batasan Masalah

Mengingat luasnya lingkup permasalahan dan keterbatasan waktu maupun kemampuan penulis maka dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut:

1. Muka dinding penahan pada contoh perencanaan dianalogikan seperti muka dinding penahan vertikal.
2. Contoh perencanaan hanya membahas mengenai stabilitas internal dan stabilitas eksternal.
3. DPT terbuat dari blok beton .
4. Data dinding penahan tanah berdasarkan SNI 8460 :2017 : Blok beton dengan lebar bagian atas 0.5 m, tinggi 6 m, mempunyai tapak dengan lebar bawah 2.5m, lebar atas 1m dan tinggi 1 m. Berat volume beton 24 KN/m.
5. Beban mati diatas dinding penahan diasumsikan berdasarkan SNI 8460 : 2017 sebesar  $q = 15 \text{ KN/m}^2$ .
6. Tanah yang ditinjau ; tanah dasar, tanah dibelakang struktur, tanah timbunan dalam struktur.
7. Data tanah dasar ;  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $C = 20 \text{ KN/m}^3$
8. Data tanah dibelakang struktur ;  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 32^\circ$ ,  $C = 0 \text{ KN/m}^3$
9. Tanah timbunan didalam struktur ;  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 25^\circ, \phi = 30, \phi = 35, \phi = 40$ ,  $C = 0 \text{ KN/m}^3$
10. Tanah dibelakang blok beton akan diberikan tulangan berupa geogrid dengan spasi yang seragam. pada tanah dibelakang struktur, tidak ada muka air tanah.
11. Kondisi tanah dasar adalah tanah lempung.

### 1.5 Maksud Penulisan

Maksud dari penulisan Tugas Akhir ini adalah menjadikan geogrid sebagai tulangan pada dinding penahan tanah karena, geogrid mempunyai keunggulan; bukaan yang besar pada geogrid memungkinkan tumbuhan dapat

tumbuh dengan mudah melaluinya. sehingga, selain kuat geogrid juga ramah lingkungan.

## **1.6 Metode Penulisan**

Penulisan tugas akhir ini disusun menjadi 5(lima) bab dengan metode penulisan. Adapun deskripsi singkat dari masing-masing bab adalah sebagai berikut:

### **Bab I Pendahuluan**

Bab ini berisi tentang latar belakang masalah, tujuan dan manfaat penelitian, rumusan masalah, batasan masalah, maksud penelitian, metode penulisan, waktu pelaksanaan (time schedule), rencana anggaran biaya dan daftar pustaka.

### **Bab II Tinjauan Pustaka**

Bab ini menjabarkan tentang tinjauan kepustakaan, menjelaskan teori, serta hal-hal yang berkaitan dengan penelitian ini. Dalam hal ini teori-teori yang berkaitan dengan dinding penahan tanah, geogrid dan penulangan pada tanah.

### **Bab III Metodologi Penelitian**

Bab ini berisi tentang metode yang dipakai dalam penelitian ini, termasuk pengumpulan data, pengolahan data, dan analisa data.

### **Bab IV Analisis dan Pembahasan**

Pada bab ini menjabarkan tentang hasil dan pembahasan geogrid sebagai tulangan pada dinding penahan tanah.

### **Bab V Kesimpulan dan Saran**

Pada bab ini memaparkan tentang kesimpulan yang diperoleh dari bab sebelumnya dan saran mengenai hasil penelitian yang dapat dijadikan sebagai masukan.



## 1.8 Anggaran biaya Tugas Akhir

**Tabel 1.2** Anggaran biaya Tugas Akhir

No	Uraian Kegiatan	Volume	Satuan	Harga	Jumlah Keseluruhan
1	Mengumpulkan buku/referensi	4	Buah	Rp.150.00	Rp. 600.000
2	Paket Internet	3	Buah	Rp.75.000	Rp. 225.000
3	Penulisan BAB I dan BAB II	5	Ls	Rp. 10.000	Rp. 50.000
4	Revisi BAB I dan BAB II	-	-	Rp. 20.000	Rp. 20.000
5	Perlengkapan Baju Untuk Seminar	-	-	Rp. 200.000	Rp. 200.000
6	Seminar Proposal	-	-	Rp. 450.000	Rp. 450.000
7	Pengumpulan data	1	Ls	Rp.100.000	Rp.100.000
8	Pengolahan data	1	Ls	Rp. 50.000	Rp. 50.000
9	Penulisan BAB I dan BAB III	5	Ls	Rp. 10.000	Rp. 50.000
10	seminar Isi	-	-	Rp. 450.000	Rp. 450.000
11	Revisi BAB III dan BAB IV	-	-	Rp. 20.000	Rp. 20.000
12	Meja Hijau	-	-	Rp. 1.500.000	Rp. 1.500.000
	<b>TOTAL</b>				<b>Rp. 3.715.000</b>

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Istilah geosintetik berasal dari kata geo, yang berarti bumi atau dalam dunia teknik sipil diartikan sebagai tanah pada umumnya, dan kata synthetic yang berarti bahan buatan, dalam hal ini adalah bahan polimer. Bahan dasar geosintetik merupakan hasil polimerisasi dari industri-industri kimia/minyak bumi (suryolelono,1998) dengan sifat-sifat yang tahan terhadap senyawa-senyawa kimia, pelapukan, keausan, sinar ultra violet dan mikro organisme. Polimer utama yang digunakan untuk pembuatan geosintetik adalah polyester (PS), polyamide (PM), polypropylene (PP) dan polyethylene (PE), jadi istilah geosintetik secara umum didefinisikan sebagai bahan polimer yang di aplikasikan di tanah.

Geotekstil adalah lembaran sintesis yang tipis, fleksibel, permeable yang digunakan untuk stabilisasi dan perbaikan tanah dikaitkan dengan pekerjaan teknik sipil. Pemanfaatan geotekstil merupakan cara modern dalam usaha untuk perkuatan tanah lunak.

Beberapa fungsi dari geotekstil yaitu :

1. Untuk perkuatan tanah lunak.
2. Untuk konstruksi teknik sipil yang mempunyai umur rencana cukup lama dan mendukung beban yang besar seperti jalan rel dan dinding penahan tanah.
3. Sebagai lapangan pemisah, penyaring, drainase dan sebagai lapisan pelindung.

Geotextile dapat digunakan sebagai perkuatan timbunan tanah pada kasus :

1. Timbunan tanah di atas tanah lunak
2. Timbunan tanah pondasi tiang
3. Timbunan diatas tanah yang rawan subsidence



Menurut struktur dan fungsinya, geosintetik diklarifikasikan atas :

- Geotekstil
- Geogrid
- Geonet
- Geosintetik clay liner
- geokomposit
- Geopipe

Teknologi geosintetik telah berkembang menjadi salah satu pionir dalam hal perkuatan tanah maupun timbunan di belakang dinding penahan. Karena dalam prakteknya, dinding penahan tanah banyak mengalami kegagalan seperti rendahnya daya dukung tanah dasar, penurunan yang terlalu besar dalam jangka waktu lama, kelongsoran dan gelincir serta sampai permasalahan akibat air tanah pada timbunan di belakang dinding. Material geosintetik telah banyak digunakan untuk mengatasi persoalan-persoalan tersebut. Salah satu kelebihan adalah sifatnya yang fleksibel sehingga memberikan ketahanan yang cukup terhadap beban-beban yang ditanggungnya.



**Gambar 2. 1** Jenis-jenis Geosintetik

Fungsi utama dari geosintetik adalah :

1. Filtrasi

Dengan adanya fungsi ini, air atau cairan dapat dengan mudah melewati material geosintetik pada arah yang tegak lurus dengan bidang geosintetik tersebut, namun butiran-butiran tanah tidak lolos. Geosintetik juga mencegah berpindahannya tanah ke agregat drainase atau pipa saluran, ketika dilakukan pengaturan aliran air pada tanah.

2. Drainase

Geosintetik digunakan sebagai media untuk pengaliran air searah bidang geosintetik dengan membiarkan air mengalir melalui tanah yang mempunyai permeability rendah. Untuk itu, diperlukan adanya koefisien transmissivity (pengaliran searah bidang) yang cukup besar.

3. Pemisah

Geosintetik juga berfungsi untuk memisahkan dua jenis material/agregat yang berbeda dalam karakteristik dan ukurannya misalnya antara material timbunan dengan tanah dasar yang lunak. Melalui fungsi separasi ini, diharapkan properti dan karakteristik material timbunan akan tetap terjaga.

4. Perkuatan

Material geosintetik menambah kuat tarik pada matriks tanah sehingga menghasilkan material tanah yang lebih baik. Mengingat tanah mempunyai kemampuan yang baik terhadap tekan dan lemah terhadap gaya tarik, pemakaian geosintetik akan berperan memikul gaya tarik yang harus dipikul tanah.

5. Penghalang

Geosintetik berguna untuk menghalangi aliran cairan atau gas dari satu lokasi ke lokasi lainnya. Aplikasi ini didapat dalam overlay perkerasan aspal, pembungkus tanah kembang susut dan tempat pengendalian sampah.

6. Proteksi

Umumnya fungsi geosintetik jenis ini diperlukan untuk melindungi suatu material lain atau lapisan dari kerusakan akibat tusukan benda-benda

tajam. Jenis lapisan yang umumnya perlu dilindungi adalah geomembran yang merupakan material kedap air.

Geogrid mempunyai konfigurasi berupa grid, yaitu mempunyai lubang yang cukup besar diantara rusuk-rusuknya. Mempunyai tahanan kecil dan hanya merenggang 1% dibawah beban. Kekuatannya melebihi geotekstil biasa, dan fungsi khususnya adalah memperkuat dan menahan tarik. Penggunaan geogrid pada konstruksi dapat diberikan lebih dari satu lapis sesuai kebutuhan dan hasil dari perencanaan. Tiap lapisan geogrid memikul beban berupa tanah diatasnya. Dengan beban di atas tanah, tanah menahan tekan yang diberikan beban, geogrid menahan tarik, seperti pada tulangan yang diberikan pada bangunan. Beton menahan tekan dan baja menahan tarik.

Geogrid merupakan pengembangan dari teknologi geosintetik yang dikenal dengan nama geotekstil. Geogrid sendiri adalah inovasi yang dibuat untuk menutupi kekurangan pada geotekstil. Terutama masalah kekakuan bahan dan mekanisme kekuatan. Suatu hal yang tidak dimiliki geotekstil, namun geogrid dapat menyediakannya, sebagai gambaran, terkait dengan kekakuan bahan. Geogrid memiliki kekakuan bahan yang lebih tinggi dibandingkan geotekstil.

### **2.1.1 Jenis Geogrid**

Geogrid dapat dibedakan berdasarkan arah penarikannya yakni :

Geogrid adalah salah satu jenis material Geosintetik yang mempunyai bukaan yang cukup besar dan kekakuan badan yang lebih baik dibanding Geotekstil.

Material dasar Geogrid bisa berupa :

- Polypropylene
- Polyethylene
- Polyester
- Atau polimer yang lain

Berdasarkan bentuk bukaanya (aperture), maka geogrid bisa dibagi menjadi :

1. Geogrid uniaxial adalah geogrid yang mempunyai bentuk bukaan tunggal dalam satu segmen (ruas)
2. Geogrid biaxial adalah geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk persegi.
3. Geogrid triaxial adalah geogrid yang mempunyai bukaan berbentuk segitiga.

### **2.1.2 Fungsi Geogrid**

Secara umum geogrid adalah bahan geosintetik yang berfungsi sebagai perkuatan (reinforcement) dan stabilisasi (stabilization), dengan penjelasan detailnya sebagai berikut :

#### **1. Geogrid Uniaxial**

Berfungsi sebagai material perkuatan pada system konstruksi dinding penahanan tanah (retaining Wall) dan perkuatan lereng (Slope Reinforcement). Uni-Axial Geogrid adalah lembaran massif dengan celah yang memanjang dengan bahan dasar HDPE ( high density polyethelene), banyak digunakan di Indonesia untuk perkuat tanah pada DPT (dinding penahan tanah) dan untuk memperbaiki lereng yang longsor dengan menggunakan tanah setempat/bekas longsor. Material ini memiliki kuat tarik 40 KN/m hingga 190 KN/m. Geogrid jenis ini biasanya dipakai untuk perkuatan dinding penahan tanah dan perbaikan lereng yang longsor.



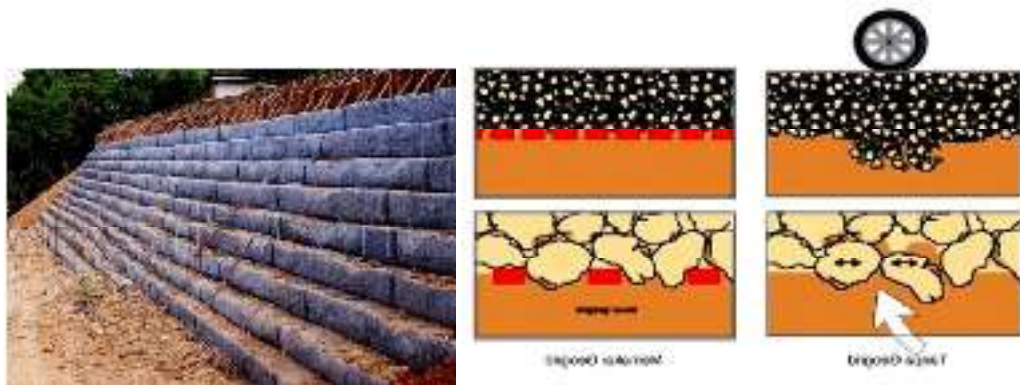
**Gambar 2. 2** Geogrid Uni-Axial

## 2. Geogrid Bi-Axial

Berfungsi sebagai stabilisasi tanah dasar, seperti pada tanah dasar lunak (soft clay maupun tanah gambut). Metode kerjanya adalah interlocking, artinya mengunci agregat yang ada diatas geogrid sehingga lapisan agregat tersebut lebih kaku, dan mudah dilakukan pemadatan. Bi-Axial Geogrid dari bahan dasar polypropylene (PP) dan banyak digunakan di Indonesia sebagai bahan untuk meningkatkan tanah dasar lunak ( $CBR \ll 1\%$ ). Bi-axial Geogrid adalah lembaran berbentuk lubang bujursangkar dimana dengan struktur lubang bujursangkar ini partikel tanah timbunan akan saling terkunci dan kuat geser tanah akan naik dengan mekanisme penguncian ini. Kuat tarik bervariasi antara 20 KN/m – 40 KN/m. Keunggulan Geogrid Bi-Axial ini antara lain:

- Kuat tarik yang bervariasi
- Kuat tarik tinggi pada rengangan yang kecil
- Tahan terhadap sinar ultra violet
- Tahan terhadap rekasi kimia tanah vulkanik dan tropis

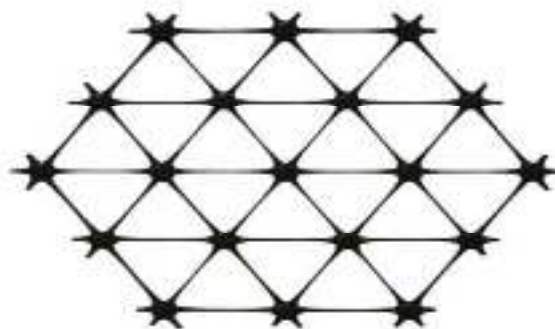
- Tahan hingga 120 tahun



**Gambar 2. 3** Geogrid Bi-Axial

### 3. Geogrid triax

Fungsinya sama dengan biaxial sebagai material stabilisasi tanah dasar lunak, hanya saja performanya lebih baik. Hal ini disebabkan bentuk bukaan segitiga lebih kaku sehingga penyebaran beban menjadi lebih merata.





**Gambar 2. 4** Geogrid Triax

### 2.1.3 Kelebihan Pemakaian Geogrid

1. Kekuatan tarik yang tinggi
2. Pelaksanaan yang cepat
3. Memungkinkan penggunaan material setempat
4. Pemasangan yang mudah dan dapat membangun lebih tinggi dan tegak
5. Tambahan PVC sebagai pelindung terhadap ultraviolet
6. Pemasangan dan harga geogrid murah dibandingkan beton
7. Merupakan struktur yang fleksibel sehingga tahan terhadap gaya gempa
8. tidak mempunyai resiko yang besar jika terjadi deformasi struktur ,dan
9. Tipe elemen penutup lapisan luar dinding penahan dapat dibuat dalam bentuk yang bermacam-macam, sehingga memungkinkan untuk menciptakan permukaan dinding yang mempunyai nilai estetika.
10. Biasanya perbaikan tanah dengan perkuatan dilakukan secara horisontal artinya digelar karena lebih mudah pelaksanaanya ketimbang arah tegak vertikal. Perkuatan horisontal dapat menerima beban tekan dari permukaan atau tarik dari arah horisontal beban vertikal dari permukaanya tanpa mampu menerima beban horisontal

### 2.1.4 Kekurangan Pemakaian Geogrid

Geogrid tanpa PVC akan mengalami penurunan tingkat kemampuan penahan gaya tarik. Karena bahan geogrid sangat peka terhadap naik turunnya

temperatur udara, dimana pemuaian akan sangat mudah terjadi terhadap bahan geogrid pada saat mendapatkan temperatur tinggi. Pemuaian akan membuat geogrid getas, dan akhirnya akan mengurangi kuat tarik.

berupa tanah lempung sebaiknya dihindari sebab tanah ini dapat berubah kondisinya sewaktu pekerjaan telah selesai.

## **2.2 Penulangan Tanah**

Pada beton, tulangan yang diberikan pada balok ataupun pelat dalam perencanaan beton bertulang dapat menahan gaya tarik, sehingga meningkatkan kekuatan. Gaya luar dalam bentuk momen positif akan dilawan oleh gaya dalam yang dilakukan oleh tulangan. Beton akan bekerja menahan gaya tekan, tulangan menahan gaya tarik, sehingga kombinasi antara keduanya akan mampu menahan beban yang diberikan pada balok atau pelat tersebut.

Tanah bertulang berawal dari tulangan alamiah oleh akar tanaman dan pohon, yang berkembang menjadi tulangan buatan yang dipadatkan bersama dengan lapisan tanah di belakang dinding penahan. Ikatan antara tulangan dan tanah menaikkan kekuatan arah horizontal dan vertikal, sisi tanah dibelakang dinding penahan mampu berdiri tegak, tingginya naik, daya pikul naik, sehingga secara teoritis, tanah bertulang mampu berdiri sendiri, dan dalam praktek dinding berfungsi sebagai pelindung permukaan. Jika diperhatikan, prinsip tanah bertulang hampir sama dengan beton bertulang. Menggabungkan dua material yang mempunyai sifat berbeda agar membentuk satu kesatuan struktur yang saling menopang.

Tanah bertulang pada dinding penahan adalah konstruksi material yang terdiri dari material timbunan friksional dan lembaran perkuatan (tulangan) linear, biasanya ditempatkan secara horisontal. Sistem tulangan, yang dapat menahan gaya tarik yang tinggi, menahan deformasi lateral massa tanah bertulang, dan lapisan luar, yang mempunyai peranan mencegah material timbunan dibelakang dinding penahan dari kelongsoran.



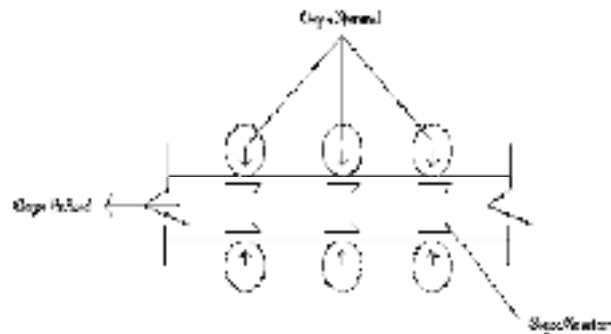
### **2.2.1 Tanah Bertulang**

Tanah bertulang berkembang sejak diperkenalkan oleh seorang arsitek dan engineer Prancis H. Vidal pada tahun 1963, ditandai dengan : (1) dinding penahan tanah pertama yang dibangun di Pragnères, Prancis pada 1965. (2) Kelompok struktur pertama yang dibangun di proyek jalan raya Roquebrune-Menton, selatan Prancis selama tahun 1968-1969. Sepuluh dinding penahan tanah dengan luas total permukaan dinding penahan sekitar 6600 square yard dibangun di lereng yang tidak stabil. (3) Abutmen jembatan untuk jalan raya pertama (ketinggian 46 ft) dibangun di Thionville di 1972. (4) Dinding penahan pertama dibangun di Amerika Serikat pada tahun 1972 pada California State Highway 39 Timur Laut Los Angeles.

Terbukti, ternyata metode tanah bertulang menawarkan penghematan biaya yang signifikan jika dibandingkan dengan alternatif lain yang konvensional bagi kondisi pondasi ditempat tinggi yang sangat sulit. Komponen penyusun suatu dinding penahan tanah dengan perkuatan adalah : perkuatan atau tulangan, tanah timbunan atau tanah asli, elemen untuk lapisan luar dinding penahan. Umumnya, jenis-jenis tulangan yang dipergunakan adalah: strip reinforcement, grid reinforcement, sheet reinforcement, rod reinforcement with anchor.

### **2.2.2 Prinsip dan Interaksi Tulangan-Tanah**

Pada tanah bertulang, mekanisme transfer tegangan tanah adalah gaya gesekan antara tanah dan perkuatan. Dengan gaya gesekan ini, tanah mentransfer tegangan gaya-gaya yang bekerja padanya kepada tulangan-tulangan tersebut. Pengetahuan tentang transfer tegangan pada tanah bertulang telah berkembang dari banyak uji gaya cabut (*pullout*) pada tulangan yang diletakkan pada keadaan yang sebenarnya atau pada model. Tanah dan tulangan membentuk satu kesatuan struktur yang saling menopang dan membagi beban agar dapat dipikul bersama-sama. Transfer geser dapat dilihat pada gambar 41. Beban yang dapat di transfer per luasan tulangan tergantung pada karakteristik *interfacet* tanah dan material tulangan, serta tegangan normal di antara keduanya.



**Gambar 2. 5** Transfer geser tanah -Tulangan

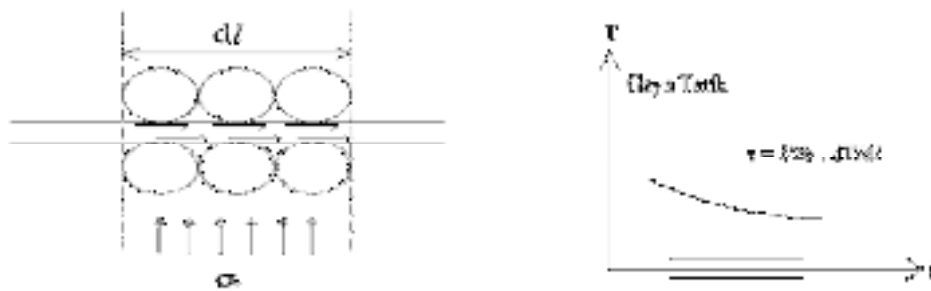
Tegangan normal yang berkerja pada bidang kontak tanah-tulangan masih bergantung pada sifat-sifat teggangan-teggangan tanah, dimana sifat ini juga dipengaruhi oleh besarnya tegangan yang bekerja. Akibatnya, koefisien geser relatif antara tanah dan tulangan ( $\mu$ ) tidak dapat langsung ditentukan dengan satu analisis saja. Karena itu, hasil pengujian seperti uji *pullout*, uji geser langsung (*direct shear test*), uji model yang dilengkapi dengan alat-alat uji, uji struktur skala peuh sering digunakan sebagai dasar untuk memilih nilai-nilai koefisien geser relatif tanah tulangan yang dianggap cocok dengan strukturnya.

Analisisnya keseimbangan lokal dari bagian tulangan dalam tanah menghasilkan kondisi transfer seperti yang terlihat pada gambar 2.2.

$$dT = T_2 - T_1 = 2 b \tau (dl)$$

dimana:

b= lebar tulangan ; L = panjang tulangan ; T = kuat tarik ;  $\tau$  = tegangan geser sepanjang interface tanah dan tulangan.



**Gambar 2. 6** Variasi gaya tarik sepanjang tulangan

Jika  $\tau$  hanya dihasilkan oleh geser interface, maka :

$$\tau = \mu\sigma_v$$

dimana :

$\sigma_v$  = tegangan normal yang bekerja sepanjang tulangan

$\mu$  = Koefisien geser antara tanah dan tulangan

Koefisien geser *interface* antara pasir, lanau dan permukaan material konstruksi yang berbeda dalam uji geser langsung adalah dalam rentang 0.5-0.8 kali tahanan geser langsung yang dapat disembarkan dalam tanah ,yaitu :

$$\mu = \tan \delta = (0.5-0.8) \tan \phi$$

dimana :

$\delta$  = sudut geser antara tanah dan permukaan yang rata.

$\phi$  = sudut geser dalam tanah

Jika nilai  $\sigma_v$  diketahui, maka akan lebih mudah untuk menghitung nilai batasan tahanan *pullout* tulangan. Tetapi perhitungan sederhana tak dapat sepenuhnya diandalkan karena tegangan normal efektif berubah oleh interaksi tulangan dan tanah. Lebih spesifik lagi, regangan geser dibebankan di atas tanah berbutir yang padat, tanah akan cenderung. Jika kecenderungan untuk mengembang dikendalikan sebagian (yaitu : penambahan volume dicegah sebagian ) dengan kondisi batas, tegangan confining lokal dapat naik secara

signifikan. Untuk tanah yang telah diketahui kerapatannya, kecenderungan untuk mengembang berkurang seiring meningkatnya tegangan *confining*. oleh karena itu, efek mengembang pada koefisien geser dihitung dari uji *pullout*.lagipula, dengan kemungkinan yang hanya dimiliki geotekstil, tidak ada tulangan yang mempunyai permukaan rata dan halus sepanjang permukaannya. Oleh sebab itu, koefisien geser yang paling dapat dipercaya diukur dari pengukuran langsung (tampak). Nilainya yang ditentukan disebut sebagai koefisien geser efektif atau tampak, dan biasanya diambil dari tegangan geser tersebar rata-rata sepanjang tulangan dibagi dengan tengangan normal dari tekanan *overburden*.

### 2.3 Akibat Tulangan pada Kekuatan Geser Tanah Penggunaan

Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan perlawanan internal tanah tersebut per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepanjang bidang geser dalam tanah yang dimaksud, Mohr (1980) menyuguhkan sebuah teori tentang keruntuhan pada material yang menyatakan bahwa keruntuhan terjadi pada suatu material akibat kombinasi kritis antara tengangan normal dan geser.

Garis keruntuhan (*failure envelope*) sebenarnya berbentuk garis lengkung. Namun, untuk sebagian besar masalah-masalah mekanika tanah, garis tersebut cukup didekati dengan sebuah garis lurus yang menunjukkan hubungan linear antara tengangan normal dan tengangan geser (coulomb,1776), seperti yang terlihat pada gambar 4.3. persamaan parameter tanah dapat kita tuliskan sebagai berikut:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \emptyset$$

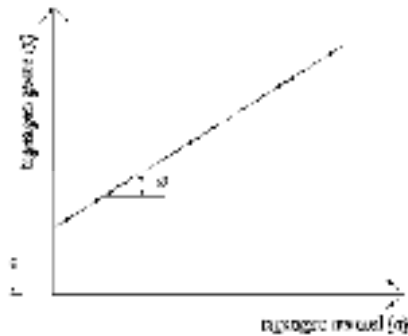
Dimana:

$\tau_f$  = tengangan geser

C = kohesi

$\sigma$  = tengangan normal

$\emptyset$  = sudut geser dalam tanah



**Gambar 2. 7** Hubungan linear antara tengangan normal dan tengangan geser

Berarti, meningkatkan kekuatan geser tanah adalah dengan cara meningkatkan parameter kekuatan geser tanah. Dengan memakai tulangan, parameter kekuatan geser tanah bertambah, sehingga struktur semakin kuat menahan beban. Oleh karena itu, tulangan disebut sebagai material perkuatan. Berikut adalah sebagian hal-hal yang mempengaruhi kekuatan geser tanah.

### 2.3.1 Koefisien Geser Tampak

Berdasarkan pengamatan-pengamatan yang telah dilakukan para ahli melalui pengujian-pengujian menunjukkan bahwa besarnya tegangan normal yang terjadi bergantung pada interaksi antara tanah dan tulangan atau koefisien geser tampak ( $\mu^*$ ). Untuk mendapatkan koefisien geser tampak, maka dilakukan uji *pullout*. Pada uji *pullout*, tulangan ditarik dari massa tanah dan kurva antara displacement- gaya pullout dicatat. Akibat dari dilatansi tanah yang bertambah di sekeliling tulangan, tegangan normal yang bekerja pada permukaan tulangan sebenarnya telah diketahui. Uji *pullout* hanya menghasilkan koefisien geser tampak ( $\mu^*$ ) yang ditentukan oleh perbandingan :

$$\mu^* = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{T}{2bL\sigma_V}$$

Dimana :

$\tau$  = tengangan geser rata-rata sepanjang tulangan

$\sigma_V$  = tengangan *overburden*

T = gaya *pullout* yang bekerja

b = lebar tulangan

L= panjang tulangan

Angka 2, menunjukkan bahwa gaya geser bekerja pada dua sisi tulangan, sisi lebar dan panjang.

Pada tanah berbutir yang padat, nilai  $\mu^*$  biasanya lebih besar dari nilai yang diperoleh dari uji geser langsung, hal ini disebabkan oleh tanah berbutir padat di sekeliling tulangan cenderung meningkatkan volumenya, yaitu mengembang selama diberikan tegangan geser. Ketika tulangan tanah berupa lembaran berusuk digunakan, rusuk-rusuk tersebut menyebabkan daerah geser semakin luas. Baik peningkatan pada volume daerah geser atau peningkatan pada volume daerah geser atau peningkatan tegangan lokal yang disebabkan oleh dilatansi tanah, dapat menghasilkan peningkatan koefisien geser tampak  $\mu^*$ , telah ditinjau kembali dan disimpulkan oleh Schlosser dan Elias (1978), McKittrick (1978), dan Mitchell dan Schlosser (1979). Datanya menghasilkan pertanda bahwa nilai puncak dan residual  $\mu^*$  merupakan fungsi dari sifat alamiah tanah (butiran dan sudut butiran), karakteristik geser tanah, kepadatan tanah, tekanan efektif overburden, factor geometrik dan kekasaran permukaan tulangan, kekakuan tulangan, dan jumlah pasir halus pada timbunan di belakang dinding penahan-faktor ini termasuk yang paling penting.

Pada tulangan yang permukaannya halus,  $\mu^* = \tan \delta$

Pada tulangan yang berusuk  $\mu^* = 1.2 + \log c_u$  pada  $z = 0$

$\mu^* = \tan \emptyset$  pada  $z \geq 6$  m

Dimana :

$c_u$  = koefisien keseragaman, ditentukan oleh penyebaran ukuran butiran dan ditentukan oleh USCS

$\emptyset$  = sudut geser dalam tanah

$\mu^*$  = pada kedalaman 0-6 m, diambil bervariasi secara linear

### 2.3.2 Sudut Geser, Kohesi Tanah dan Tenggangan Overburden

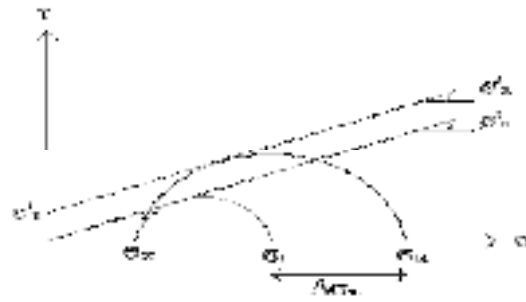
Sudut geser yang bekerja pada tanah bertulang ada 2 (dua) jenis, yaitu:

1. Sudut geser dalam tanah ( $\emptyset$ )
2. Sudut geser antara tanah dan tulangan ( $\delta$ )

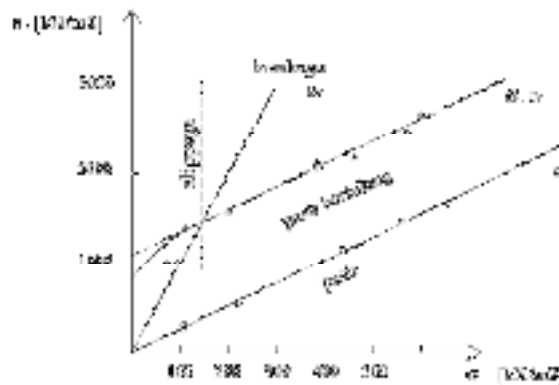
Uji pullout pada tulangan yang dilakukan pada struktur yang sebenarnya, sebaik yang dilakukan di laboratorium dengan memakai pasir padat, telah menunjukkan bahwa nilai koefisien geser tampak menurun ketika tenggangan vertical *overburden* meningkat. Hal ini lebih jelas tampak pada kasus pemakaian tulangan yang berusuk dari pada tulangan yang permukaannya halus. Penurunan  $\mu^*$  karena dilatansi berkurang ketika tekanan keliling bertambah. Di bawah tenggangan *overburden* yang tinggi, nilai  $\mu^*$  mendekati nilai  $\tan \delta$ , untuk tulangan yang permukaannya halus.

Mekanisme kenaikan kuat geser tanah yang diperkuat telah diterangkan menurut beberapa cara:

1. Menurut Schlosser dan Vidal (1969), kuat *Pullout* tulangan dan transfer tenggangan dalam tanah ke tulangan menghasilkan kohesi tampak (*apparent cohesi*).
2. Dengan dipakainya tulangan pada tanah, juga berakibat naiknya tenggangan kekang, hal ini dikemukakan oleh Yang (1972).
3. Basset dan Last (1978) menganggap bahwa tulangan memberikan tahanan anisotropis terhadap pergeseran tanah searah dengan tulangan.
4. Konsep kelakuan tanah dibuktikan oleh Schlosser dan Long (1972) dari hasil uji Triaksial pada contoh tanah yang diberikan tulangan dengan lembaran-lembaran aluminium, bahwa dalam tegangan *confining* kecil, tanah akan runtuh akibat penggelinciran. Dengan adanya tulangan, kekuatan sistem bertambah akibat pengaruh kohesi tampak.



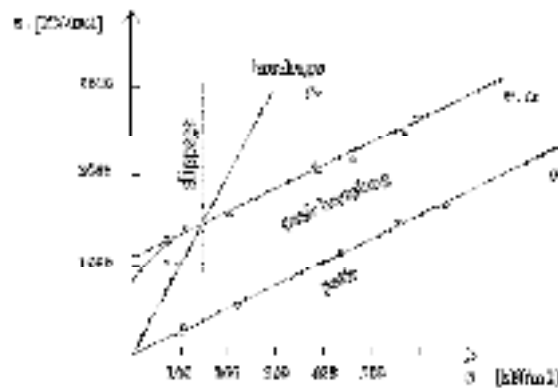
**Gambar 2. 8** Penjelasan kohesi tampak pada peningkatan kekuatan karena tulangan



**Gambar 2. 9** Garis kekuatan untuk pasir dan pasir bertulang

Pada daerah dimana terjadinya keruntuhan akibat putusya tulangan, kekuatan bertambah karena konsep kohesi anisotropis tampak yang dijelaskan dalam diagram Mohr pada Gambar 2.4  $c'R$  adalah kohesi tampak yang dihasilkan tulangan.  $\sigma_{1R}$  adalah peningkatan tegangan utama mayor pada saat keruntuhan. Sudut geser dari pasir bertulang diambil sama dengan pasir tanpa tulang, yang berdasarkan asumsi yang sesuai, dijelaskan pada gambar 2.6.





**Gambar 2. 10** Garis Kekuatan Untuk Pasir dan Pasir Bertulang

Untuk tulangan yang mempunyai tahanan retak tarik ( $R_T$ ) dan spasi vertikal antara lapis tulangan horizontal  $S_V$  geometri yang ditunjukkan pada Gambar 3.4 menghasilkan :

$$R_T = \frac{R_T \sqrt{K_P}}{2S_V}$$

Dimana:

$$K_P = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Seperti yang dinyatakan Yang (1972), kenaikan  $\Delta\sigma_{3R}$  yang tampak pada tekanan confining efektif minor saat keruntuhan adalah :

$$\Delta\sigma_{3R} = \frac{R_T}{S_V}$$

Persamaan garis keruntuhan :

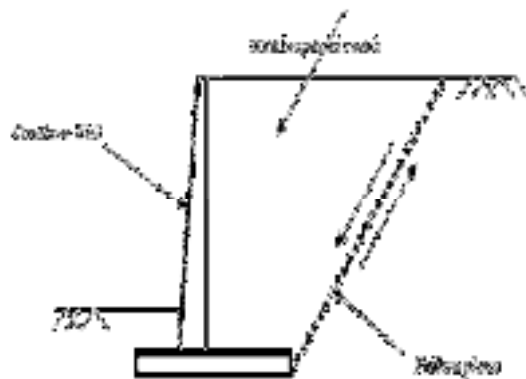
$$\sigma_{1R} = \left( \sigma_{3C} + \frac{R_T}{S_V} \right) K_P$$

## 2.4 Bidang Longsor

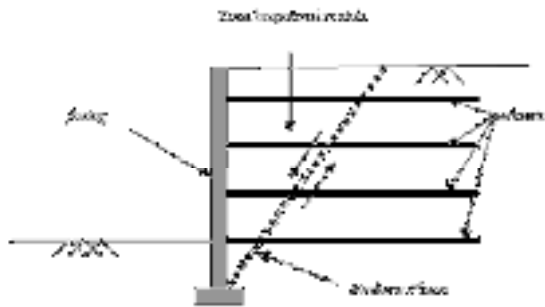
Beberapa anggapan mengenai bidang longsor :

1. Pengukuran struktur tanah bertulang (Schlosser dan Elias ) menunjukkan bahwa penyebaran gaya tarik pada tulangan relative kecil pada muka dinding namun semakin meningkat sampai keadaan maksimum pada jarak tertentu di belakang dinding. Bidang longsor hamper berimpit dengan lokasi-lokasi gaya tarik, namun bergantung pada tipe struktur dan sistem penulangannya.
2. Beberapa penelitian menganggap bidang longsor berasal dari kaki dinding penahan tanah menuju keatas bersudut  $(45 + \phi/2)$  terhadap horizontal.
3. Ada anggapan bidang longsor berbentuk spiral logaritmik.
4. Bentuk-bentuk yang lain seperti bentuk dua garis linear (bilinear) atau campuran bidang longsor lingkaran dan linear (Goure dkk, 1992).
5. Permukaan bidang longsor untuk dinding vertikal dengan tanah bertulang, tulangnya mudah meregang, umumnya dianggap berimpit dengan bidang longsor Rankine (keruntuhan terjadi di sudut  $(45 + \phi/2)$  terhadap bidang horizontal).

Berikut pada gambar 2.7 dan gambar 2.8 di jelaskan mengenai perbedaan bidang longsor saat tanah tanpa tulangan dan dengan tulangan:



**Gambar 2. 11** dinding penahan tanah tanpa tulangan



**Gambar 2. 12** dinding penahan tanah dengan tulangan

### 2.4.1 Distribusi Tegangan Vertikal

Ada tiga anggapan mengenai tegangan vertikal untuk perancangan dinding penahan tanah bertulang :

1. Tegangan vertikal untuk sembarang kedalaman dianggap terbagi rata, yaitu sama dengan tekanan overburden (Lee,dkk 1973 ) :

$$\sigma_v = \gamma$$

$\gamma$  = berat isi basah

$Z$  = kedalaman

2. Tegangan vertikal dihitung berdasarkan metode Meyerhoff (juran dan Schlosser, 1978)

$$\sigma_v = \frac{\gamma z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right)\left(\frac{z}{l}\right)^2}$$

$K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

$Z$  = kedalaman

$\gamma$  = berat isi tanah

$L$  = lebar dinding

3. Tegangan vertikal dianggap mengikuti distribusi trapezium (Bolton, dkk, 1978 ; Murray, 1980 ). Tanah dianggap sebagai struktur yang kaku.

Tekanan tanah yang bekerja dibelakang dinding penahan bertulang cenderung menggulingkan struktur sehingga akan terjadi tegangan vertikal maksimum dibawah dinding penahan tanah dan minimum di bagian belakang. Persamaan tegangan vertikalnya menjadi :

$$\sigma_v = \gamma z ( 1 \mp K_a (\frac{z}{l})^2)$$

Dengan syarat, kondisi tanah timbunan dianggap tanah berbutir dengan kohesi  $c=0$ , struktur tidak terbebani beban merata di atasnya.

#### 2.4.2 Distribusi Tegangan Horizontal

Perhitungan tegangan horizontal dianggap sama pada tegangan vertikal tersebut di atas. Ada tiga anggapan mengenai tegangan horizontal untuk perancangan dinding penahan tanah bertulang :

1. Tegangan horizontal untuk sembarang kedalaman dianggap terbagi rata, yaitu sama dengan tekanan overburden (Lee, dkk1973) :

$$\sigma_h = K_a \gamma z$$

2. Tegangan horizontal dihitung berdasarkan metode Meyerhoff (Juran dan Schlosser, 1978)

$$\sigma_v = \frac{K_a \gamma z}{1 - (\frac{K_a}{3})(\frac{z}{l})^2}$$

$K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

$z$  = kedalaman

$\gamma$  = berat isi tanah

$L$  = lebar dinding

3. Tegangan horizontal sama dengan koefisien tekanan tanah lateral ( $K_a$ ) dikali dengan tegangan vertikal maksimum tepat di belakang elemen permukaan ( penutup depan). Dalam persamaan dituliskan:

$$\sigma_v = K_a \gamma z ( 1 \mp K_a (\frac{z}{l})^2)$$

Persamaan terakhir dapat dipakai untuk menghitung gaya tarik maksimum tulangan. Tulangan yang berada di bagian bawah, biasanya permukaan bidang longsor adalah lokasi gaya tarik maksimum.

#### 2.4.2.1 Gaya Horizontal yang Ditahan Tulangan

Tegangan-tegangan vertikal dan horizontal pada bidang simetris yang berada di antara dua tulangan merupakan tegangan-tegangan utama, oleh karena itu tegangan geser pada bidang ini dianggap sama dengan nol.

Gaya tarik maksimum dalam tulangan dihitung dengan meninjau keseimbangan horizontal pada tiap-tiap pias, yaitu dengan menganggap setiap tulangan harus menahan gaya horizontal sebesar setengah tinggi tanah ke bawah dan setengah tinggi ke atas. Dengan anggapan tersebut, maka setiap tulangan harus menahan gaya horizontal sebesar :

$$\Delta p_h = \sigma_h \Delta H = K \sigma_v \Delta H$$

Dimana :

$\Delta p_h$  = gaya horizontal per meter lebar pada dinding setinggi H

$\Delta H$  = jumlah dari jarak setengah tinggi tanah bagian atas dan setengah tinggi tanah bagian bawah

K = koefisien tekanan tanah lateral

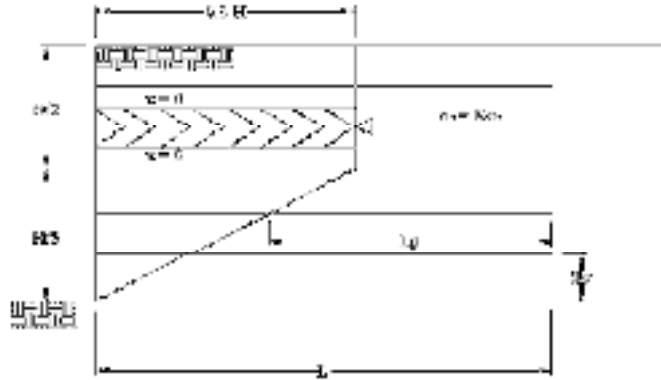
$\sigma_v$  = tegangan vertikal pada kedalaman yang ditinjau

Jika spasi vertikal tulangan seragam, maka  $\Delta H = s_v$ . Untuk kondisi ini, gaya horizontal yang harus didukung tulangan adalah :

$$\Delta p_h = \sigma_h s_v = K \sigma_v s_v$$

Untuk tulangan yang berbentuk lajur, dengan jarak pusat ke pusat arah vertikal  $s_v$ , dan arah horizontal  $s_h$  maka :

$$\Delta p_h = \sigma_h s_v s_h = K \sigma_v s_v s_h$$



**Gambar 2. 13** Gaya horizontal yang harus ditahan tulangan

## 2.5 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun akibat beban yang bekerja di atasnya. Pada saat ini, konstruksi dinding penahan tanah sudah cukup lama dikenal didunia. Salah satu bukti peninggalan sejarah bahwa dinding penahan tanah telah digunakan pada masa lampau adalah Tembok Raksasa China yang mulai dibangun pada zaman dinasti Qin (221 SM) sepanjang 6.700 km dari timur ke barat china dengan tinggi 8 meter, lebar bagian atasnya 5 meter, sedangkan lebar bagian bawahnya 8 meter. Bukti lainnya yaitu taman gantung babylonia yang dibangun diatas bukit batuan yang bentuknya berupa podium bertingkat yang ditanami pohon, rumput dan bunga-bunga serta ada air terjun buatan berasal dari air sungai eufrat yang dialirkan ke puncak bukit lalu mengalir melalui saluran buatan, yang dibangun pada zaman raja Nebukadnezar (612 SM) dengan tinggi 107 meter. Tembok barat di Yerusalem (37 SM) juga dicatat sebagai bukti peninggalan sejarah yang telah memakai dinding penahan tanah dalam konstruksinya, dibangun pada zaman raja Herodes sebagai tembok penyangga kota Yerusalem. Sekarang tembok ini lebih populer dengan sebutan tembok rapatan. Tembok ini terbuat dari batu bata dan batuan gunung.



Gambar (a)



Gambar (b)



**Gambar 2. 14** contoh bangunan dari masa lalu yang memakai dinding penahan tanah:(a)Tembok raksasa China; (b) Taman Gantung Babylonia; (c) Tembok barat Yerusalem

### 2.5.1 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah sebuah struktur yang didesain dan dibangun untuk menahan tekanan lateral ( horisontal) tanah ketika terdapat perubahan dalam elevasi tanah yang melampaui sudut at-rest dalam tanah. Faktor penting dalam mendesain dan membangun dinding penahan tanah adalah mengusahakan agar dinding penahan tanah tidak bergerak ataupun tanahnya longsor akibat gaya gravitasi. Tekanan tanah lateral di belakang dinding penahan tanah bergantung kepada sudut geser dalam tanah ( $\phi$ ) dan kohesi ( $c$ ). Tekanan lateral meningkat dari atas sampai ke bagian paling bawah pada dinding penahan tanah. Jika tidak direncanakan dengan baik, tekanan tanah akan mendorong

dinding penahan tanah yang tidak terdisipasi oleh sistem drainase yang baik, untuk mengurangi tekanan hidrostatis dan meningkatkan stabilitas tanah.

### **2.5.2 Jenis Dinding Penahan Tanah**

Di kebanyakan proses konstruksi, terkadang diperlukan perubahan penampang permukaan tanah dengan suatu cara untuk menghasilkan permukaan vertikal atau yang dekat dengan permukaan vertikal tersebut (Whitlow, 2002). Penampang baru tersebut mungkin saja dapat memikul beban sendiri, tetapi dalam beberapa kasus, sebuah struktur dinding penahan lateral membutuhkan dukungan. Dalam analisis stabilitas, kondisi tanah asli ataupun material pendukung sangatlah penting. Karena berhubungan dengan dampak Bergeraknya dinding penahan atau kegagalan struktur setelah proses konstruksi.

Jika struktur dinding penahan tanah telah didukung dengan material lain sehingga bergerak mendekati tanah, maka tekanan horisontal dalam tanah akan meningkat, hal ini disebut tekanan pasif, jika dinding penahan bergerak menjauh dari tanah, tekanan horisontal akan menurun dan hal ini disebut tekanan aktif. Jika struktur dinding penahan tanah dapat dibedakan atas 2 bagian yakni Sistem Stabilisasi Eksternal (Eksternally Stabilized System) yang terbagi atas gravity walls dan In-situ atau Embedded Walls dan System Stabilisasi Internal (Internally Stabilized System) yang terbagi atas Reinforced Soil Walls dan In-Situ Reinforcement.

#### **2.5.2.1 Gravit Walls**

##### **a. Masonry wall**

Dapat terbuat dari beton, batu bata ataupun batu keras. Kekuatan dari material dinding penahan biasanya lebih kuat dari pada tanah dasar. Kakinya biasanya dibuat dari beton dan biasanya akan mempunyai lebar sepertiga atau setengah dari tinggi dinding penahan. Stabilitas dinding ini tergantung kepada massa dan bentuk..

##### **b. Gabion wall**



Gabion ada kumpulan gubus yang terbuat dari galvanized steel mesh atau woven strip, atau plastic mesh (hasil anyaman) dan diisi dengan pecahan batu atau cobbles, untuk menghasilkan dinding penahan tanah yang mempunyai saluran drainase bebas.

**c. Crib wall**

Dinding penahan tanah jenis ini dibentuk dengan beton precast, stretchers dibuat paralel dengan permukaan vertikal dinding penahan dan header diletakkan tegak lurus dengan permukaan vertical. Pada ruang yang kosong diisi dengan material yang mempunyai drainase bebas, seperti pasir dan hasil galian.

**d. Reinforced concrete wall ( cantilever Reinforced concrete wall)**

Reinforced concrete cantilever walls adalah bentuk modern yang paling umum dari gravity wall, baik dalam bentuk L atau bentuk T terbalik. Dibentuk untuk menghasilkan lempengan kantilever vertikal, kantilever sederhana, beberapa menggunakan berat dari timbunan dibelakang dinding untuk menjaga agar dinding tetap stabil. Hal ini cocok digunakan untuk dinding sampai ketinggian 6 m (Withlow, 2001).

**2.5.2.2 In Situ Or Embedded Walls**

**a. Sheet Pile Wall**

Jenis ini merupakan struktur yang fleksibel yang dipakai khususnya untuk pekerjaan sementara dipelabuhan atau di tempat yang mempunyai tanah jelek. Material yang dipakai adalah *timber*, beton *pre-cast* dan baja. Timber cocok dipakai untuk pekerjaan sementara dan tiang penyangga untuk dinding kantilever dengan ketinggian sampai 3 m. Beton *pre-cast* dipakai untuk struktur permanen yang cukup berat. Sedangkan baja telah banyak dipakai, khususnya untuk kantilever dan dinding penahan jenis *tied-back*, dengan berbagai pilihan penampang, kapasitas tekuk yang kuat dan dapat digunakan lagi untuk pekerjaan sementara. Kantilever akan mempunyai nilai ekonomis jika hanya dipakai sampai ketinggian 4 m (Whitlow, 2001) *Anchored* atau

dinding *tie-back* dipakai untuk penggunaan yang luas dan berbagai aplikasi ditanah yang berbeda-beda.

#### **b. Braced Of Propped Wall**

*Props, braces, shores* dan *struts* biasanya ditempatkan didepan dinding penahan tanah. Material-material tersebut akan mengurangi defleksi lateral dan momen tekuk serta pemancangan tidaklah dibutuhkan. Dalam saluran drainase, dipakai *struts* dan *wales*. Dalam penggalian yang dengan area yang cukup luas, dipakai *framed shores* dan *raking shores*.

#### **c. Contiguous dan Secant Bored-Pile Wall**

Dinding contiguous bored pile dibentuk dari satu atau dua baris tiang pancang yang dipasang rapat satu sama lain..

#### **d. Diaphragm Wall**

Biasanya dibangun sebagai saluran sempit yang telah digali untuk sementara diperkuat oleh *bentonite slurry*, material perkuatan ditumpahkan kesaluran dan beton ditaruh melalui sebuah *tremie*. Metode ini dipakai ditanah yang sulit dimana *sheet piles* akan bermasalah atau level dengan muka air yang tinggi atau area terbatas.

### **2.5.2.3 Reinforced Soil Walls**

Menurut Schlosser ( 1990), konsep dari *reinforced earth* diperkenalkan oleh Henry Vidal di Prancis. Vidal mengamati bahwa ketika lapisan pasir diberi pemisah berupa lembaran horisontal yang terbuat dari baja, tanah tersebut lebih kuat menahan pembebasan secara vertikal. Kemudian selajutnya jenis perkuatan ini mulai dipakai untuk perkuatan dalam konstruksi dinding penahan tanah.

### **2.5.2.4 In Situ Reinforcement**

#### **a. Soil Nailing**

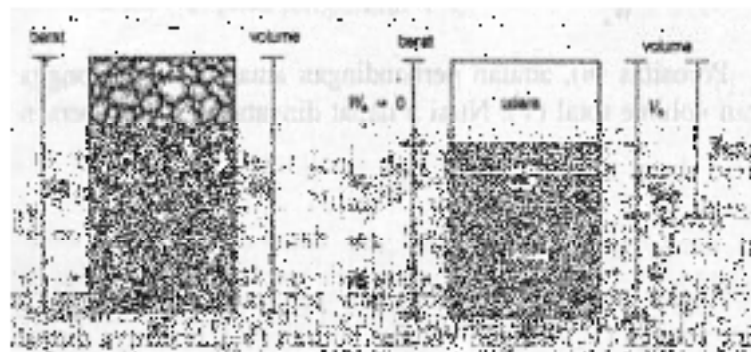
Jenis perkuatan ini merupakan metode *In-Situ Reinforcement* yang menggunakan material berupa baja atau elemen metalik lain yang dimasukkan

atau dengan melakukan *grouting* di dalam lubang yang telah di gali, tetapi materialnya bukan merupakan *pre-stressed*.

## 2.6 Tanah

Beban utama yang dipikul oleh dinding penahan tanah adalah berat tanah itu sendiri. Oleh karena itu diperlukan pengetahuan yang memadai tentang tanah untuk dapat mendesain dinding penahan tanah.

Tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk ( yang berartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut tanah umumnya dapat disebut sebagai kerikil (gravel), pasir (sand) lanau (silt), atau lempung (clay), tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Untuk menerangkan hal di atas, berikut adalah gambar diagram fase tanah.



**Gambar 2. 15** Diagram fase tanah

Besarnya kadar air dan udara berpengaruh besar pada stabilitas tanah, oleh karena itu tidak semua jenis tanah dapat digunakan untuk timbunan di belakang dinding penahan tanah. Bahan timbunan yang paling baik digunakan adalah tanah yang kering dan tidak kohesif.

### 2.6.1 Kriteria Umum Tanah Timbunan

Sebelum melakukan desain, terlebih dahulu kita harus mengetahui nilai-nilai berat volume ( $\gamma$ ), kohesi ( $c$ ), sudut geser dalam tanah yang digunakan

dalam hitungan tekanan tanah lateral. Nilai-nilai  $c$  dan  $\phi$  dapat ditentukan dari uji geser dan test triaksial. Tipe-tipe tanah timbunan untuk dinding penahan tanah menurut Terzaghi dan Peck (1948) adalah:

- Tanah berbutir kasar, tanpa campuran partikel halus, sangat lolos air (pasir bersih atau kerikil).
- Tanah berbutir kasar dengan permeabilitas rendah karena tercampur oleh partikel lanau.
- Tanah residu (residual soil) dengan batu-batu, pasir berlanau halus dan material berbutir dengan kandungan lempung yang cukup besar.
- Lemung lunak atau sangat lunak, lanau organik, atau lempung berlanau.
- Lempung kaku atau sedang yang diletakkan dalam bongkahan-bongkahan dan dicegah terhadap masuknya air hujan kedalam sela-sela bongkahan tersebut saat hujan atau banjir. Jika kondisi ini tidak dapat dipenuhi, maka lempung sebaiknya tidak dipakai untuk tanah timbunan. Dengan bertambahnya kekakuan tanah lempung maka bertambah pula bahaya ketidakstabilan dinding penahan akibat infiltrasi air yang bertambah dengan cepat.

Hal pertama yang dilakukan saat mendesain dinding penahan tanah adalah menggunakan salah satu dari lima material di atas. Contoh 1 sampai 3 mempunyai sudut geser dalam tanah dengan permeabilitas sedang, ditentukan dengan uji triaksial *drained*, karena angka pori-pori tanah ini dapat menyesuaikan sendiri selama melaksanakan pekerjaan. Penyesuaian butiran sering dengan berjalannya waktu, akan mengurangi angka pori dan meningkatkan kuat geser dalam tanah. Untuk perhitungan, kohesi untuk tanah timbunan jenis 1-3 sebaiknya diabaikan.

Untuk jenis 4 dan 5, nilai  $c$  dan  $\phi$  ditentukan dari pengujian triaksial *undrained*. Pengujian dilakukan pada contoh tanah dengan kepadatan dan kadar air yang diusahakan sama seperti yang diharapkan terjadi dilapangan, pada waktu tanah timbunan selesai diletakkan. Penggunaan tanah timbunan berupa tanah lempung sebaiknya dihindari sebab tanah ini dapat berubah kondisinya sewaktu

## 2.7 Umum

Sebelum melakukan proses konstruksi sebuah dinding penahan, harus dilakukan proses analisis untuk menghitung stabilitas terhadap faktor-faktor penyebab kegagalannya, analisis itu disebut stabilitas internal (*internal stability*) dan stabilitas eksternal (*external stability*). Prosedur perhitungan desain untuk struktur dinding penahan bertulang berupa perhitungan analisis stabilitas eksternal dan internal biasanya dilakukan secara terpisah.

Untuk stabilitas internal, ada dua anggapan terhadap mekanisme kegagalan: (1) kegagalan akibat putusnya tulangan – dirancang untuk memastikan apakah penampang melintang tulangan sudah memenuhi syarat; dan (2) kegagalan akibat tercabutnya (*pullout*) tulangan – dirancang untuk memastikan apakah luasan permukaan dan panjang tulangan sudah memenuhi syarat.

Untuk stabilitas eksternal, struktur dinding penahan dengan tulangan dianggap sebagai sebuah struktur gravitasi, dan ada tiga anggapan mekanisme kegagalan yang dianalisa: (1) pergeseran struktur dan dasar struktur ; (2) kegagalan daya dukung tanah dibelakang dinding maupun di bawah dinding ; (3) kegagalan umum pada sebuah lokasi termasuk pada struktur dinding penahan.

## 2.8 Stabilitas eksternal

Stabilitas eksternal pada dinding penahan tanah bergantung pada kemampuan massa bertulang untuk menahan beban-beban dari luar (eksternal), termasuk tekanan tanah bertulang dibelakang dinding penahan dan beban yang akan bekerja di atas dinding penahan dan beban yang akan bekerja diatas dinding penahan (jika ada), tanpa adanya satupun kegagalan dari mekanisme-mekanisme berikut; kegagalan akibat pergeseran sepanjang dasar dinding atau sepanjang semua *plane* di atas dasar dinding, penggulingan di sekitar kaki dinding penahan, kegagalan akibat daya dukung tanah pondasi, serta kegagalan stabilitas lereng global.

Metode yang dipakai di mekanika tanah dan teknik pondasi dipakai untuk mengevaluasi faktor keamanan melawan mekanisme-mekanisme kegagalan di atas, antara lain sebagai berikut :

### 2.8.1 Faktor Keamanan Terhadap Kegagalan Geser

Kuat geser material timbunan dan tanah pondasi harus cukup lebih besar untuk menahan tegangan horisontal akibat beban hidup yang digunakan pada massa tanah bertulang. Faktor keamanan untuk dinding penahan agar dapat menahan kegagalan geser biasanya diambil sebesar 1.5 bagi sebagian besar perancang dinding penahan tanah. Jika ada beban *surchage* sebesar  $q$  bekerja di atasnya, tanah timbunan berupa tanah berbutir ( $c=0$ ), tekanan tanah aktif total yang ditimbun oleh tanah dibelakang struktur dinding penahan bertulang (gambar4.2) dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$p_a = p_E + p_q = \frac{k_a \gamma H^2}{2} + k_a q H$$

Dimana:

$p_E$  = resultante tekanan tanah horisontal akibat tanah bertulang pada dinding penahan

$p_q$  = resultan tekanan tanah horisontal akibat beban *surchage*

$H$  = tinggi dinding penahan

$k_a$  = koefisien tekanan tanah aktif

$\gamma$  = berat isi tanah

$q$  = beban *surchage*

Reaksi vertikal terhadap beban berat dinding dan beban *surchage* adalah:

$$\Sigma W = (w + q_l)$$

$$R_b = (w + q_l) \tan \delta_b = (\gamma_1 H L + q_l) \tan \delta_b$$

Dimana:

W = berat tanah yang diberi tulangan

q = beban surcharge

L = panjang tulangan

$\gamma_1$  = berat isi massa tanah yang diberi tulangan

$\delta_b$  = sudut geser tanah antara tanah dasar dan dasar dinding

H = tinggi dinding penahan

Untuk permukaan dinding vertikal, faktor aman terhadap pergeseran dinyatakan oleh persamaan:

$$FS_{geser} \geq 1.5$$

$$FS_{geser} = \frac{R_b}{P_a} = \frac{\gamma_1 H L + qL \tan \delta_b}{\frac{K_a \gamma H^2}{2} + K_a q H} \geq 1.5$$

Dengan menggunakan FS sebesar 1.5, panjang tulangan yang dibutuhkan untuk stabilitas guna menahan geser dinding penahan vertikal dengan beban surcharge q dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$L = \frac{1.5 K_a (q + \frac{\gamma H}{2})}{\gamma_1 \tan \delta_b}$$

$$K_a = \tan(45^\circ - \frac{\emptyset}{2})$$

Dimana:

$\gamma$  = berat isi massa tanah di belakang massa tanah bertulang, biasanya

nilainya sama dengan  $\gamma_1$ .

$\emptyset$  = sudut geser tanah yang diberi tulangan, biasanya sama dengan  $\delta_b$





$W$  = berat struktur dinding penahan

$L$  = lebar struktur dinding penahan

$P_E$  = resultante tekanan tanah horisontal akibat tanah bertulang pada Dinding penahan.

$P_q$  = resultante tekanan tanah horisontal akibat beban *surcharger*.

### 2.8.3 Faktor Keamanan Terhadap Kegagalan Daya Dukung Tanah Dasar

Daya dukung tanah dasar harus dicek untuk memastikan apakah beban vertikal yang bekerja akibat dinding dan *surcharger* tidak berlebihan. Faktor keamanan (FS) yang biasanya dipakai untuk tipe kegagalan adalah 2.0. faktor keamanan ini lebih rendah dari yang dipakai untuk dinding penahan konvensional karena sifat fleksibel yang dimiliki oleh dinding penahan bertulang dan kemampuannya untuk berfungsi maksimal bahkan setelah menerima *differential settlement* (penurunan tak seragam) yang cukup besar.

Nilai-nilai faktor daya dukung pondasi dari usulan-usulan Meyerhoff (1963), Brinch Hansen (1961) dan Vesic (1973) dituliskan dalam tabel berikut :

**Tabel 2.1** Faktor-faktor daya dukung Meyerhoff (1963), Brinch Hansen (1961), dan vesic (1973).

$\phi$ (°)	Meyerhoff (1963)			Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	Nc	Nq	N $\gamma$	Nc	Nq	Nc	Nc	Nq	N $\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	5.14	1.00	0.00	5.14	1.00	0.00
1	5.38	1.09	0.00	5.38	1.09	0.00	5.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.02	5.90	1.31	0.02	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.04	6.19	1.43	0.05	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.07	6.49	1.57	0.07	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.15	7.16	1.88	0.16	7.16	1.88	0.71

8	7.53	2.06	0.21	7.53	2.06	0.22	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	0.28	7.92	2.25	0.30	7.92	2.25	1.03
10	8.34	2.47	0.37	8.34	2.47	0.39	8.34	2.47	1.22
11	8.80	2.71	0.47	8.80	2.71	0.50	8.80	2.71	1.44
12	9.28	2.97	0.60	9.28	2.97	0.63	9.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	0.74	9.81	3.26	0.78	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	0.92	10.37	3.59	0.97	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	1.13	10.98	3.94	1.18	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	1.37	11.63	4.34	1.43	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	1.66	12.34	4.77	1.73	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	2.00	13.10	5.26	2.08	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	2.40	13.93	5.80	2.48	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	2.87	14.83	6.40	2.95	14.83	6.40	5.39
21	15.81	7.07	3.42	15.81	7.07	3.50	15.81	7.07	6.20
22	16.88	7.82	4.07	16.88	7.82	4.13	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	4.82	18.05	8.66	4.88	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	5.72	19.32	9.60	5.75	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	6.77	20.72	10.66	6.76	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	8.00	22.25	11.85	7.94	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	9.46	23.94	13.20	9.32	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	11.19	25.80	14.72	10.94	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	13.24	27.86	16.44	12.84	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	15.67	30.14	18.40	15.07	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	18.56	32.67	20.63	17.69	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	22.02	35.49	23.18	20.79	35.49	23.18	30.21
33	38.34	26.09	26.17	38.34	26.09	24.44	38.34	26.09	35.19
34	42.16	29.44	31.15	42.16	29.44	28.77	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	37.15	46.12	33.30	33.92	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	44.43	50.59	37.75	40.05	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	53.27	55.63	42.92	47.38	55.63	42.92	66.19
38	61.35	48.93	64.07	61.35	48.93	56.17	61.35	48.93	78.02
39	67.87	55.96	77.33	67.87	55.96	66.76	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	93.69	75.31	64.20	79.54	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	113.99	83.86	73.90	95.05	83.86	73.90	130.21
42	93.71	85.37	139.32	93.71	85.37	113.96	93.71	85.37	155.54
43	105.11	99.01	171.14	105.11	99.01	137.10	105.1	99.01	186.53
44	118.37	115.3	211.41	118.37	115.31	165.58	118.3	115.31	224.63
45	133.87	134.8	262.74	133.87	134.87	200.81	133.8	134.87	271.75
46	152.10	158.5	328.73	152.10	158.50	244.65	152.1	158.50	330.34
47	173.64	187.2	414.33	173.64	187.21	299.52	173.6	187.21	403.65
48	199.26	222.3	526.45	199.26	222.30	368.67	199.2	222.30	496.00

49	229.92	265.5	674.92	229.92	265.50	456.40	229.9	265.50	613.14
50	266.88	319.0	873.86	266.88	319.06	568.57	266.8	319.06	762.86

Eksentritas  $e$ , dicari dengan mengatur jumlah momen di sekitar garis tengah massa tanah yang bertulang agar sama dengan nol. Untuk kondisi pembebanan seperti yang terlihat pada Gambar 4.2,e adalah :

$$E = \frac{\sum MD}{R_V} = \frac{P_q\left(\frac{H}{2}\right) + P_E\left(\frac{H}{3}\right)}{R_V}$$

Dimana:

$R_V$  = reaksi vertikal (jika terdapat beban blok beton di muka dinding

Penahan, maka dimasukkan ke dalam perhitungan reaksi vertikal)

$P_E$  = resultan tekanan tanah horisontal akibat tanah bertulang pada dinding

Penahan

$$= \frac{K_a \gamma H^2}{2}$$

$P_q$  = resultan tekanan tanah horisontal akibat beban *surcharge*.

$$= K_a q H$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

Eksentrisitas,  $e$ , harus lebih kecil dari  $1/6$  x panjang tulangan,  $L$  ketika memakai distribusi tahanan Meyerhoff. Untuk eksentritas yang lebih besar, tahanan dukung meningkat dengan cepat, dengan luasan persinggungan efektif yang lebih kecil ( $L-2e$ ), membuat asumsi Meyerhoff tentang distribusi tahanan seragam lebih masuk akal.

Tegangan vertikal di bawah dinding penahan kemudian di asumsikan bereaksi di sepanjang  $L-2e$ . Besarnya tegangan dukung tanah pondasi dicari dengan membagi reaksi vertikal dengan panjang dinding yang telah direduksi.

$$\sigma_v = \frac{w+qL}{l-2e}$$

Faktor keamanan (FS) terhadap kegagalan daya dukung tanah adalah:

$$FS_{\text{daya dukung}} = \frac{q_{ult}}{q_v}$$

Dimana :

$$q_{ult} = \text{daya dukung ultimit}$$

Daya dukung ultimit tanah dasar dapat dihitung dengan menggunakan Metode Vesic. Vesic menyarankan penggunaan faktor-faktor kapasitas daya dukung yang diperoleh dari beberapa penelitian yang telah dirangkum sesuai dengan prinsip superposisi. Diperoleh persamaan daya dukung ultimate untuk pondasi memanjang:

$$q_u = cN_c + p_o N_q + 0.5B\gamma N_\gamma$$

Persamaan daya dukung vesic yang selengkapnya memasukkan pengaruh-pengaruh seperti kedalaman, bentuk pondasi, kemiringan dan eksentrisitas beban, kemiringan dasar dan kemiringan permukaan.

$$q_u = \frac{q_u}{B'L'} = S_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0.5 B \gamma N_\gamma b$$

Berikut ini faktor-faktor daya dukung untuk masukan persamaan vesic :

## 2.9 Stabilitas Internal

Massa tanah bertulang dibagi menjadi dua daerah, zona aktif dan zona penahan . zona aktif berada tepat dibelakang muka dinding. Pada daerah ini, tanah cenderung bergerak menjauh dari tanah dibelakangnya. Tegangan yang berasal

dari gerakan ini diarahkan dipindahkan ke zona penahan dimana tahanan geser tanah dikerahkan diarah yang berlawanan untuk mencegah tercabutnya tulangan. Gambar 4.4 menunjukkan dua daerah yang berbeda. Tulangan menahan dua daerah yang berbeda ini bersama-sama sehingga membentuk massa tanah yang menyatu.

Stabilitas internal adalah stabilitas massa tanah bertulang pembentuk dinding penahan tanah bertulang terhadap pengaruh gaya-gaya yang bekerja. Analisis stabilitas internal struktur tanah bertulang meliputi resiko-resiko sebagai berikut : putusnya tulangan dan tercabutnya tulangan dari zona penahan.



**Gambar 2. 17** Zona aktif dan zona penahan dinding penahan

### 2.9.1 Faktor Keamanan Terhadap Putusnya Tulangan

Tulangan-tulangan tidak boleh putus saat menahan tahanan— tahanan yang dipindahkan oleh tanah ke tulangan tersebut. Biasanya, faktor keamanan terhadap putusnya tulangan diambil sebesar 3.0. faktor keamanan terhadap putusnya tulangan diambil ( $FS_R$ ) dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$FS_R = \frac{T_i}{\Delta p_h}$$

Persamaan tersebut berlaku untuk tulangan lembaran tipis yang luas penampangnya diabaikan. Tetapi, untuk tulangan dengan sistem engker luas tulangnya tidak dapat diabaikan, maka akan berlaku persamaan:

$$FS_R = \frac{T_i A_t}{\Delta p_h}$$

Dimana:

$T_i$  = kuat tarik izin tulangan

$A_t$  = Luas penampang tulangan

$\Delta p_h$  = gaya horizontal

## 2.9.2 Faktor Keamanan Terhadap Tercabutnya Tulangan

Tulangan-tulangan harus cukup panjang, sehingga tanah pada zona aktif yang akan longsor dapat ditahan oleh tahanan geser tulangan yang berada pada zona penahan. Gaya tahan tulangan maksimum per meter lebar yang dapat dihasilkan dari geser antara tanah dan tulangan adalah:

$$T_{maks} = 2 \mu \sigma_v l_p$$

$l_p$  = panjang tulangan yang berada di zona penahan.

Untuk yang berbentuk lajur dengan lebar  $b$ , tahanan geser maksimum adalah :

$$T_{maks} = 2 \mu \sigma_v b l_p$$

Faktor keamanan terhadap bahaya tercabutnya tulangan ( $F_p$ ) dinyatakan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut:

(1) Untuk tulangan berbentuk lembaran :

$$F_{S_p} = \frac{2 \mu \sigma_v l_p}{\Delta p_h}$$

Dimana:  $L_p = L - 0.3 H$  untuk kedalaman  $z < H/2$

$$L_p = L - \frac{H - z}{\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})}$$

Dimana:

$L_p = L - 0.3H$  untuk kedalaman  $z < H/2$

$$L_p = L \cdot \frac{H-Z}{\tan 45^\circ + \frac{\phi}{2}}$$

## 2.10 Bentuk Bidang Longsor Potensial dan Koefisien Tekanan Tanah Lateral

Perbatasan antara zona aktif dan zona penahan sangat penting, karena akan menentukan titik dimana gaya tarik maksimum pada tulangan dan bersesuaian ke permukaan longsor potensial di dalam massa tanah bertulang. Beberapa desainer menggunakan permukaan kegagalan rankine yang garisnya mulai dari dasar dinding ke permukaan tanah di sudut  $45 + \phi/2$  arah horizontal. Jenis tulangan yang lain didesain menggunakan bidang longsor bilinear ke rata-rata permukaan lengkung. Koefisien tekanan tanah lateral yang digunakan dalam hitungan bervariasi menurut kedalaman dari permukaan timbunan, yaitu:

$$K = k_o - (z_i/6)(k_o - k_a) \text{ untuk } z_i \leq 6 \text{ m}$$

$$K = k_a \text{ untuk } z_i > 6 \text{ m}$$

$$k_o = 1 - \sin \phi$$

$z_i$  = kedalaman tulangan terhadap permukaan tanah timbunan

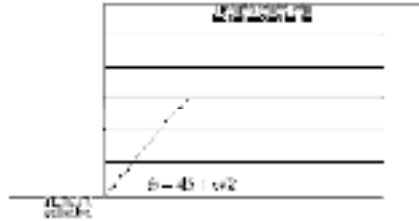
Untuk tanah dengan tulangan-tulangan yang merenggang atau tulangan-tulangan yang mudah merenggang, fleksibel, atau tulangan-tulangan yang memungkinkan tanah pembentuk berdeformasi relative besar (seperti geogrid) maka digunakan  $K = K_a$  (Gambar 4.5a), dan bidang longsor potensialnya Rankine (Gambar 4.4b)

### Bidang-bidang Longsor Potensial



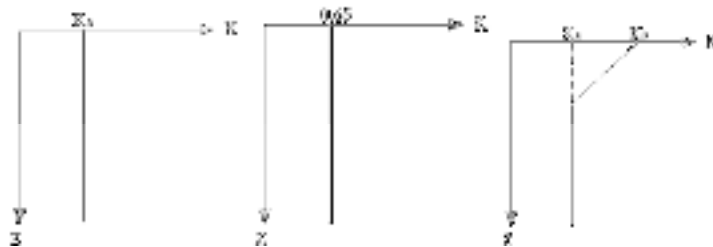
a) Bidang Longsor In-Siitu

b) Rankine



b) Bilinear

**Gambar 2. 18** Bidang-bidang Longsor Potensial



a) Geotekstil dan Geogrid

b) welded Wire

c) Lajur metal/Grid

**Gambar 2. 19** Variasi koefisien tekanan tanah laterl (K) untuk berbagai tipe strukrur dinding penahan bertulang

## 2.11 Desain Dengan Geogrid

Sama halnya desain menggunakan geotekstil, desain dengan geogrid juga memperhitungkan stabilitas eksternal seluruh massa dinding penahan tanah (geser/gelincir, guling dan daya dukung) dan stabilitas internal. Stabilitas



eksternal didalam massa tanah yang diperkuat meliputi spasi geogrid, panjang pengangkuran dan kekuatan sambungan.

Langkah-langkah desain suatu dinding penahan tanah yang diperkuat dengan geogrid :

Langkah 1 : Tentukan tinggi desain dan beban-beban eksternal

Langkah 2 : Tentukan parameter-parameter teknis tanah

Langkah 3 : Tentukan faktor keamanan desain (FS)

- Stabilitas eksternal:
  - Gelincir = 1,5
  - Guling = 2,0
  - Daya dukung = 2,0
  - Tekanan pondasi maksimum  $\leq$  daya dukung izin
  - Eksentrisitas  $\leq L/6$
- Stabilitas internal
  - Cabut  $\geq 1,5$
  - Kuat tarik izin  $T_a$

Langkah 4 : Tentukan jenis penutup permukaan serta tipe dan jarak permukaan

Jenis penutup muka tipe bloc beton dengan perkuatan dari geogrid. Berdasarkan dimensi block beton sistem dinding yang akan digunakan, jarak vertikal antara perkuatan adalah 0,40, 0,80, dan 1,40 m.

Langkah 5 : Tentukan panjang perkuatan

Untuk lereng timbunan horizontal dapat digunakan persyaratan  $L = 0,7 H$  dan 2,5 m, dimana H merupakan tinggi rencana struktur. Struktur dengan beban timbunan tambahan yang miring atau beban terpusat lainnya (seperti pada timbunan abutmen) umumnya memerlukan perkuatan yang lebih panjang agar stabil, yaitu antara 0,8 H sampai dengan 1,1 H.

Langkah 6 : Hitung stabilitas eksternal

a. Beban yang bekerja

- $V_1 = \gamma_1 \times H \times L$
- $V_2 = qI$
- $R = \Sigma V = V_1 + V_2$
- $F_1 = \frac{1}{2} \times \gamma_b \times H^2 \times K_a$
- $F_2 = q \times H \times K_a$

b. Momen yang timbul

- $M_o$  (Momen guling) =  $F_1 (H/3) + F_2 (H/2)$
- $M_{Ro}$  (Momen tahanan) =  $V_1 (L/2)$
- $M_{RBp}$  (Momen tahanan pada daya dukung) =  $V_1 (L/2) + (V_2 (L/2))$

$$FS_{gelincir} = \frac{\Sigma PBR}{\Sigma PD} = \frac{V_1 \tan \phi}{F_1 + F_2}$$

$$FS_{guling} = \frac{M_{Ro}}{M_o}$$

Tekanan dukung maksimum yang bekerja :

- Eksentrisitas (e)

$$e_{ijin} = L/6$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBp} - M_o}{V_1 + V_2}$$

$$L' = L - 2e$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + qI}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L}$$

$$q_{ult} = C_f N_c + 0,5 (L - 2e) \gamma_f N_\gamma \quad (q_{ult} = \text{daya dukung tanah pondasi})$$

$$q_{ult} = 0,5 \times L \times \gamma_f \times N_\gamma$$

$$FK_{dukung} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v}$$

Langkah 7 : Hitung stabilitas internal berdasarkan sketsa pembagian area

$$L = L_e + L_a$$

$$L_a = (H - d_i) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$L_e = L - L_a$$

Perhitungan pembagian area  $V_1$  berdasarkan hubungan :

$$V_1 = d_1 + \frac{1}{2} (d_2 - d_1)$$

$$V_2 = \frac{1}{2} (d_2 - d_1) + \frac{1}{2} (d_3 - d_2)$$

$$V_n = \frac{1}{2} (d_n - d_n) + \frac{1}{2} (d_n - d_n)$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_i + q)$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_i$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_1$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$FS_R = \frac{T_i}{T_{max}}$$

## 2.12 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai “Pengaruh Jarak Lapis Teratas dan Jumlah Lapisan Geogrid Terhadap Daya Dukung Tanah Pasir Dengan Pondasi Menerus”.

Dilakukan oleh peneliti sebelumnya. Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Rahmadhana Purwa Widagda disimpulkan bahwa : 1). daya dukung pada tanah pasir dengan perkuataan menghasilkan nilai yang lebih besar dibandingkan dengan tanah pasir tanpa perkuataan geogrid, baik pada variasi rasio  $u/B$  maupun rasio  $n$ . 2). Lapisan perkuataan geogrid teratas dari dasar pondasi yang dinilai memberikan konstribusi optimal untuk peningkatan daya dukung tanah adalah rasio  $u/B=0,5 B$

3). dengan lebar pondasi yang sama maka daya dukung tanah pasir dapat meningkat seiring dengan penambahan jumlah lapisan geogrid. Hal ini terjadi pada saat penambahan 3 lapisan perkuataan geogrid. 4). Nilai BCI maksimum terjadi pada pondasi menerus dengan lebar pondasi yang sama yaitu di rasio  $u/B=0,5 B$  dan  $n=3$

Berdasarkan hasil penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Siti Ulfatun Uyun, “ Studi Komparasi Dinding Penahan Tanah Sheet Pile Dengan Geogrid Wall(Sebagai Alternatif) pada pekerjaan perluasan lain jember”. Disimpulkan bahwa dari diagram cash flow, NPV (Net Present Value) yaitu nilai sisa proyek dari geogrid wall = 0 sedangkan SV dari retaining wall= 50% (asumsi). Diasumsikan 50% apabila tidak terjadi bencana alam (banjir,gempa) beton akan utuh serta masih kokoh dan tidak terjadi kebakaran karena dapat mengurangi kekuatan beton.  $NFV(\text{Net Future Value})= P (F/P \times i \times n)$  maka NFV untuk retaining wall =  $200.976.000,00 (7,1067 \times 4\% \times 50)= 2.856.552.278,4$  sedangkan geogrid wall =  $190.551.000.00 (7,1067 \times 4\% \times 50)= 2.708.377.583,4$

Berdasarkan hasil penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Septian Adi Saputra,”Analisis Lereng Dengan Perkuataan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Geotekstil Pada Ruas Jalan Lintas Liwa Simpang Gunung Kemala KM.268+550”. Pada penelitian ini disimpulkan bahwa untuk analisis stabilitas dinding penahan kantilever pun dilakukan dengan cara manual. Pada analisis ini didapatkan hasil sebagai berikut: stabilitas guling sebesar 6,5844, stabilitas geser 2,2581 dan dayadukung sebesar 3,4237. Sehingga dinding penahan tanah kantilever dalam kondisi aman dan mampu menahan kelongsoran.

## **BAB III**

### **METODOLOGI PENELITIAN**

#### **3.1 Tinjauan Umum**

Setiap penelitian mempunyai tujuan dan kegunaan tertentu. Secara umum tujuan dari penelitian ada tiga macam yaitu yang bersifat penemuan, pembuktian, dan pengembangan. Penemuan berarti data yang diperoleh dari peneliti itu adalah data yang betul-betul baru yang sebelumnya belum pernah diketahui. Pembuktian berarti data yang diperoleh itu digunakan untuk membuktikan adanya keraguan terhadap informasi atau pengetahuan tertentu, dan pengembangan berarti memperdalam dan memperluas pengetahuan yang telah ada.

Dalam melakukan penelitian, para peneliti dapat memilih bermacam-macam metodologi. Metodologi merupakan kombinasi tertentu yang meliputi strategi, domain, dan teknik yang dipakai untuk mengembangkan teori (induksi) atau menguji teori (deduksi).(*Buckley, 1976*)

#### **3.2 Metode Pengumpulan Data**

Dalam proses perencanaan, diperlukan analisis yang teliti, semakin rumit permasalahan yang dihadapi maka semakin kompleks pula analisis yang akan dilakukan. Untuk dapat melakukan analisis yang baik, diperlukan data/informasi, teori konsep dasar dan alat bantu memadai, sehingga kebutuhan data sangat mutlak diperlukan. Metode pengumpulan data dilakukan dengan cara :

##### **1. Metode Studi Literatur**

Metode yang digunakan dalam tulisan ini adalah metode studi literatur, yakni mencari dan mengumpulkan bahan-bahan dari literatur yang berhubungan dengan geogrid. Dari bahan-bahan tersebut disusunlah suatu

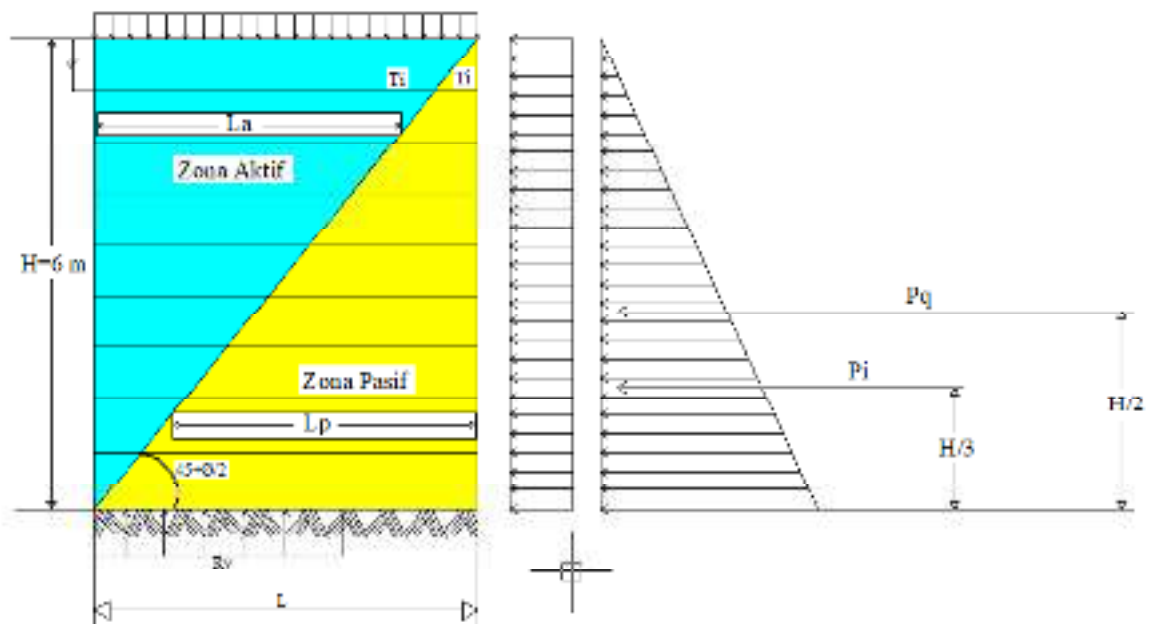
rangkuman terpadu dengan jenis material perkuatan tersebut dan pemakaian pada timbunan di atas tanah lempung.

Ada dua (2) Jenis data dalam penulisan metodologi penelitian yaitu data primer dan data sekunder yang saya pakai dalam menulis penelitian ini adalah :

### 1.Data Sekunder

Data sekunder adalah sumber data penelitian yang diperoleh melalui media perantara, melalui orang ketiga atau dengan cara tidak langsung melalui informasi yang sudah ada, melalui catatan, buku maupun arsip lainnya yang sudah ada dan bisa dinikmati dan dipublikasikan secara umum.

Dalam penulisan ini yang akan dibahas adalah untuk menerapkan geogrid sebagai dinding penahan tanah serta menghitung dan merencanakan kuat tarik geogrid dan panjang geogrid yang dibutuhkan serta memeriksa/cek terhadap stabilitas.



**Gambar 3. 1** Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

Data-data tanah adalah sebagai berikut :

12. Muka dinding penahan pada contoh perencanaan dianalogikan seperti muka dinding penahan vertikal.
13. Contoh perencanaan hanya membahas mengenai stabilitas internal dan stabilitas eksternal.
14. DPT terbuat dari blok beton .
15. Data dinding penahan tanah berdasarkan SNI 8460 :2017 : Blok beton dengan lebar bagian atas 0.5 m, tinggi 6 m, mempunyai tapak dengan lebar bawah 2.5m, lebar atas 1m dan tinggi 1 m. Berat volume beton 24 KN/m.
16. Beban mati diatas dinding penahan diasumsikan berdasarkan SNI 8460 : 2017 sebesar  $q= 15 \text{ KN/m}^2$ .
17. Tanah yang ditinjau ; tanah dasar, tanah dibelakang struktur, tanah timbunan dalam struktur.
18. Data tanah dasar ;  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $C= 20 \text{ KN/m}^3$
19. Data tanah dibelakang struktur ;  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 32^\circ$ ,  $C= 0 \text{ KN/m}^3$
20. Tanah timbunan didalam struktur ;  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ,  $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ ,  
 $C= 0 \text{ KN/m}^3$
21. Tanah dibelakang blok beton akan diberikan tulangan berupa geogrid dengan spasi yang seragam. pada tanah dibelakang struktur, tidak ada muka air tanah.
22. Kondisi tanah adalah tanah lempung.

### **3.3 Pengolahan Data**

Setelah data terkumpul, secepatnya diolah agar data tersebut memberikan gambaran mengenai masalah yang diajukan. Hasil pengolahan data dapat dapat menyimpulkan kebenaran-kebenaran sebagai hasil temuan dari masalah yang ada di lapangan. Untuk mendapatkan suatu gambaran dari data yang diolah, perlu adanya analisis sebagai akhir dari penelitian. Analisis disini dibedakan atas dua macam, yaitu analisis kualitatif dan kuantitatif.

Perbedaan ini bergantung pada sifat data yang dikumpulkan. Data yang bersifat monografis menggunakan analisis kualitatif, sedangkan data yang memiliki jumlah lebih besar menggunakan analisis kuantitatif.

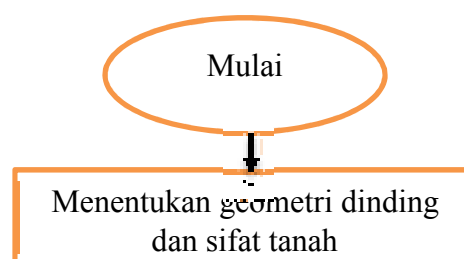
Analisis kuantitatif disebut juga analisis statistik, yang memiliki proses beberapa tahap yang saling berkaitan, diantaranya:

1. tahap pengolahan data, merupakan awal dari data yang telah dikumpulkan
2. tahap pengorganisasian data, memilah-milah data sesuai dengan masalah yang diajukan
3. tahap temuan hasil, merupakan akibat dari analisis data yang memberikan gambaran dari kebenaran-kebenaran yang telah dikumpulkan

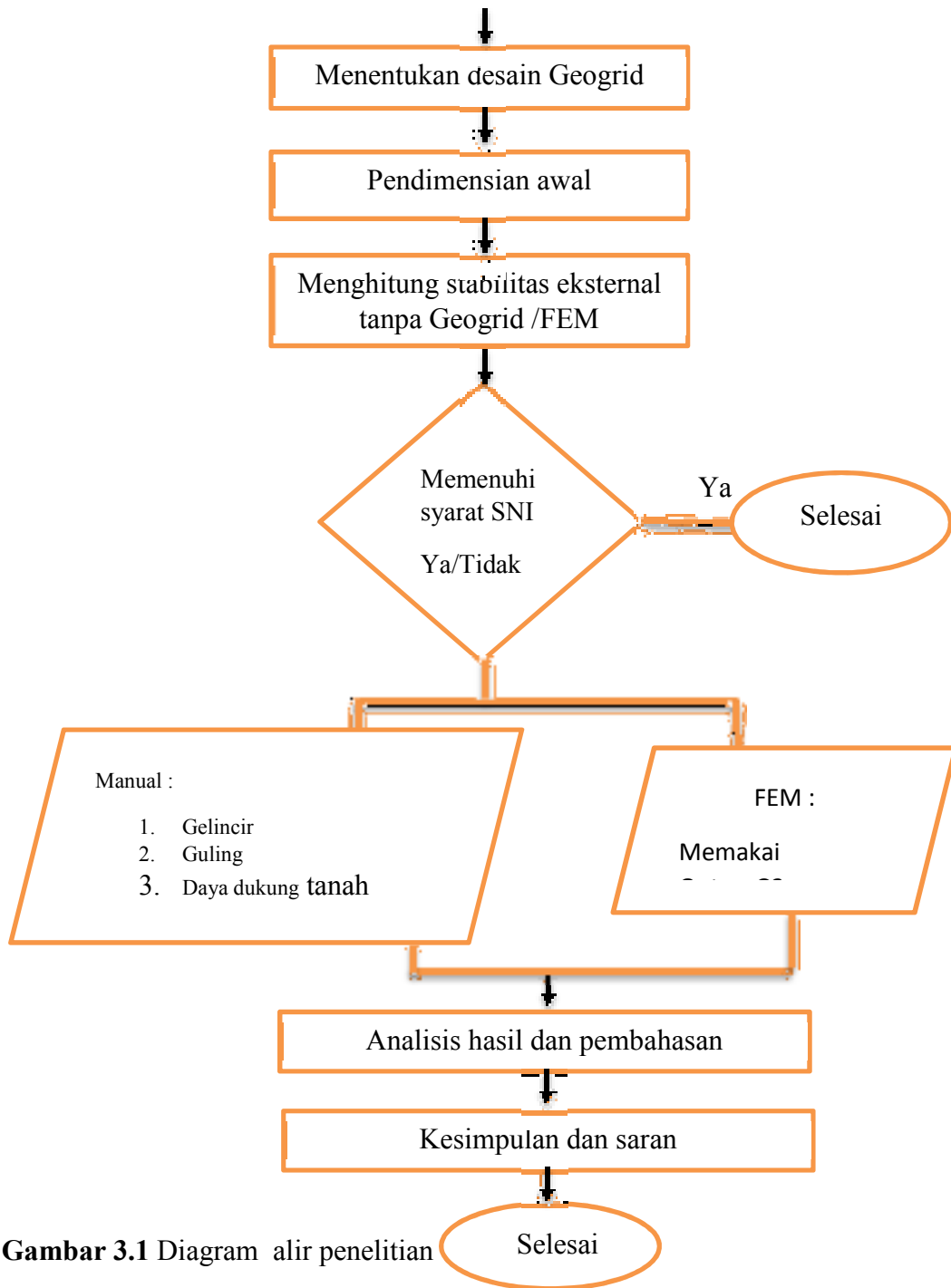
Didalam dan pengumpulan dan pengolahan data terdapat beberapa prosedur agar data yang terkumpul dapat diolah sesuai dengan yang diharapkan sehingga terbukti secara lahiriah (empirik). Pengumpulan dan analisis data tidak begitu saja terbentuk, tetapi melalui kecenderungan data, dan hubungan antar data.

### **3.4 Tahap Penelitian**

Tahap penelitian ini mempunyai tahap-tahap yang harus dilakukan agar mencapai tujuan yang ditetapkan. Dalam penulisan Tugas akhir ini dilakukan studi literatur. Pada pelaksanaan ini, saya merencanakan kuat tarik geogrid dan panjang geogrid yang dibutuhkan serta memeriksa/cek terhadap stabilitas. Pada pelaksanaan penelitian ini, harus dibuat bagan alir penelitian. Hal ini penting mengingat alur proses agar mendapatkan data yang valid. Bagan alur dapat dilihat pada gambar 3.2 berikut :





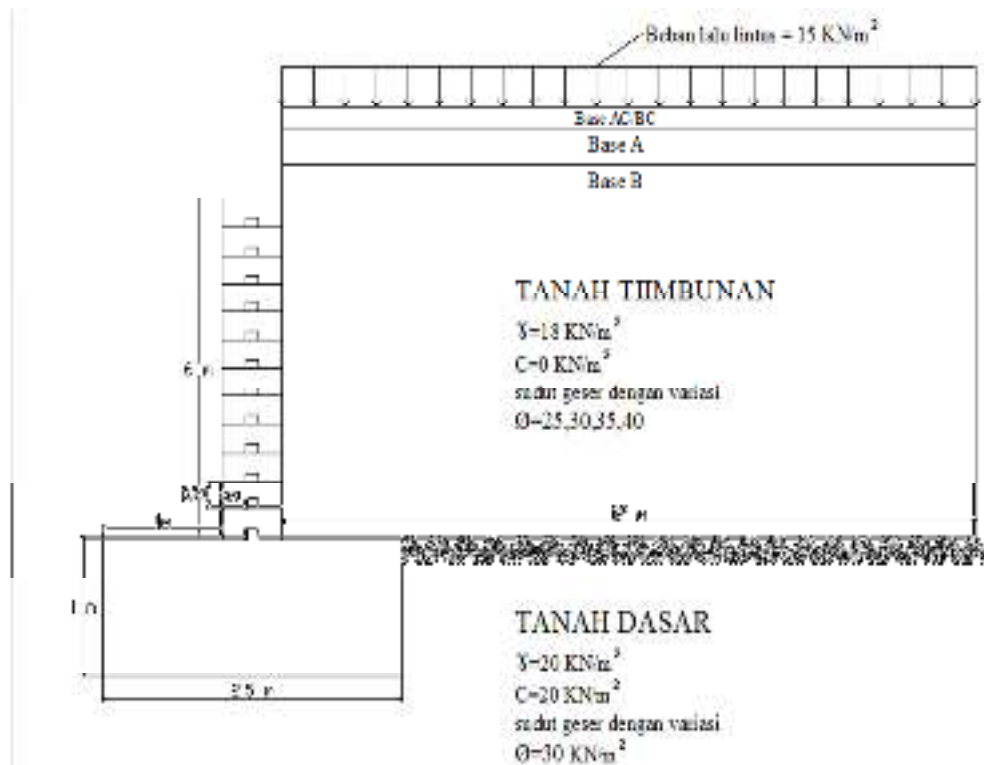


Gambar 3.1 Diagram alir penelitian

#### BAB IV

### ANALISA DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Menentukan geometri dinding dan sifat tanah



Pada sebuah timbunan, akan diberikan dinding penahan tanah yang terbuat dari blok beton dengan  $H = 6$  meter. Dengan kedalaman pondasi 1 meter dari muka tanah dan lebar 2,5. Ada beban mati terbagi rata diatas dinding penahan sebesar  $q = 15 \text{ kN/m}^2$ .

Diasumsikan kondisi tanah : Tanah lunak

Tanah yang akan ditinjau ada 3 yakni :

- Tanah dasar
- Tanah di belakang struktur
- Tanah timbunan dalam struktur

Data tanah sebagai berikut :

- Tanah dasar  
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 20 \text{ kN/m}^2$

- Tanah dibelakang struktur  
 $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3, \phi = 30^\circ, c = 0 \text{ KN/m}^2$
- Tanah timbunan di dalam struktur  
 $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3, \phi_1 = 25, \phi_2 = 30, \phi_3 = 35, \phi_4 = 40, c = 0 \text{ KN/m}^2$

Hitung dan rencanakan kuat tarik geogrid dan panjang geogrid yang dibutuhkan serta cek terhadap stabilitas.

Penyelesaian : Dik : - Base B = 25 cm x 2000

$$= 500 \text{ kg/m}^2$$

- Base A = 25 x 2000

$$= 500 \text{ kg/m}^2$$

- Base AC/BC = 25 x 2000

$$= 330 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jadi : } \frac{1330}{1000} \times 9,8 = 13,00$$

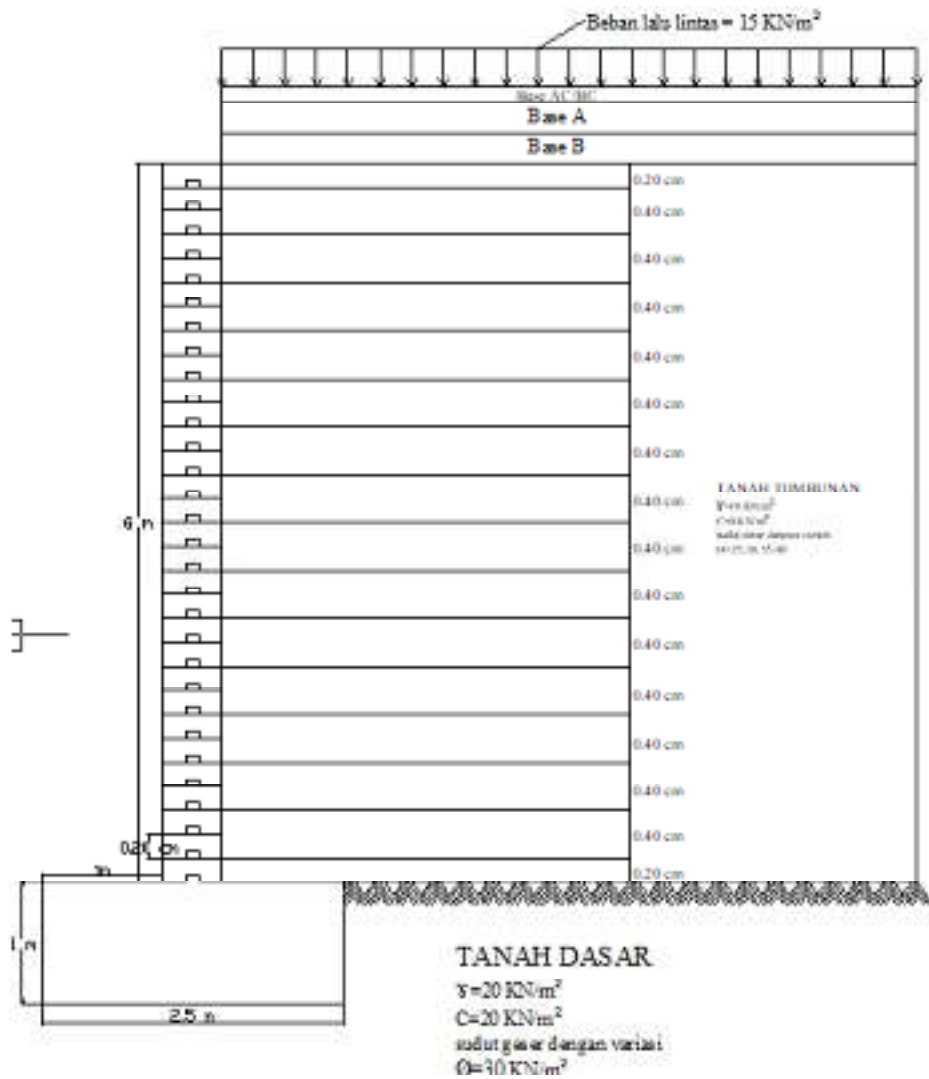
Jumlah beban keseluruhan = 15 + 13 = 28 KN.m



**Gambar 4. 1** Gambar geogrid dan panel geogrid

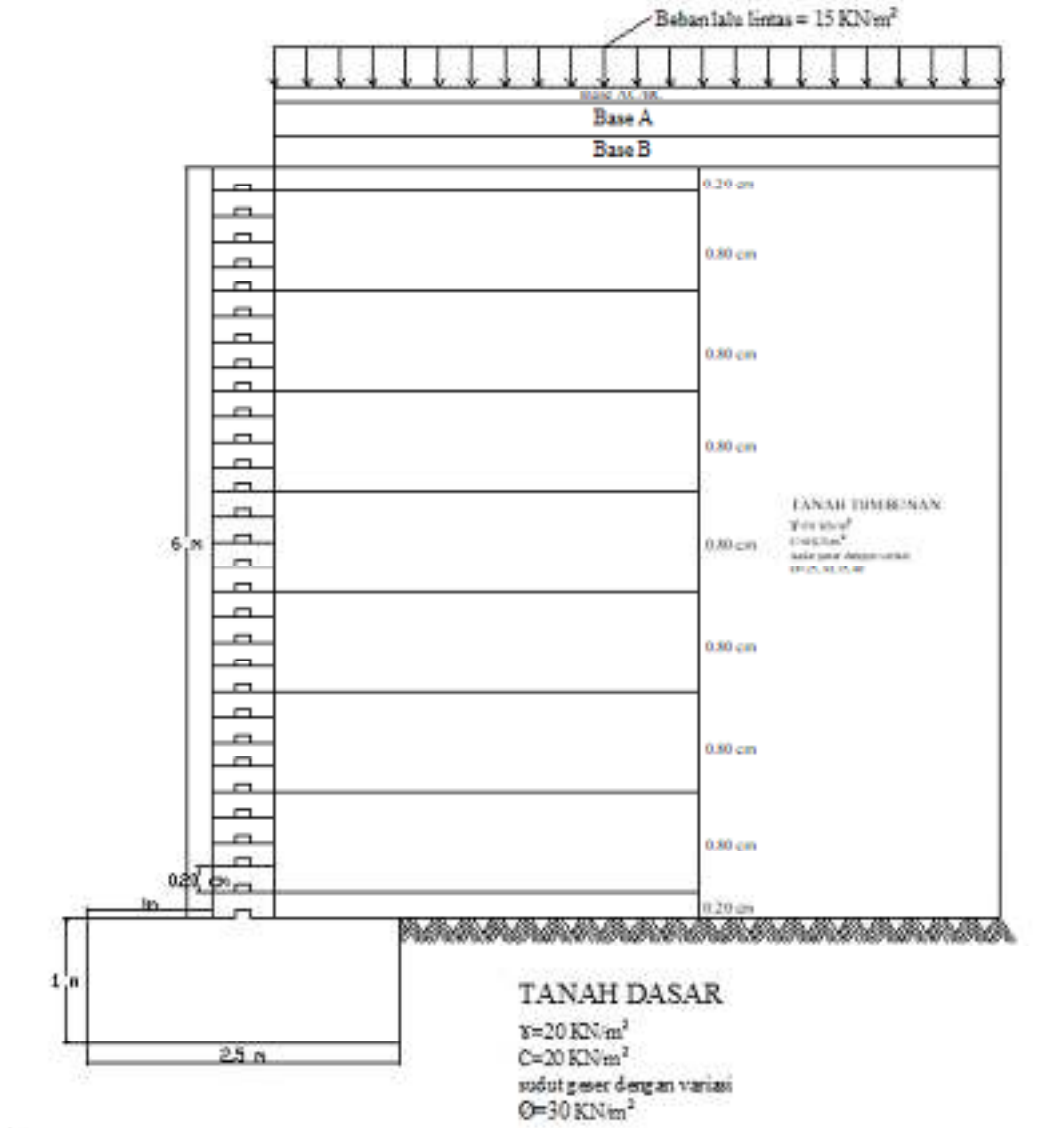
## 4.2 Desain yang ditentukan

### 4.2.1 Desain geogrid dengan sv 0,40



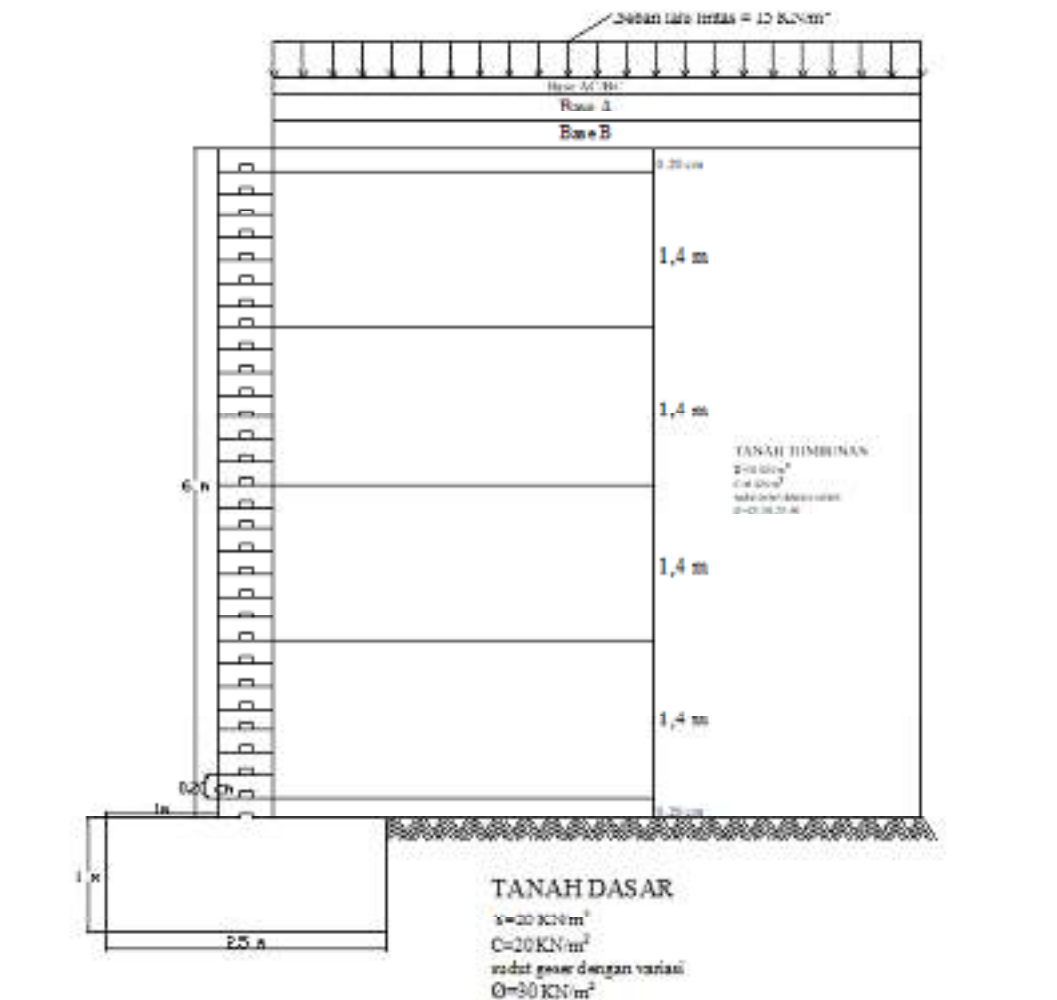
Gambar 4. 2 Gambar desain yang direncanakan

#### 4.2.2 Desain geogrid dengan sv 0,8



Gambar 4.3 Gambar desain yang direncanakan

### 4.2.3. Desain geogrid dengan sv 1,40



**Gambar 4. 4** Gambar desain yang direncanakan

Masing-masing untuk desain, sudut geser yang digunakan :  $\phi_1 = 25$ ,  $\phi_2 = 30$ ,  $\phi_3 = 35$ ,  $\phi_4 = 40$

### 4.3 Pendimensionian Awal

#### 4.3.1 Tanpa Perkuatan ( Tanpa Geogrid ) dengan $\phi = 25$

Tanah timbunan di belakang struktur :  $K_a = \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) = 0.405$

Tanah timbunan di dalam struktur :  $K_{a1} = \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) = 0.405$

Tekanan tanah aktif total dibelakang struktur :

$$P_a = P_E + P_q = \frac{K_a \gamma H^2}{2} + K_a q H$$

$$P_a = \left( \frac{0,405 \times 18 \times 6^2}{2} \right) + (0,405 \times 28 \times 6)$$

$$= 199,26 \text{ KN/m}$$

Resultante tekanan tanah aktif terletak pada :

$$y = \left( \frac{1}{199,26} \right) \times \left( \frac{6}{3} \times 131,22 + \frac{6}{2} \times 68,04 \right)$$

$$= 2,33 \text{ m ( dari dasar dinding)}$$

#### 4.3.1.1 Stabilitas Terhadap Kegagalan Geser

Pada dinding penahan vertikal tahanan geser dari komponen kohesi diabaikan sehingga  $\phi = 25^\circ$  (sudut geser tanah dalam struktur ), maka :

$$\begin{aligned} FS_{geser} &= \frac{R_b}{P_a} = \frac{(\gamma_1 H L + q L) \tan \phi}{\frac{K_a \gamma H^2}{2} + K_a q H} \\ &= \frac{(18 \times 6 \times 1 + 28 \times 1) \tan 25}{\left( \frac{0,407 \times 18 \times 6^2}{2} \right) + 0,407 \times 28 \times 6} \\ &= \frac{63,417}{199,26} \end{aligned}$$

$$FS_{geser} = 0,31 > 1,5$$

*No ok!*

#### 4.3.1.2 Stabilitas Terhadap Kegagalan Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 2,0$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_R &= \frac{W}{2} = \frac{\gamma_1 H}{2} \\ &= \frac{16 \times 6 \times 12}{2} \end{aligned}$$



$$= 576 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma M_D = \frac{P_q H}{2} + \frac{P_E H}{2}$$

Dimana :

$$P_q = q H K_a$$

$$= 28 \times 6 \times 0,405$$

$$= 68,04 \text{ KN/m}$$

$$P_E = \frac{K_a \gamma H^2}{2}$$

$$= \frac{0,405 \times 18 \times 6^2}{2}$$

$$= 131,22 \text{ KN/m}$$

Maka :

$$\Sigma M_D = \frac{68,04 \times 6}{2} + \frac{131,22 \times 6}{3}$$

$$= 466,56$$

Jadi :

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D} \geq 2,0$$

$$= \frac{576}{466,56} > 2,0$$

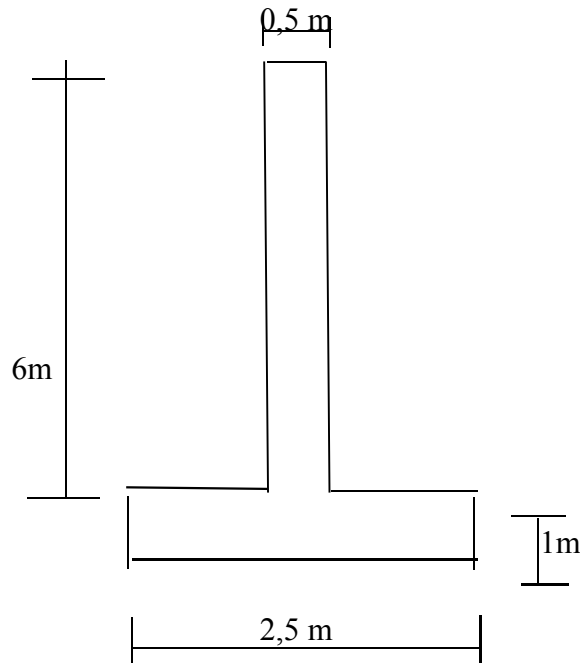
$$FS_{guling} = 1,23 > 2,0$$

*No ok!*

Cek terhadap letak eksentrisitas resultan beban-beban .

Data dinding penahan :

Blok beton dengan lebar bagian atas 0,5 m, tinggi 6 m, mempunyai tapak dengan lebar bawah 2,5 m, lebar atas 1 m dan tinggi 1 m. Berat volume beton 24 KN/m



**Gambar 4. 5** dinding block beton analog

$$A = \left( \frac{1+2,5}{2} \right) \times 1 + (6 \times 0,5)$$

$$= 4,75 \text{ m}$$

$$\gamma_{beton} = 24 \text{ KN/m}$$

Berat dinding penahan ditambah struktur tanah dan beban mati terbagi rata di atasnya di tambah beban perkerasan di atasnya.

$$R_v = (\gamma_{beton} \times A) + \Sigma W_{tanah \text{ dalam struktur}} + ql$$

$$= (24 \times 4,75) + (12 \times 18 \times 6) + (28 \times 12)$$

$$= 1746 \text{ KN/m.}$$

Eksentrisitas terhadap pusat berat pondasi :

$$e = \frac{\Sigma M_D}{R_V} < \frac{1}{6} L$$

$$= \frac{466,56}{1746} < \frac{1}{6} 12$$

$$= 0,26 < \frac{1}{6} 12$$

$$= 0,26 < 2 \text{ m}$$

Ok!

### 4.3.1.3 Stabilitas Terhadap Kegagalan Daya Dukung Tanah Dasar

#### 4.3.1.3.1 Hitung kapasitas daya dukung ultimit

Kapasitas daya dukung ultimit dihitung menggunakan rumus Meyerhoff dengan memperhatikan kondisi pembebanan miring ( dinding penahan yang agak sedikit miring ), maka :

$$q_u = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q P_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma$$

- Untuk pondasi memanjang, maka :

$$s_c, s_q, s_\gamma = 1$$

- Faktor pondasi di bawah permukaan tanah :

$$P_o = \text{Kedalaman pondasi} \times \gamma_{\text{tanah dasar}} = 1 \times 20 = 20 \text{ KN/m.}$$

- Faktor kedalaman  $d_c, d_q, d_\gamma = 1$

- $H = \Sigma P_a = 184,68 \text{ KN}$

- $R_V = 1120 \text{ KN/m}$

- $B' = B = 2,5 \text{ m}$

- $A = 4,75 \text{ m}$

Maka :

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L} = 2 \text{ (karena L dianggap mempunyai panjang tak terhingga)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{R_V + A' c \cot \phi} \right]^2$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{184,68}{1120 + 7 \cdot 20 \cot 25} \right]^2$$

$$= 0,756$$

Untuk  $\phi = 25$ , dari tabel 4.1 faktor-faktor daya dukung Meyerhoff (1963), Brinch Hansen (1961), dan Vesic (1973), didapat  $N_c = 20,72$ ,  $N_q = 10,66$ ,  $N_\gamma = 6,77$ .

Maka :

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \phi}$$

$$= 0,756 - \frac{(1 - 0,756)}{20,72 \tan 25}$$

$$= 0,731$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{R_v + A' c \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$= \left[ 1 - \frac{184,69}{1120 + 7 \cdot 20 \cot 25} \right]^{2+1}$$

$$= 0,658$$

Maka :

$$q_u = s_c d_c i_c b_c g_c c N_c + s_q d_q i_q b_q g_q P_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma$$

$$q_u = (1 \times 1 \times 0,731 \times 1 \times 1 \times 20 \times 20,72) + (1 \times 1 \times 0,756 \times 1 \times 1 \times 20 \times 10,66)$$

$$+ (1 \times 1 \times 0,658 \times 1 \times 1 \times 0,5 \times 2,5 \times 6,77)$$

$$q_u = 469,66 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan dinding pada tanah dasar bila dihitung dengan cara Meyerhoff :

$$q_{maks} = \frac{R_v}{L - 2e}$$

$$= \frac{1120}{7 - (2 \times 0,48)}$$

$$= 33,700 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap kegagalan daya dukung tanah dasar :

$$F = \frac{q_u}{q_{maks}} = \frac{469,66 \text{ kN/m}^2}{185 \text{ kN/m}^2} = 2,5 > 2 \quad \text{ok!}$$

Jadi, SF yang digunakan adalah SF yang paling terkecil yaitu  $SF_{geser} = 0,31$

#### 4.4 Dengan perkuatan geogrid

##### 4.4.1 hitung stabilitas eksternal

a. Beban yang bekerja

- $V_1 = \gamma_1 \times H \times L = 20 \times 6 \times 7 = 840 \text{ KN}$
- $V_2 = qI = 28 \times 7 = 196 \text{ KN}$
- $R = \Sigma V = V_1 + V_2 = 840 + 196 = 1036 \text{ KN}$
- $F_1 = \frac{1}{2} \times \gamma_b \times H^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 20 \times 6^2 \times 0,333 = 118,8 \text{ KN}$
- $F_2 = q \times H \times K_a = 28 \times 6 \times 0,333 = 55,44$

b. Momen yang timbul

- $M_o \text{ (Momen guling)} = F_1 (H/3) + F_2 (H/2) = 118,8 (6/3) + 55,44 (6/2)$   
 $= 403,92 \text{ KN.m}$
- $M_{Ro} \text{ (Momen tahanan)} = V_1 (L/2) = 840 \times (7/2) = 2940 \text{ KN.m}$
- $M_{RBP} \text{ (Momen tahanan pada daya dukung)} = V_1 (L/2) + (V_2 (L/2))$   
 $= 840 (7/2) + 196 (7/2)$   
 $= 3626 \text{ KN.m}$

$$FS_{gelincir} = \frac{\Sigma PBR}{\Sigma PD} = \frac{V_1 \tan \phi}{F_1 + F_2}$$

$$= \frac{840 \tan \phi}{118,8+55,44}$$

$$= 2,78 > 1,5$$

ok!

$$FS_{guling} = \frac{MRo}{Mo} = \frac{2940}{403,92}$$

$$= 7,20 > 2,0$$

ok!

Tekanan dukung maksimum yang bekerja :

- Eksentrisitas (e)

$$e_{ijin} = L/6 = 7 / 6 = 1,16$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{MRBp - Mo}{V_1 + V_2} = \frac{7}{2} - \frac{3626 - 403,92}{840 + 196}$$

$$0,40 < 1,16$$

ok!

$$L' = L - 2e = 7 - 2 \times 0,40 = 2 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + ql}{l - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L} = \frac{840 + 196}{2} = 202,43$$

$$q_{ult} = C_f N_c + 0,5 (L - 2e) \gamma_f N_\gamma \quad (q_{ult} = \text{daya dukung tanah pondasi})$$

$$q_{ult} = 0,5 \times L \times \gamma_f \times N_\gamma = 0,5 \times 2 \times 20 \times 22,4$$

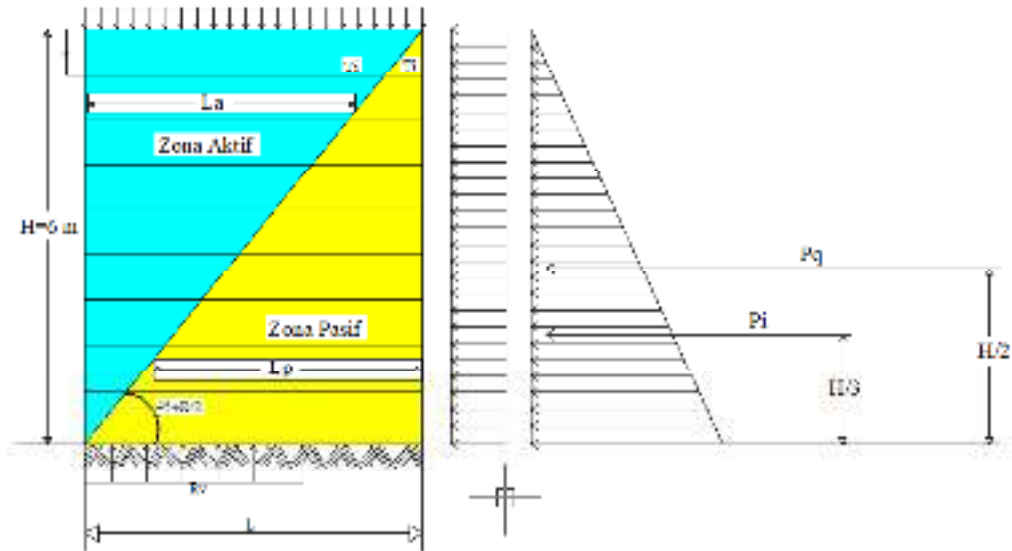
$$= 736,96 \text{ KN/m}^2$$

$$FK_{dukung} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} = \frac{736,96}{202,43}$$

$$= 3,64 > 2,5$$

ok!

#### 4.4.2 hitung stabilitas internal



**Gambar 4. 6** Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan bertulang

Dicoba spasi vertikal tulangan  $S_v = 0,4 \text{ m}$ , jadi jumlah lapisan tulangan vertikal sebesar 6 meter

Penentuan panjang geogrid :

Untuk preliminary :  $L = 1,1 \times H = 1,1 \times 6 = 6,6 = 7 \text{ m}$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_a = (H - d_i) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$L_e = L - L_a$$

Perhitungan pembagian area  $V_1$  berdasarkan hubungan :

$$V_1 = d_1 + \frac{1}{2} (d_2 - d_1)$$

$$V_2 = \frac{1}{2} (d_2 - d_1) + \frac{1}{2} (d_3 - d_2)$$

$$V_n = \frac{1}{2} (d_n - d_n) + \frac{1}{2} (d_n - d_n)$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_i + q)$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_i$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_1$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$FS_R = \frac{T_i}{T_{max}}$$

Dicoba spasi vertikal tulangan  $S_v = 0,4$  m, jadi jumlah lapisan tulangan vertikal sebesar 6 meter

### **Gaya-gaya yang bekerja**

*1. Tulangan lapis pertama (1), dengan kedalaman  $z = 0,20$  meter*

Tahap perhitungan :

$$\text{Preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$



$$\begin{aligned}
 L_{a1} &= (H - d_i) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\
 &= (6 - 0,20) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) \\
 &= 3,34
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{e1} &= L - L_a \\
 &= 7 - 3,34 = 3,66
 \end{aligned}$$

Perhitungan pembagian area  $V_1$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned}
 V_1 &= d_1 + \frac{1}{2} (d_2 - d_1) \\
 &= 0,20 + \frac{1}{2} (60 - 20) \\
 &= 0,40
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\
 K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0,333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= K_a (\gamma d_i + q) \\
 &= 0,33 (18 \times 0,2 + 28) \\
 &= 10,42
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \gamma \times d_i \\
 &= 18 \times 0,20
 \end{aligned}$$

$$= 3,6$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_1$$

$$= 10,42 \times 0,40$$

$$= 4,168$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{3,66 \times 0,44 \times 0,8 \times 3,6 \times 2}{4,168}$$

$$= 2,18 > 1,50$$

Ok!

### Gaya-gaya yang bekerja

2. Tulangan lapis kedua (2), dengan kedalaman  $z = 0,60$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a2} = (H - d_2) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= (6 - 0,60) \tan \left( 45^\circ - \frac{30}{2} \right)$$

$$= 3,11$$

$$L_{e2} = L - L_a$$

$$= 7 - 3,11 = 3,89$$

Perhitungan pembagian area  $V_2$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned}
 V_2 &= \frac{1}{2} (d_2 - d_1) + \frac{1}{2} (d_3 - d_2) \\
 &= \frac{1}{2} (0,60 - 0,20) + \frac{1}{2} (1,00 - 0,60) \\
 &= 0,40
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_2 + q)$$

$$= 0,33 (18 \times 0,60 + 28)$$

$$= 12,80$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_2$$

$$= 18 \times 0,60$$

$$= 10,8$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_2$$

$$= 12,80 \times 0,40$$

$$= 5,12$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{3,89 \times 0,44 \times 0,8 \times 10,8 \times 2}{5,12}$$

$$= 5,77 > 1,50$$

Ok!

3. Tulangan lapis ketiga (3), dengan kedalaman  $z = 1,00$  meter

Tahap perhitungan :

$$\text{preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a3} = (H - d_3) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= (6 - 1,00) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 2,88$$

$$L_{e3} = L - L_a$$

$$= 7 - 2,88 = 4,12$$

Perhitungan pembagian area  $V_3$  berdasarkan hubungan :

$$V_3 = \frac{1}{2} (d_3 - d_2) + \frac{1}{2} (d_4 - d_3)$$

$$= \frac{1}{2} (1,00 - 0,60) + \frac{1}{2} (1,40 - 1,00)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a (\gamma d_3 + q) \\ &= 0,33 (18 \times 1,0 + 28) \\ &= 15,18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \times d_3 \\ &= 18 \times 1,00 \\ &= 18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_3 \\ &= 18 \times 0,40 \\ &= 7,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FS_{gelincir} &= \frac{L_e \times F^* \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5 \\ &= \frac{4,12 \times 0,44 \times 0,8 \times 18 \times 2}{7,2} \\ &= 7,25 > 1,50 \end{aligned}$$

*Ok!*

4. Tulangan lapis keempat (4), dengan kedalaman  $z = 1,40$  meter

Tahap perhitungan :

$$\text{preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a4} = (H - d_4) \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= (6 - 1,40) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 2,65$$

$$L_{e4} = L - L_a$$

$$= 7 - 2,65 = 4,35$$

Perhitungan pembagian area  $V_4$  berdasarkan hubungan :

$$V_4 = \frac{1}{2} (d_4 - d_3) + \frac{1}{2} (d_5 - d_4)$$

$$= \frac{1}{2} (1,40 - 1,00) + \frac{1}{2} (1,80 - 1,40)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_4 + q)$$

$$= 0,33 (18 \times 1,40 + 28)$$

$$= 17,55$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_4$$

$$= 18 \times 1,40$$

$$= 25,2$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_4$$

$$= 25,2 \times 0,40$$

$$= 10,08$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{4,35 \times 0,44 \times 0,8 \times 25,2 \times 2}{10,08}$$

$$= 7,65 > 1,50$$

Ok!

5. Tulangan lapis kelima (5), dengan kedalaman  $z = 1,80$  meter

Tahap perhitungan :

$$\text{Preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a5} = (H - d_5) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= (6 - 1,80) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 2,42$$

$$L_{e5} = L - L_a$$

$$= 7 - 2,42 = 4,58$$

Perhitungan pembagian area  $V_5$  berdasarkan hubungan :

$$V_5 = \frac{1}{2} (d_5 - d_4) + \frac{1}{2} (d_6 - d_5)$$

$$= \frac{1}{2} (1,80 - 1,40) + \frac{1}{2} (2,20 - 1,80)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_5 + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 1,40 + 28)$$

$$= 17,55$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_5$$

$$= 18 \times 1,80$$

$$= 32,4$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_1$$

$$= 17,55 \times 0,40$$

$$= 12,96$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{4,58 \times 0,44 \times 0,8 \times 32,4 \times 2}{12,96}$$

$$= 8,06 > 1,50$$

Ok!

6. Tulangan lapis keenam (6), dengan kedalaman  $z = 2,20$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$



$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_{a6} &= (H - d_6) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\ &= (6 - 2,20) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) \end{aligned}$$

$$= 2,19$$

$$L_{e6} = L - L_a$$

$$= 7 - 2,19 = 4,81$$

Perhitungan pembagian area  $V_6$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned} V_6 &= \frac{1}{2} (d_6 - d_5) + \frac{1}{2} (d_7 - d_6) \\ &= \frac{1}{2} (2,20 - 1,80) + \frac{1}{2} (2,60 - 2,20) \\ &= 0,40 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_6 + q)$$

$$= 0,33 (18 \times 2,20 + 28)$$

$$= 22,30$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma \times d_6 \\ &= 18 \times 2,20 \\ &= 39,6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_{max} &= \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_6 \\ &= 22,30 \times 0,40 \\ &= 8,92\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}FS_{gelincir} &= \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5 \\ &= \frac{4,58 \times 0,44 \times 0,8 \times 39,6 \times 2}{8,92} \\ &= 14,31 > 1,50\end{aligned}$$

Ok!

7. Tulangan lapis ketujuh (7), dengan kedalaman  $z = 2,60$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}L_{a7} &= (H - d_7) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\ &= (6 - 2,60) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) \\ &= 1,96\end{aligned}$$

$$L_{e7} = L - L_a$$

$$= 7 - 1,96 = 5,04$$

Perhitungan pembagian area  $V_7$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned}
 V_7 &= \frac{1}{2} (d_7 - d_6) + \frac{1}{2} (d_8 - d_7) \\
 &= \frac{1}{2} (2,60 - 2,20) + \frac{1}{2} (3,00 - 2,60) \\
 &= 0,40
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_7 + q)$$

$$= 0,33 (18 \times 2,60 + 28)$$

$$= 24,68$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_7$$

$$= 18 \times 2,60$$

$$= 46,8$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_1$$

$$= 24,68 \times 0,40$$

$$= 9,87$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \alpha \times \sigma_v \times C}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{5,04 \times 0,44 \times 0,8 \times 46,8 \times 2}{9,87}$$

$$= 16,82 > 1,50$$

Ok!

8. Tulangan lapis kedelapan (8), dengan kedalaman  $z = 3,00$  meter

Tahap perhitungan :preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a8} = (H - d_8) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= (6 - 3,00) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 1,73$$

$$L_{e8} = L - L_a$$

$$= 7 - 1,73 = 5,27$$

Perhitungan pembagian area  $V_8$  berdasarkan hubungan :

$$V_8 = \frac{1}{2} (d_8 - d_7) + \frac{1}{2} (d_9 - d_8)$$

$$= \frac{1}{2} (3,00 - 2,60) + \frac{1}{2} (3,40 - 3,00)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$\begin{aligned}\sigma_h &= K_a (\gamma d_8 + q) \\ &= 0,33 ( 18 \times 3,00 + 28) \\ &= 27,06\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma \times d_8 \\ &= 18 \times 3,00 \\ &= 54\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_{max} &= \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_8 \\ &= 27,06 \times 0,40 \\ &= 10,82\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}FS_{gelincir} &= \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5 \\ &= \frac{5,04 \times 0,44 \times 0,8 \times 54 \times 2}{10,82} \\ &= 17,70 > 1,50\end{aligned}$$

Ok!

9. Tulangan lapis kesembilan (9), dengan kedalaman  $z = 3,40$  meter

Tahap perhitungan :preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}L_{a9} &= ( H - d_9 ) \tan (45^\circ - \frac{\phi}{2}) \\ &= ( 6 - 3,40 ) \tan (45^\circ - \frac{30}{2}) \\ &= 1,50\end{aligned}$$

$$L_{e9} = L - L_a$$

$$= 7 - 1,50 = 5,5$$

Perhitungan pembagian area  $V_9$  berdasarkan hubungan :

$$V_9 = \frac{1}{2} (d_9 - d_8) + \frac{1}{2} (d_{10} - d_9)$$

$$= \frac{1}{2} (3,40 - 3,00) + \frac{1}{2} (3,80 - 3,40)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_9 + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 3,40 + 28 )$$

$$= 29,43$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_9$$

$$= 18 \times 3,40$$

$$= 61,2$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_9$$

$$= 29,43 \times 0,40$$

$$= 11,77$$

$$\begin{aligned}
 FS_{gelincir} &= \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_V \times c}{T_{max}} > 1,5 \\
 &= \frac{5,5 \times 0,44 \times 0,8 \times 61,2 \times 2}{11,77} > 1,5 \\
 &= 20,13 > 1,50
 \end{aligned}$$

Ok!

10. Tulangan lapis kesepuluh (10), dengan kedalaman  $z = 3,80$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L_{a10} &= (H - d_{10}) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= (6 - 3,80) \tan \left( 45^\circ - \frac{30}{2} \right) \\
 &= 1,27
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{e10} &= L - L_a \\
 &= 7 - 1,27 = 5,73
 \end{aligned}$$

Perhitungan pembagian area  $V_{10}$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned}
 V_{10} &= \frac{1}{2} (d_{10} - d_9) + \frac{1}{2} (d_{11} - d_{10}) \\
 &= \frac{1}{2} (3,80 - 3,40) + \frac{1}{2} (4,20 - 3,80) \\
 &= 0,40
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_{10} + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 3,80 + 28 )$$

$$= 31,81$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_{10}$$

$$= 18 \times 3,80$$

$$= 68,4$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{10}$$

$$= 31,81 \times 0,40$$

$$= 12,72$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{5,73 \times 0,44 \times 0,8 \times 68,4 \times 2}{12,72} > 1,5$$

$$= 21,69 > 1,50$$

Ok!

11. Tulangan lapis kesebelas (11), dengan kedalaman  $z = 4,20$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$



$$\begin{aligned}
 L_{a11} &= (H - d_{11}) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\
 &= (6 - 4,20) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) \\
 &= 1,03
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{e11} &= L - L_a \\
 &= 7 - 1,03 = 5,97
 \end{aligned}$$

Perhitungan pembagian area  $V_{10}$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned}
 V_{11} &= \frac{1}{2} (d_{11} - d_{10}) + \frac{1}{2} (d_{12} - d_{11}) \\
 &= \frac{1}{2} (4,20 - 3,80) + \frac{1}{2} (4,60 - 4,20) \\
 &= 0,40
 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \\
 K_a &= \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0,333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= K_a (\gamma d_{11} + q) \\
 &= 0,33 (18 \times 4,20 + 28) \\
 &= 34,18
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \gamma \times d_{11} \\
 &= 18 \times 4,20
 \end{aligned}$$

$$= 75,6$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{11}$$

$$= 34,18 \times 0,40$$

$$= 13,67$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{5,97 \times 0,44 \times 0,8 \times 75,6 \times 2}{13,67} > 1,5$$

$$= 23,24 > 1,50$$

Ok!

12. Tulangan lapis keduabelas (12), dengan kedalaman  $z = 4,60$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a12} = (H - d_{12}) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= (6 - 4,60) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 0,80$$

$$L_{e12} = L - L_a$$

$$= 7 - 0,80 = 6,2$$

Perhitungan pembagian area  $V_{12}$  berdasarkan hubungan :

$$V_{12} = \frac{1}{2} (d_{12} - d_{11}) + \frac{1}{2} (d_{13} - d_{12})$$

$$= \frac{1}{2} (4,60 - 4,20) + \frac{1}{2} (5,00 - 4,60)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_{12} + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 4,60 + 28)$$

$$= 36,56$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_{12}$$

$$= 18 \times 4,60$$

$$= 82,8$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{12}$$

$$= 36,56 \times 0,40$$

$$= 14,62$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{6,2 \times 0,44 \times 0,8 \times 82,8 \times 2}{14,62} > 1,5$$

$$= 24,71 > 1,50$$

Ok!

13. Tulangan lapis ketigabelas (13), dengan kedalaman  $z = 5,00$  meter

Tahap perhitungan :

$$\text{Preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a13} = (H - d_{13}) \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= (6 - 5,00) \tan \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right)$$

$$= 0,577$$

$$L_{e13} = L - L_a$$

$$= 7 - 0,577 = 6,42$$

Perhitungan pembagian area  $V_{13}$  berdasarkan hubungan :

$$V_{13} = \frac{1}{2} (d_{13} - d_{12}) + \frac{1}{2} (d_{14} - d_{13})$$

$$= \frac{1}{2} (5,00 - 4,60) + \frac{1}{2} (5,40 - 5,00)$$

$$= 0,40$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_{13} + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 5,00 + 28)$$

$$= 38,94$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_{13}$$

$$= 18 \times 5,00$$

$$= 90$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{12}$$

$$= 38,94 \times 0,40$$

$$= 15,57$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{6,42 \times 0,44 \times 0,8 \times 90 \times 2}{15,57} > 1,5$$

$$= 26,12 > 1,50$$

Ok!

14. Tulangan lapis keempat belas (14), dengan kedalaman  $z = 5,40$  meter

Tahap perhitungan : preliminary :  $L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a14} = ( H - d_{14} ) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= ( 6 - 5,40 ) \tan \left( 45^\circ - \frac{30}{2} \right)$$

$$= 0,34$$

$$L_{e14} = L - L_a$$

$$= 7 - 0,34 = 6,66$$

Perhitungan pembagian area  $V_{14}$  berdasarkan hubungan :

$$\begin{aligned} V_{14} &= \frac{1}{2} (d_{14} - d_{13}) + \frac{1}{2} (d_{15} - d_{14}) \\ &= \frac{1}{2} (5,40 - 5,00) + \frac{1}{2} (5,80 - 5,40) \\ &= 0,40 \end{aligned}$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ K_a &= \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a (\gamma d_{14} + q) \\ &= 0,33 (18 \times 5,40 + 28) \\ &= 41,31 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \times d_{14} \\ &= 18 \times 5,40 \\ &= 97,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{14} \\ &= 41,31 \times 0,40 \\ &= 16,52 \end{aligned}$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{6,66 \times 0,44 \times 0,8 \times 97,2 \times 2}{16,52} > 1,5$$

$$= 27,58 > 1,50$$

Ok!

15. Tulangan lapis kelima belas (15), dengan kedalaman  $z = 5,80$  meter

Tahap perhitungan :

$$\text{Preliminary : } L = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 = 7$$

$$L = L_e + L_a$$

$$L_e + L_a = 7 \text{ m}$$

$$L_{a15} = (H - d_{14}) \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= (6 - 5,80) \tan \left( 45^\circ - \frac{30}{2} \right)$$

$$= 0,11$$

$$L_{e15} = L - L_a$$

$$= 7 - 0,11 = 6,89$$

Perhitungan pembagian area  $V_{15}$  berdasarkan hubungan :

$$V_{15} = \frac{1}{2} (d_{15} - d_{14}) + \frac{1}{2} (d_{16} - d_{15})$$

$$= \frac{1}{2} (5,80 - 5,40) + \frac{1}{2} (6,00 - 5,80)$$

$$= 0,30$$

Perhitungan kuat tarik pada tiap lapisan perkuatan :

Dimana  $K_a$  sebesar :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma_h = K_a (\gamma d_{15} + q)$$

$$= 0,33 ( 18 \times 5,80 + 28 )$$

$$= 43,69$$

$$\sigma_v = \gamma \times d_{15}$$

$$= 18 \times 5,80$$

$$= 104,4$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v = \sigma_h \times V_{15}$$

$$= 43,69 \times 0,30$$

$$= 13,107$$

$$FS_{gelincir} = \frac{L_e \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times c}{T_{max}} > 1,5$$

$$= \frac{6,89 \times 0,44 \times 0,8 \times 104,4 \times 2}{13,107} > 1,5$$

$$= 38,63 > 1,50$$

*Ok!*



**Tabel 4. 1** hasil perhitungan sv 0,40 , $\phi=25$  , L=7

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	25	3,695008	3,304992	0,4	0,405	18	28	12,798	5,1192	3,6	1,636227	8,790436
2	0,6	6	25	3,440179	3,559821	0,4	0,405	18	28	15,714	6,2856	10,8	4,306037	7,159221
3	1	6	25	3,185351	3,814649	0,4	0,405	18	28	18,63	7,452	18	6,486746	6,038647
4	1,4	6	25	2,930523	4,069477	0,4	0,405	18	28	21,546	8,6184	25,2	8,376935	5,221387
5	1,8	6	25	2,675695	4,324305	0,4	0,405	18	28	24,462	9,7848	32,4	10,0805	4,59897
6	2,2	6	25	2,420867	4,579133	0,4	0,405	18	28	27,378	10,9512	39,6	11,65707	4,109139
7	2,6	6	25	2,166039	4,833961	0,4	0,405	18	28	30,294	12,1176	46,8	13,14332	3,713607
8	3	6	25	1,911211	5,088789	0,4	0,405	18	28	33,21	13,284	54	14,56304	3,387534
9	3,4	6	25	1,656383	5,343617	0,4	0,405	18	28	36,126	14,4504	61,2	15,93234	3,114101
10	3,8	6	25	1,401555	5,598445	0,4	0,405	18	28	39,042	15,6168	68,4	17,26252	2,881512
11	4,2	6	25	1,146726	5,853274	0,4	0,405	18	28	41,958	16,7832	75,6	18,56173	2,681253
12	4,6	6	25	0,891898	6,108102	0,4	0,405	18	28	44,874	17,9496	82,8	19,83602	2,50702
13	5	6	25	0,63707	6,36293	0,4	0,405	18	28	47,79	19,116	90	21,08994	2,354049
14	5,4	6	25	0,382242	6,617758	0,4	0,405	18	28	50,706	20,2824	97,2	22,327	2,218672
15	5,8	6	25	0,127414	6,872586	0,3	0,588	18	28	77,8512	23,35536	104,4	21,62752	1,926753

**Tabel 4. 2** hasil perhitungan sv 0,40 , $\phi=30$  , L=7

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	30	3,348632	3,651368	0,4	0,333	18	28	10,5228	4,20912	3,6	2,198566	10,69107
2	0,6	6	30	3,117691	3,882309	0,4	0,333	18	28	12,9204	5,16816	10,8	5,711504	8,707161
3	1	6	30	2,886751	4,113249	0,4	0,333	18	28	15,318	6,1272	18	8,506836	7,344301
4	1,4	6	30	2,655811	4,344189	0,4	0,333	18	28	17,7156	7,08624	25,2	10,87592	6,350335
5	1,8	6	30	2,424871	4,575129	0,4	0,333	18	28	20,1132	8,04528	32,4	12,97119	5,593342
6	2,2	6	30	2,193931	4,806069	0,4	0,333	18	28	22,5108	9,00432	39,6	14,88014	4,997601
7	2,6	6	30	1,962991	5,037009	0,4	0,333	18	28	24,9084	9,96336	46,8	16,65656	4,516549
8	3	6	30	1,732051	5,267949	0,4	0,333	18	28	27,306	10,9224	54	18,33538	4,119974
9	3,4	6	30	1,501111	5,498889	0,4	0,333	18	28	29,7036	11,88144	61,2	19,94022	3,78742
10	3,8	6	30	1,270171	5,729829	0,4	0,333	18	28	32,1012	12,84048	68,4	21,48766	3,504542
11	4,2	6	30	1,03923	5,96077	0,4	0,333	18	28	34,4988	13,79952	75,6	22,98967	3,260983
12	4,6	6	30	0,80829	6,19171	0,4	0,333	18	28	36,8964	14,75856	82,8	24,45511	3,049078
13	5	6	30	0,57735	6,42265	0,4	0,333	18	28	39,294	15,7176	90	25,89066	2,863033
14	5,4	6	30	0,34641	6,65359	0,4	0,333	18	28	41,6916	16,67664	97,2	27,30149	2,698385
15	5,8	6	30	0,11547	6,88453	0,3	0,333	18	28	44,0892	13,22676	104,4	38,25551	3,402194

**Tabel 4. 3** hasil perhitungan sv 0,40 , $\phi=35$  , L=7

lapisan	Di	H	$\phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	35	3,019289	3,980711	0,4	0,27	18	28	8,532	3,4128	3,6	2,95614	13,18565
2	0,6	6	35	2,811062	4,188938	0,4	0,27	18	28	10,476	4,1904	10,8	7,600547	10,73883
3	1	6	35	2,602835	4,397165	0,4	0,27	18	28	12,42	4,968	18	11,21596	9,057971
4	1,4	6	35	2,394608	4,605392	0,4	0,27	18	28	14,364	5,7456	25,2	14,22016	7,83208
5	1,8	6	35	2,186382	4,813618	0,4	0,27	18	28	16,308	6,5232	32,4	16,83173	6,898455
6	2,2	6	35	1,978155	5,021845	0,4	0,27	18	28	18,252	7,3008	39,6	19,17612	6,163708
7	2,6	6	35	1,769928	5,230072	0,4	0,27	18	28	20,196	8,0784	46,8	21,33049	5,57041
8	3	6	35	1,561701	5,438299	0,4	0,27	18	28	22,14	8,856	54	23,34489	5,081301
9	3,4	6	35	1,353474	5,646526	0,4	0,27	18	28	24,084	9,6336	61,2	25,25322	4,671151
10	3,8	6	35	1,145248	5,854752	0,4	0,27	18	28	26,028	10,4112	68,4	27,07924	4,322268
11	4,2	6	35	0,937021	6,062979	0,4	0,27	18	28	27,972	11,1888	75,6	28,84012	4,021879
12	4,6	6	35	0,728794	6,271206	0,4	0,27	18	28	29,916	11,9664	82,8	30,54855	3,760529
13	5	6	35	0,520567	6,479433	0,4	0,27	18	28	31,86	12,744	90	32,21413	3,531073
14	5,4	6	35	0,31234	6,68766	0,4	0,27	18	28	33,804	13,5216	97,2	33,84426	3,328009
15	5,8	6	35	0,104113	6,895887	0,3	0,27	18	28	35,748	10,7244	104,4	47,25962	4,196039

**Tabel 4. 4** hasil perhitungan sv 0,40 , $\phi=40$  , L=7

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	40	3,348632	3,651368	0,4	0,217443	18	28	6,871193	2,748477	3,6	3,366965	16,3727
2	0,6	6	40	3,117691	3,882309	0,4	0,217443	18	28	8,436782	3,374713	10,8	8,746809	13,33447
3	1	6	40	2,886751	4,113249	0,4	0,217443	18	28	10,00237	4,000948	18	13,02768	11,24733
4	1,4	6	40	2,655811	4,344189	0,4	0,217443	18	28	11,56796	4,627183	25,2	16,65579	9,725138
5	1,8	6	40	2,424871	4,575129	0,4	0,217443	18	28	13,13355	5,253419	32,4	19,86456	8,56585
6	2,2	6	40	2,193931	4,806069	0,4	0,217443	18	28	14,69914	5,879654	39,6	22,78799	7,653511
7	2,6	6	40	1,962991	5,037009	0,4	0,217443	18	28	16,26472	6,50589	46,8	25,50848	6,91681
8	3	6	40	1,732051	5,267949	0,4	0,217443	18	28	17,83031	7,132125	54	28,07948	6,30948
9	3,4	6	40	1,501111	5,498889	0,4	0,217443	18	28	19,3959	7,75836	61,2	30,53719	5,800195
10	3,8	6	40	1,270171	5,729829	0,4	0,217443	18	28	20,96149	8,384596	68,4	32,907	5,366985
11	4,2	6	40	1,03923	5,96077	0,4	0,217443	18	28	22,52708	9,010831	75,6	35,20724	4,99399
12	4,6	6	40	0,80829	6,19171	0,4	0,217443	18	28	24,09267	9,637066	82,8	37,45146	4,669471
13	5	6	40	0,57735	6,42265	0,4	0,217443	18	28	25,65825	10,2633	90	39,64992	4,384554
14	5,4	6	40	0,34641	6,65359	0,4	0,217443	18	28	27,22384	10,88954	97,2	41,81052	4,132407
15	5,8	6	40	0,11547	6,88453	0,3	0,217443	18	28	28,78943	8,636829	104,4	58,5859	5,210245

**Tabel 4. 5** hasil perhitungan sv 0,80,  $\phi = 25$ , L= 8,5

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	25	3,695008	4,804992	0,6	0,405	18	28	12,798	7,6788	3,6	1,585895	5,860291
2	1	6	25	3,185351	5,314649	0,4	0,405	18	28	18,63	7,452	18	9,03747	6,038647
3	1,8	6	25	2,675695	5,824305	0,4	0,405	18	28	24,462	9,7848	32,4	13,57719	4,59897
4	2,6	6	25	2,166039	6,333961	0,4	0,405	18	28	30,294	12,1176	46,8	17,22175	3,713607
5	3,4	6	25	1,656383	6,843617	0,4	0,405	18	28	36,126	14,4504	61,2	20,40469	3,114101
6	4,2	6	25	1,146726	7,353274	0,4	0,405	18	28	41,958	16,7832	75,6	23,31849	2,681253
7	5	6	25	0,63707	7,86293	0,4	0,405	18	28	47,79	19,116	90	26,06169	2,354049
8	5,8	6	25	0,127414	8,372586	0,4	0,405	18	28	53,622	21,4488	104,4	28,68995	2,797359

**Tabel 4. 6** hasil perhitungan sv 0,80,  $\phi = 30$ , L= 8,5

lapisan	di	H	$\phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	30	3,348632	5,151368	0,6	0,405	18	28	12,798	7,6788	3,6	1,700217	5,860291
2	1	6	30	2,886751	5,613249	0,4	0,405	18	28	18,63	7,452	18	9,545234	6,038647
3	1,8	6	30	2,424871	6,075129	0,4	0,405	18	28	24,462	9,7848	32,4	14,16189	4,59897
4	2,6	6	30	1,962991	6,537009	0,4	0,405	18	28	30,294	12,1176	46,8	17,77383	3,713607
5	3,4	6	30	1,501111	6,998889	0,4	0,405	18	28	36,126	14,4504	61,2	20,86764	3,114101
6	4,2	6	30	1,03923	7,46077	0,4	0,405	18	28	41,958	16,7832	75,6	23,65938	2,681253
7	5	6	30	0,57735	7,92265	0,4	0,405	18	28	47,79	19,116	90	26,25963	2,354049
8	5,8	6	30	0,11547	8,38453	0,4	0,405	18	28	53,622	21,4488	104,4	28,73088	2,098019

**Tabel 4. 7** hasil perhitungan sv 0,80,  $\phi = 35$ , L= 8,5

lapisan	di	H	$\phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	35	3,019289	5,480711	0,6	0,27	18	28	8,532	5,1192	3,6	2,713376	8,790436
2	1	6	35	2,602835	5,897165	0,4	0,27	18	28	12,42	4,968	18	15,04204	9,057971
3	1,8	6	35	2,186382	6,313618	0,4	0,27	18	28	16,308	6,5232	32,4	22,07676	6,898455
4	2,6	6	35	1,769928	6,730072	0,4	0,27	18	28	20,196	8,0784	46,8	27,44814	5,57041
5	3,4	6	35	1,353474	7,146526	0,4	0,27	18	28	24,084	9,6336	61,2	31,96174	4,671151
6	4,2	6	35	0,937021	7,562979	0,4	0,27	18	28	27,972	11,1888	75,6	35,97525	4,021879
7	5	6	35	0,520567	7,979433	0,4	0,27	18	28	31,86	12,744	90	39,67176	3,531073
8	5,8	6	35	0,104113	8,395887	0,4	0,27	18	28	35,748	14,2992	104,4	43,15469	3,147029

**Tabel 4. 8** hasil perhitungan sv 0,80 ,  $\phi = 40$ , L=8,5

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	40	2,704584	5,795416	0,6	0,217443	18	28	6,871193	4,122716	3,6	3,562676	10,91513
2	1	6	40	2,331538	6,168462	0,4	0,217443	18	28	10,00237	4,000948	18	19,53706	11,24733
3	1,8	6	40	1,958492	6,541508	0,4	0,217443	18	28	13,13355	5,253419	32,4	28,4023	8,56585
4	2,6	6	40	1,585446	6,914554	0,4	0,217443	18	28	16,26472	6,50589	46,8	35,01676	6,91681
5	3,4	6	40	1,2124	7,2876	0,4	0,217443	18	28	19,3959	7,75836	61,2	40,47051	5,800195
6	4,2	6	40	0,839354	7,660646	0,4	0,217443	18	28	22,52708	9,010831	75,6	45,24754	4,99399
7	5	6	40	0,466308	8,033692	0,4	0,217443	18	28	25,65825	10,2633	90	49,59561	4,384554
8	5,8	6	40	0,093262	8,406738	0,4	0,217443	18	28	28,78943	11,51577	104,4	53,65468	3,907684

**Tabel 4. 9** hasil perhitungan sv 1,40,  $\phi = 25$  , L=11

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FS
1	0,2	6	25	3,695008	7,304992	0,9	0,405	18	28	12,798	11,5182	3,6	1,607349	3,90686
2	1,6	6	25	2,803109	8,196891	0,4	0,405	18	28	23,004	9,2016	28,8	18,06138	4,890454
3	3	6	25	1,911211	9,088789	0,4	0,405	18	28	33,21	13,284	54	26,01019	3,387534
4	4,4	6	25	1,019312	9,980688	0,4	0,405	18	28	43,416	17,3664	79,2	32,04413	2,591211
5	5,8	6	25	0,127414	10,87259	0,4	0,405	18	28	53,622	21,4488	104,4	37,25658	2,797359



**Tabel 4. 10** hasil perhitungan sv 1,40,  $\phi = 30$  , L=11

lapisan	di	H	$\phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	30	3,348632	7,651368	0,9	0,333	18	28	10,5228	9,47052	3,6	2,047578	4,751587
2	1,6	6	30	2,540341	8,459659	0,4	0,333	18	28	18,9144	7,56576	28,8	22,67073	5,947849
3	3	6	30	1,732051	9,267949	0,4	0,333	18	28	27,306	10,9224	54	32,2576	4,119974
4	4,4	6	30	0,92376	10,07624	0,4	0,333	18	28	35,6976	14,27904	79,2	39,3457	3,151472
5	5,8	6	30	0,11547	10,88453	0,4	0,333	18	28	44,0892	17,63568	104,4	45,36184	2,551645

**Tabel 4. 11** hasil perhitungan sv 1,40,  $\phi = 35$  , L=11

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	35	3,019289	7,980711	0,9	0,27	18	28	8,532	7,6788	3,6	2,634046	5,860291
2	1,6	6	35	2,290495	8,709505	0,4	0,27	18	28	15,336	6,1344	28,8	28,78635	7,335681
3	3	6	35	1,561701	9,438299	0,4	0,27	18	28	22,14	8,856	54	40,51562	5,081301
4	4,4	6	35	0,832907	10,16709	0,4	0,27	18	28	28,944	11,5776	79,2	48,96391	3,886816
5	5,8	6	35	0,104113	10,89589	0,4	0,27	18	28	35,748	14,2992	104,4	56,00464	3,147029

**Tabel 4. 12** hasil perhitungan sv 1,40,  $\phi = 40$  , L=11

lapisan	di	H	$\Phi$	La	Le	Vi	Ka	$\gamma$	Q	$\sigma_h$	T max	$\sigma_v$	Fs	FSR
1	0,2	6	40	2,704584	8,295416	0,9	0,217443	18	28	6,871193	6,184074	3,6	3,399685	7,276756
2	1,6	6	40	2,051754	8,948246	0,4	0,217443	18	28	12,35075	4,940301	28,8	36,72397	9,108756
3	3	6	40	1,398923	9,601077	0,4	0,217443	18	28	17,83031	7,132125	54	51,17613	6,30948
4	4,4	6	40	0,746092	10,25391	0,4	0,217443	18	28	23,30987	9,323949	79,2	61,31791	4,826281
5	5,8	6	40	0,093262	10,90674	0,4	0,217443	18	28	28,78943	11,51577	104,4	69,61054	3,907684

## 4.5 Grafik SF tanpa geogrid