

## BAB IV

### ANALISA PERHITUNGAN

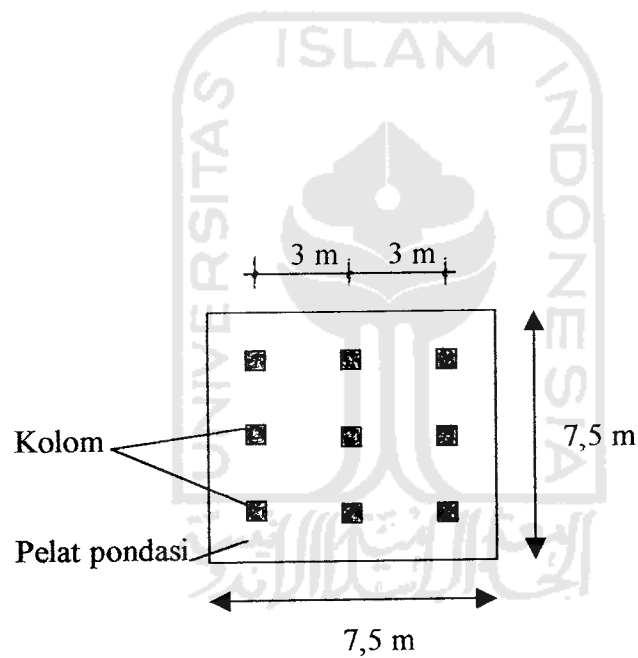
#### IV.1. Uraian

Untuk perhitungan yang akan kami lakukan, data – data dimensi pondasi rakit yang dipakai merupakan hasil perhitungan yang diperoleh dari tugas akhir mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ( FTSP ) Universitas Islam Indonesia ( UII ) Yogyakarta, yaitu Saudara Dody Irawan & Saudari Mulyati Tanda tahun 1997 yang berjudul “ Analisa Pondasi Rakit Pada Tanah Lempung Lunak Dengan Pembebanan Statis “.

Adapun ketentuan – ketentuan yang dipakai sebagai dasar dalam perhitungan ini antara lain :

1. Jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi rakit jenis pelat rata dengan ketebalan 35 cm.
2. Beban bekerja secara statis dan sentris terhadap titik berat pondasi dengan beban ( P ) = 4500 Kg, beban ini termasuk berat atap, sloof dan struktur kolomnya sendiri.
3. Jarak as – as kolom 3 m dan jarak as kolom ke tepi pondasi adalah 75 cm.

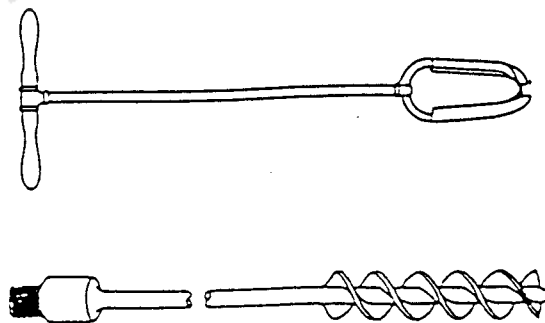
4. Kolom dan pelat pondasi dianggap terjepit sempurna ( merupakan suatu kesatuan ) agar tegangan – tegangan yang timbul akibat pembebanan yang terjadi dapat terdistribusi secara merata pada dasar pondasi.
5. Untuk perhitungan ini sesuai dengan data yang diperoleh mengenai dimensi dan kedudukan / formasi kolom adalah sebagai berikut :



Gambar 4.1. Dimensi dan Formasi Pondasi Rakit

#### IV.2. Analisis Daya Dukung Tanah

Dalam perhitungan ini parameter – parameter tanah diambil berdasarkan data tanah lempung yang diperoleh dari laporan penyelidikan tanah di lokasi rencana pembangunan kampus Universitas Semarang ( laporan hasil penyelidikan tanah terlampir ). Perhitungan ini dilakukan pada tiga lokasi sesuai dengan hasil lubang pemboran ( boring hole ) yaitu B.I., B.II dan B.III. Dari data tanah tersebut dapat diketahui parameter-parameter tanah seperti berat volume tanah (  $\gamma$  ), Specific Gravity (  $G_s$  ), angka pori (  $e$  ), nilai kohesi tanah (  $c$  ), sudut gesek dalam (  $\phi$  ) dan lain sebagainya. Data parameter tanah hingga mencapai kedalaman 4 m dan ditinjau tiap meter. Pemboran dilakukan dengan menggunakan alat bor tangan ( hand bor ) type Auger sedangkan untuk sondir digunakan alat sondir sedang type Dutch Cone Penetrometer. Dari hasil boring dapat diketahui jenis lapisan –lapisan tanahnya dan ketinggian muka air tanah yang terlampir dalam diagram profil tanah ( soil profile ) sedangkan dari sondir dapat diketahui nilai conus resistance dan total friction untuk tiap – tiap kedalaman.



Gambar 4.2. Alat bor yang digunakan untuk penyelidikan tanah

Tabel 4.1. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.I

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $t/m^3$ )	Berat volume basah ( $t/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $t/m^3$ )	Angka Pori e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^{\circ}$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $t/m^2$ )
B.I	1,0	1,098	1,567	1,568	0,885	42,74	2,070	46,95	18	1
	2,0	1,055	1,544	1,537	0,945	46,25	2,045	48,36	17	1
	3,0	0,999	1,534	1,534	1,149	53,47	2,147	53,47	14	1
	4,0	1,242	1,714	2,134	0,192	37,96	2,352	47,18	15	0,9

Tabel 4.2. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.II

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $t/m^3$ )	Berat volume basah ( $t/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $t/m^3$ )	Angka Pori e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^{\circ}$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $t/m^2$ )
B.II	1,0	1,130	1,584	1,584	0,832	40,17	2,069	45,41	17	1
	2,0	1,073	1,548	1,548	0,905	44,26	2,044	47,50	17	1
	3,0	1,018	1,544	1,544	1,111	51,69	2,148	52,64	15	1
	4,0	1,207	1,686	1,686	0,919	39,67	2,316	47,90	15	0,8

Tabel 4.3. Data Parameter – Parameter Tanah Pada Lokasi B.III

LOKASI	DALAM (m)	Berat volume kering ( $t/m^3$ )	Berat volume basah ( $t/m^3$ )	Berat volume jenuh ( $t/m^3$ )	Angka Pori e	Water content (W) %	Specific Gravity (Gs)	Porositas n	Sudut Gesek Dalam ( $\phi$ ) ( $^{\circ}$ )	Nilai Kohesi Tanah ( $t/m^2$ )
B.III	1,0	0,815	1,174	1,583	0,936	43,96	2,129	48,36	19	1
	2,0	0,995	1,564	1,504	1,031	50,91	2,024	50,75	15	1
	3,0	1,063	1,588	1,566	1,011	47,30	2,138	50,29	15	0,9
	4,0	1,043	1,595	1,595	1,233	52,95	2,329	55,22	15	0,8

#### IV.3.1. Data Lokasi B.I.( Bore Hole I )

Berdasarkan data hasil uji laboratorium pada lokasi B.I. dari diagram profil tanah ( soil profile ) kita telah mendapatkan suatu gambaran bahwa lapisan tanah tersebut terdiri atas lapisan tanah lempung hingga kedalaman 3,25 m, dari kedalaman 3,25 m hingga kedalaman 5 m merupakan lapisan pasir halus yang mengandung lumpur berwarna kelabu tua . Jadi dari profil tanah ini dapat kita simpulkan bahwa pondasi rakit yang akan dibangun berada pada lapisan tanah lempung.

Muka air tanah berada pada kedalaman 1,25 m dari muka tanah karena jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi dangkal ( Shallow Foundation ) dimana kedalaman pondasi berkisar antara 0,4m – 1m maka dapat diketahui saat pembangunan konstruksi pondasi tidak menjadi masalah namun untuk penggelaran geotekstil perlu dilakukan teknik khusus untuk menanggulangi muka air tanah ini misalnya dengan cara dipompa seperti umumnya yang dilakukan di lapangan sehingga pekerjaan dapat dilakukan

Selain itu dapat diketahui juga parameter – parameter tanah seperti :

- Untuk kedalaman 0 – 1 m Specific gravity (  $G_s$  ) sebesar 2,070, Water content 42,74 %, Wet density  $1,567 \text{ gr/cm}^3$ , Dry density  $1,098 \text{ gr/cm}^3$ , Void ratio (  $e$  ) 0,885 dan sebagainya.

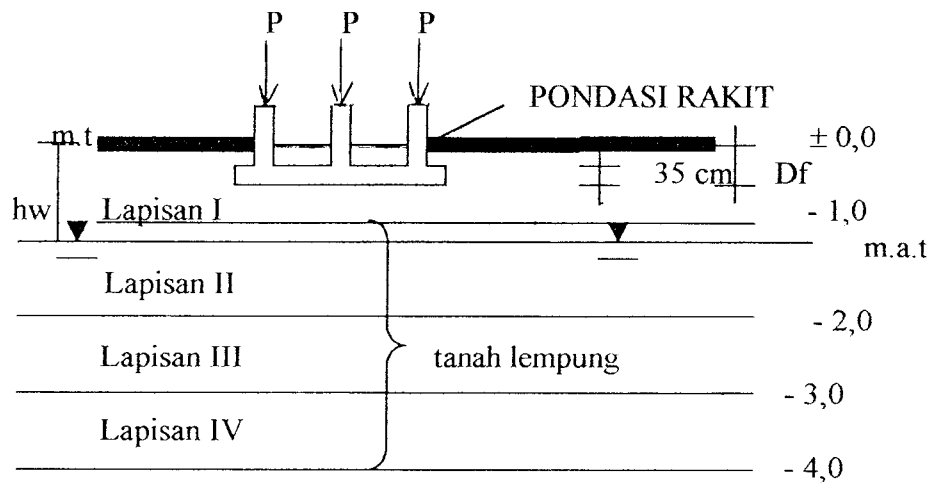
- Untuk kedalaman 1 – 2 m Specific gravity sebesar 2,045, Water content 46,25 %, Wet density 1,544 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 1,055 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 0,945.
- Untuk kedalaman 2 – 3 m Specific gravity sebesar 2,147, Water content 53,47 %, Wet density 1,534 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 0,999 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 1,149.
- Untuk kedalaman 3 – 4 m Specific gravity sebesar 2,352, Water content 37,96 %, Wet density 1,714 gr/cm<sup>3</sup>, Dry density 1,242 gr/cm<sup>3</sup>, Void ratio ( e ) 0,192.

Dari sampel tanah kemudian dapat juga diperoleh data mengenai parameter kohesi tanah ( c ) dan sudut gesek dalam / internal friction (  $\phi$  ) data yang diperoleh adalah sebagai berikut :

- Untuk kedalaman 0 – 1 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 18°.
- Untuk kedalaman 2 – 3 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 17°.
- Untuk kedalaman 3 – 4 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,1 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 14°.
- Untuk kedalaman 4 – 5 m nilai kohesi tanah ( c ) adalah 0,09 Kg / cm<sup>2</sup> dan nilai sudut gesek dalam (  $\phi$  ) adalah 15°

Setelah mendapatkan data – data tanah maka susunan tanah pada titik

B.I. dapat dideskripsikan dalam gambar berikut ini :



Gambar 4.3. Susunan Tanah Lokasi B.I.

Dari gambar susunan tanah dan letak pondasi rakit terhadap muka air tanah (m.a.t) perlu kita ketahui besarnya berat volume tanah dalam kondisi terendam air. Untuk mengetahui besarnya nilai berat volume tanah terendam air ( $\gamma'$ ), dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \cdot \gamma_w}{1 + e} \quad (4.1.)$$

Parameter – parameter yang menentukan dalam rumus diatas diperoleh dari data tanah dengan memperhatikan lokasi dan kedalaman tanah yang ditinjau.

Harga P ( berat kolom ) pada pondasi rakit belum termasuk berat sendiri pelat pondasinya, sehingga perlu dilakukan perhitungan berapa besar beban sendiri pelat pondasi rakit (  $q_p \text{ kg/cm}^2$  ). Dengan berat volume beton sesuai dengan “ Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung

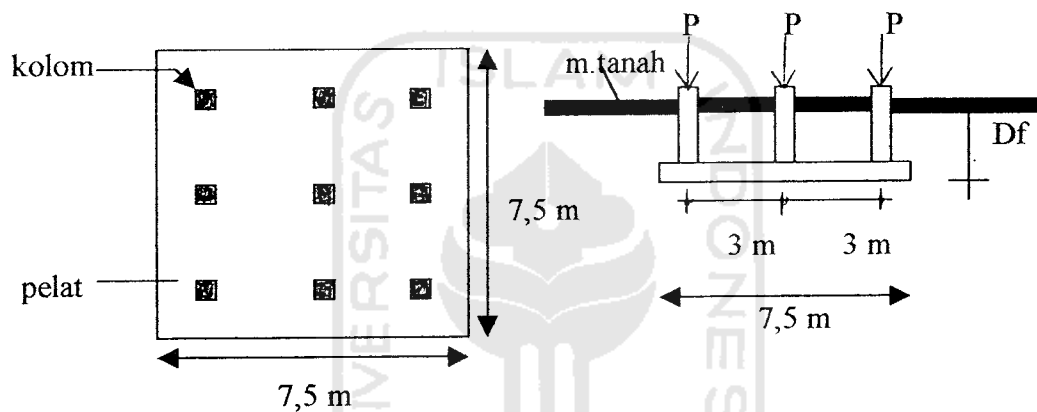


tahun 1983 “ maka diketahui nilai berat volume beton ( $\gamma_{bet}$ ) adalah 2400  $\text{Kg/m}^3$ .

Tebal pelat yang digunakan adalah 35 cm, maka beban pelat pondasi adalah :

$$q_p = 0,35 \cdot 2400 = 840 \text{ Kg / m}^2 = 0,84 \text{ t / m}^2.$$

#### IV.3.2. Perhitungan Pembebanan Pondasi



Gambar 4.4. Bentuk, dimensi dan formasi kolom

- Menghitung resultan gaya yang bekerja pada pondasi rakit dan eksentrisitas.

$$\sum P = 9 \times 4500 \text{ kg} = 40500 \text{ kg}$$

- **Momen statis dengan tinjauan terhadap barisan kolom paling kiri dalam arah sumbu - X :**

$$X = \frac{(3 \times 4500 \text{ kg}) \times 6\text{m} + (3 \times 4500 \text{ kg}) \times 3\text{m}}{40500 \text{ kg}} = 3 \text{ m}$$

Letak resultan beban terhadap titik pusat luasan pelat dalam sumbu

X adalah :

$$e_x = \frac{6 \text{ m}}{2} - X = 3 - 3 = 0 \text{ m.}$$

- **Momen statis terhadap kolom paling atas dalam arah sumbu -**

**Y adalah :**

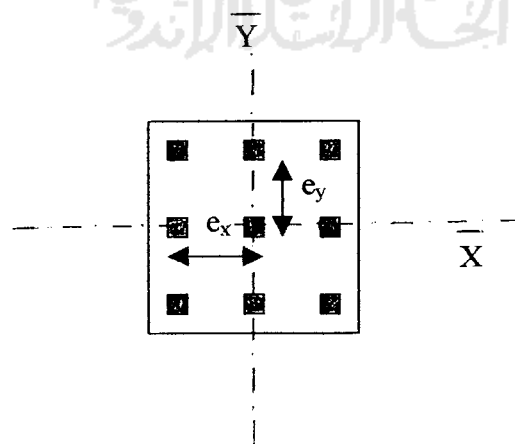
$$Y = \frac{(3 \times 4500 \text{ kg}) \times 6\text{m} + (3 \times 4500 \text{ kg}) \times 3\text{m}}{40500 \text{ kg}} = 3 \text{ m}$$

- Letak resultan beban terhadap titik pusat luasan pelat dalam

sumbu X adalah :

$$e_y = \frac{6 \text{ m}}{2} - X = 3 - 3 = 0 \text{ m.}$$

- Karena eksentrisitas baik arah X dan arah Y adalah nol, sehingga dapat diketahui bahwa resultan gaya P akibat beban kolom berada pada titik pusat luasan pelat pondasi rakit.



Gambar 4.5. Letak resultan beban – beban kolom terhadap titik berat pelat

- Menghitung tekanan netto ( qn)

Sesuai dengan persamaan penyebaran tekanan pada dasar pondasi akibat beban vertikal adalah :

$$q = \frac{\sum P}{A} \pm \frac{\sum P \cdot e_x \cdot Y}{I_x} \pm \frac{\sum P \cdot e_y \cdot X}{I_y}$$

Dimana :

$$I_x = I_y = 1/12 \cdot 750 \cdot 750^2 = 2,6367 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

maka :

$$q = \frac{40500}{750 \cdot 750} \pm \frac{40500 \cdot 0 \cdot y}{2,6367 \cdot 10^{10}} \pm \frac{40500 \cdot 0 \cdot x}{2,6367 \cdot 10^{10}}$$

$$q = 0,072 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga besar tekanan pada dasar pondasi akibat beban yang bekerja ( qd ) adalah :

$$\begin{aligned} qd &= qv \text{ ( akibat beban kolom )} + qp \text{ ( akibat beban merata pelat)} \\ &= 0,072 + 0,084 = 0,156 \text{ kg/cm}^2 = 0,156 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Pembebanan tersebut adalah pembebanan yang diakibatkan oleh oleh tekanan yang terjadi akibat beban vertikal kolom dan pelat pondasi rakit. Untuk mengurangi pengaruh pembebanan tersebut terhadap penurunan pondasi rakit semaksimal mungkin, maka pembebanan itu harus direduksi dengan menggunakan efek apung.

Efek apung adalah dengan menganggap tekanan pada pondasi dibuat sama dengan galian tanah yang dipindahkan ( L.D. Wesley,

1973, 11 ), sehingga diharapkan menghasilkan tekanan netto yang cukup kecil sehingga penurunan yang terjadi tidak terlalu besar.

#### IV.4.1. Perhitungan Untuk Lokasi B.I

Adapun untuk lokasi B.I besarnya tekanan tanah yang dipindahkan ( $q_0$ ) :

$$q_0 = (D_f - \text{tebal pelat}) \cdot \gamma_{\text{tanah}}$$

$$q_0 = (D_f - \text{tebal pelat}) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = (D_f - 0,35) \cdot 1,567$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$(D_f - 0,35) \cdot 1,567 = 0,156$$

Maka didapatkan nilai kedalaman pondasi dari muka tanah ( $D_f$ ) :

$$D_f = 0,449 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - (0,449 - 0,35) \cdot 1,567$$

$$q_n = 8,67 \cdot 10^{-4} \text{ t / m}^2$$

Jadi dari perhitungan yang telah kami lakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( $D_f$ ) = 0,449 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan  $q$  netto paling kecil, untuk

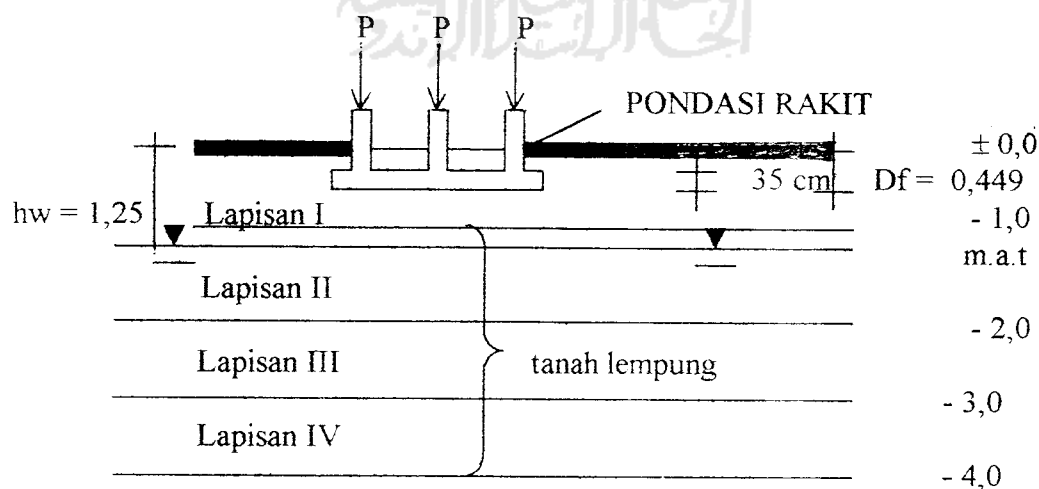
membandingkannya dengan nilai – nilai Df lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

**Tabel 4.4. Perbandingan Nilai – Nilai Df**

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,23435
0,4	0,07765
0,449	$8,67 \cdot 10^{-4}$
0,45	- 0,07905
0,5	-0,23575

Untuk Df = 0,45 dan Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.I dapat dideskripsikan sebagai berikut ini.



Gambar 4.6. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B.I.

#### IV.4.2. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Dari gambar konstruksi pondasi rakit pada lokasi B.I. Dapat diketahui bahwa pondasi rakit berada pada tanah lempung yang terdiri atas beberapa lapisan sesuai hasil penyelidikan tanah tersebut.

Untuk menghitung besarnya daya dukung tanah akibat pembebanan pondasi rakit maka kita harus menghitung pembebanan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah tersebut. Dengan prinsip bahwa lapisan tanah yang diatas merupakan beban merata bagi lapisan tanah dibawahnya, dapat diketahui distribusi tegangan pada masing – masing lapisannya.

Besarnya tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,499 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,567 \text{ t / m}^3 = 0,155 \text{ t / m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$$\sigma_v0 = \text{Tegangan pada dasar / alas pondasi}$$

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_{v1}$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$$\sigma_{v1} = \sigma_{vo} + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_{v1} = 1,715 + 0,36 + (0,351 \cdot 1,567)$$

$$\sigma_{v1} = 2,625 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_{v2}$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$$\sigma_{v2} = \sigma_{v1} + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_{v2} = 2,625 + (0,25 \cdot 1,544) + (0,75 \cdot 0,534)$$

$$\sigma_{v2} = 3,411 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_{v3}$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_{v3} = \sigma_{v2} + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_{v3} = 3,411 + (1,0 \cdot 0,544)$$

$$\sigma_{v3} = 3,945 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,945 \text{ t / m}^2$

Akibat pembebanan pondasi rakit menyebabkan terjadinya gesekan - gesekan diantara butiran - butiran tanah, dari hasil test laboratorium yakni dengan menggunakan uji geser langsung ( Direct shear test ) kita dapat mengetahui besarnya parameter sudut gesek dalam ( internal friction ) dan nilai kohesi tanah.

Berdasarkan tegangan yang terjadi akibat pembebanan pondasi rakit pada kedalaman 3 meter dari muka tanah dan 2 parameter diatas, kita dapat mengetahui nilai gaya geser tanah yang terjadi pada kedalaman tersebut.

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

$$\tau_3 = C + \sigma_v3 \cdot \tan \phi$$

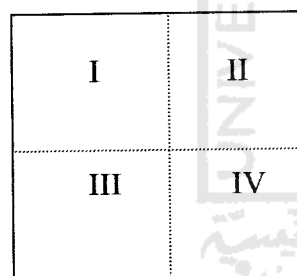
$$\tau_3 = 1,0 \text{ t/m}^2 + 3,945 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 14^\circ$$

$$\tau_3 = 1,0 + 0,983$$

$$\tau_3 = 1,983 \text{ t/m}^2$$

#### IV.4.3. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $z = 2,551 \text{ m}$ )

##### Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.I



Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,551 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,551 = 1,47$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,551 = 1,47$$

$$m^2 = 2,1609 , n^2 = 2,1609$$

$$1 + m^2 = 3,1609 , 1 + n^2 = 3,1609 , m \cdot n = 2,1609$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,3218 , \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{5,3218}$$



$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,3218 \cdot 2,1609}{3,1609 \cdot 3,1609 \cdot \sqrt{5,3218}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2,1609}{\sqrt{5,3218}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [ 0,5927 + 0,7527 ]$$

$$I = 0,2141$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2141 \cdot 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$q_{vu} = 1,4687 \text{ t/m}^2$$

#### IV.4.4. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $z = 2,551 \text{ m}$ )

Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.I

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$q_{v1} = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( } z_1 = 0,551 \text{ m )}$$

$$q_{v1} = \frac{Q}{(B + z_1)(L + z_1)}$$

$$q_{v1} = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,551)(7,5 + 0,551)} = 1,4883 \text{ t/m}^2$$

$$q_{v2} = \text{Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( } z_2 = 1,551 \text{ m )}$$

$$q_{v2} = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,551)(7,5 + 1,551)} = 1,1776 \text{ t/m}^2$$

$qv_3$  = Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $z_3 = 2,551$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,551)(7,5 + 2,551)} = 0,9549 \text{ t/m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,9549 \text{ t/m}^2$

#### 4.5. Tabel Distribusi Tegangan

METODE PERHITUNGAN	KEDALAMAN DARI MUKA TANAH	q ( t / m <sup>2</sup> )
PEMBEBANAN BIASA	1m	2,625
	2m	3,411
	3m	3,945
FADUM	3m	1,4687
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1,4883
	2m	1,1766
	3m	0,9549

#### IV.5. Mencari daya dukung tanah tanpa perkuatan Geotekstil

##### IV.5.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  - nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter - parameter nya :

$$C = 1 \text{ t/m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi I )}$$

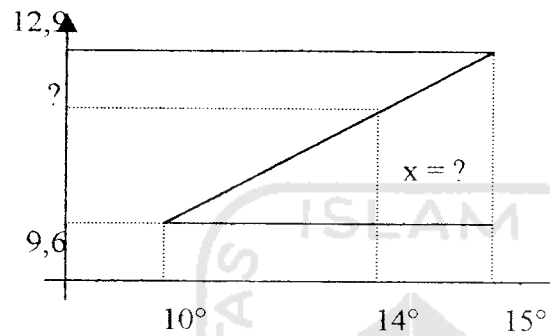
$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,534 \text{ t/m}^3 \text{ ( } \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Adapun faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk  $\phi = 14^\circ$

merupakan hasil interpolasi dari :

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
$10^\circ$	9,6	2,7	1,2
$15^\circ$	12,9	4,4	2,5



$$\frac{x}{14 - 10} = \frac{(12,9 - 9,6)}{15 - 10}$$

$$\frac{x}{4} = \frac{3,3}{5} \rightarrow x = 2,64$$

$$N_c = 9,6 + 2,64 = 12,24$$

$$N_q = 2,7 + \frac{(14 - 10)(4,4 - 2,7)}{(15 - 10)} = 4,06$$

$$N_\gamma = 1,2 + \frac{(14 - 10)(2,5 - 1,2)}{(15 - 10)} = 2,24$$

Jadi  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 12,24 + 1,715 \cdot 4,06 + 0,4 \cdot 7,5 \cdot 0,534 \cdot 2,24$$

$$Q_{ult} = 26,4634 \text{ t / m}^2$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 1/3 \cdot Q_{\text{ult}} = 1/3 \cdot 26,4634 \text{ t / m}^2 = 8,8211 \text{ t / m}^2$$

#### IV.5.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

- a. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

- b. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

Sudut gesek	Nc	Nq	N <sub>γ</sub>
10°	8,34	2,47	0,47
15°	10,97	3,94	1,42

Untuk sudut gesek dalam ( $\phi$ ) = 14° dengan interpolasi diperoleh :

$$N_c = 8,34 + \frac{(14 - 10) (10,97 - 8,34)}{(15 - 10)} = 10,44$$

$$N_q = 2,47 + \frac{(14 - 10) (3,94 - 2,47)}{(15 - 10)} = 3,646$$

$$N_\gamma = 0,47 + \frac{(14 - 10) (1,42 - 0,47)}{(15 - 10)} = 1,23$$

$$\begin{aligned}
 dq &= 1 + 2 ( Df/B ) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2 \\
 &= 1 + 2 ( 0,449 / 7,5 ) \tan 14^\circ ( 1 - \sin 14^\circ )^2 \\
 &= 1,002
 \end{aligned}$$

$$dc = dq - \left( \frac{ ( 1 - dq ) }{ ( Nq \tan \phi / 2 ) } \right)$$

$$dc = 1,002 - \left( \frac{ ( 1 - 1,002 ) }{ ( 3,646 \tan 14^\circ / 2 ) } \right)$$

$$dc = 1,074$$

$$dy = 1,0$$

c. Faktor kemiringan beban

Karena telah diasumsikan bahwa kolom dan pelat dicor sehingga dianggap sangat kaku & saling tegak lurus maka parameter  $i_c = i_q = i_y = 1,0$

Maka nilai  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah dengan menggunakan cara Hansen adalah :

$$Q_{ult} = Sc \cdot dc \cdot ic \cdot C \cdot Nc + Sq \cdot dq \cdot iq \cdot Po \cdot Nq + Sy \cdot dy \cdot iy \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot Ny$$

$$Q_{ult} = (1,2 \cdot 1,074 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10,44) + (1,2 \cdot 1,002 \cdot 1 \cdot 1,715 \cdot 3,646)$$

$$+ (1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 \cdot 1,23)$$

$$Q_{ult} = 24,4219 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah =

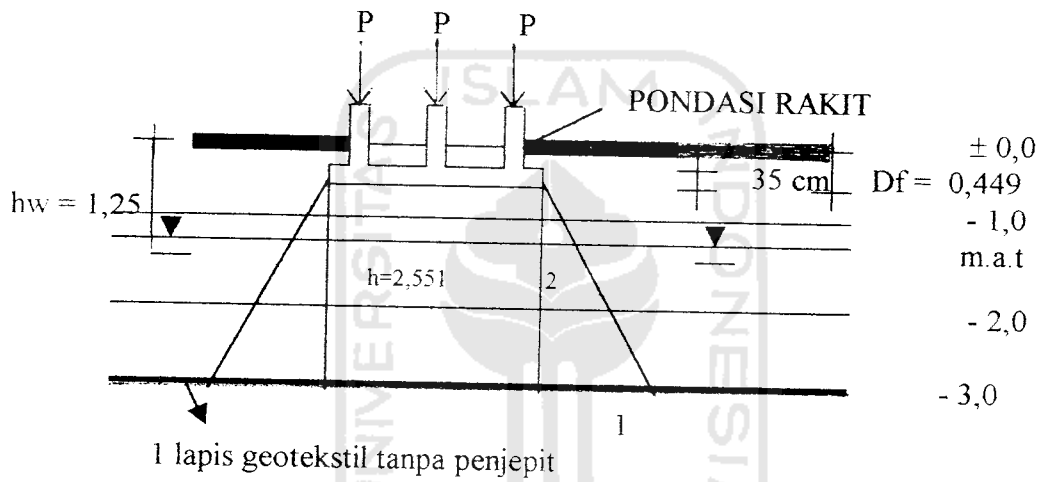
$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 24,4219 \text{ t / m}^2 = 8,1406 \text{ t / m}^2$$

## IV.6. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

### IV.6.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

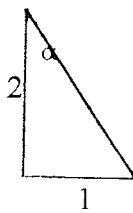
$$q = \frac{Q}{(B+2htan\alpha)(L+2htan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $h = 2,551 \text{ m}$ )



Gambar 4.7. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.I

Distribusi tegangan dianggap mengikuti prinsip pendekatan 2 : 1



$$\alpha = \arctan 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$

$$q = \frac{96,4687}{101,011} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,351 \cdot 1,567) + (0,25 \cdot 1,544) + (0,75 \cdot 0,534) + (1 \cdot 0,544)$$

$$q = 0,955 + 0,36 + 0,55 + 0,386 + 0,4005 + 0,544$$

$$q = 3,1955 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode perilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$\begin{aligned} &= 3,1955 \text{ t / m}^2 \cdot 2,251 \text{ m} \\ &= 7,1930 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,1955 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,945 \text{ t / m}^2$ .

Sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil 5 cm = 0,05 m. Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

#### IV.6.2. Perhitungan Dengan Metode Binquet dan Lee ( 1975 )

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$z/b = 2,551 \text{ m / } 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter -}$$

parameter sebagai berikut :

$$I(z/b) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J(z/b) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya dalah sebagai berikut :

$q_o$  = Beban kolom ( P ) + Beban pelat + Beban tanah diatas pondasi

$$= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449-0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567)$$

$$= 5,4 + 6,3 + 1,1635$$

$$= 12,8635 \text{ t / m}^2$$

$$q = ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,35 \cdot 1 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) +$$

$$( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,544 )$$

$$= 16,8039 \text{ t / m}^2$$

Syarat  $q = 16,8039 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8635 \text{ t / m}^2 \longrightarrow$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibad beban  $q$  :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \text{ dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1$$

$$= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 16,8039$$

$$= 15,1235 \text{ t / m}^2$$



2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 16,8039 \cdot 0,05 \\ &= 0,252 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_v(q,z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) \\ &= 15,12351 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,551 + 0,449) \\ &= 21,13101 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned} T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{16,8039}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8635 \cdot 0,3063 \\ &= 5,1418 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 5,1418 t/m

5. Tahanan gesek (Tf)

$$\begin{aligned} T_f &= 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} \cdot [M(z/b) \cdot b \cdot q_0 (q/q_0) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D)] \\ \mu &= \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1 \\ T_f &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{16,8039}{12,8635} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,551 + 0,449)] \\ &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 21,131 \end{aligned}$$

$$= 10,5232 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,12351 t / m<sup>2</sup>

#### IV.7. Perhitungan Untuk Lokasi B.II

$$q_0 = ( D_f - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma \text{ tanah}$$

$$q_0 = ( D_f - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = ( D_f - 0,35 ) \cdot 1,584$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$( D_f - 0,35 ) \cdot 1,584 = 0,156$$

Maka didapatkan nilai kedalaman pondasi dari muka tanah ( D<sub>f</sub> ) :

$$D_f = 0,448 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - ( 0,448 - 0,35 ) \cdot 1,584$$

$$q_n = 7,68 \cdot 10^{-4} \text{ t / m}^2$$

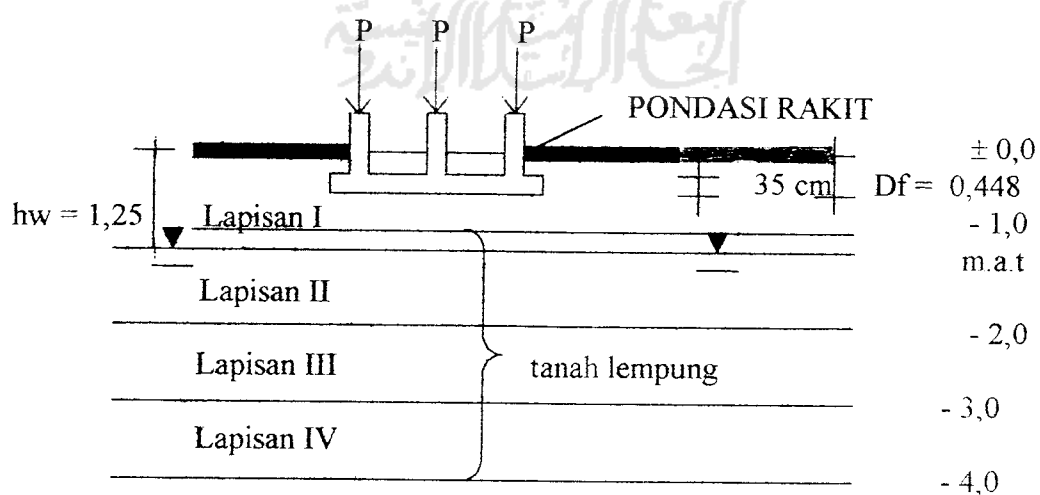
Jadi dari perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( D<sub>f</sub> ) = 0,448 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan q netto paling kecil, untuk membandingkannya dengan dilai – nilai D<sub>f</sub> lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

TABEL 4.6. Perbandingan Nilai – Nilai Df

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,2352
0,4	0,0768
0,449	$7,68 \cdot 10^{-4}$
0,45	$-2,4 \cdot 10^{-3}$
0,5	-0,0816

Untuk Df = 0,45 dan Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.II dapat dideskripsikan sebagai berikut :



Gambar4.8. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B.II.

#### IV.8. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Tekanan – tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,448 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,584 \text{ t/m}^3 = 0,155 \text{ t/m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Maka perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$\sigma_v0$  = Tegangan pada dasar / alas pondasi

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v1$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v1 = \sigma_v0 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v1 = 1,715 + 0,36 + (0,352 \cdot 1,584)$$

$$\sigma_v1 = 2,633 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v2$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v2 = \sigma_v1 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v2 = 2,633 + (0,25 \cdot 1,548) + (0,75 \cdot 0,584)$$

$$\sigma_v2 = 3,428 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_3$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_3 = \sigma_2 + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_3 = 3,428 + (1,0 \cdot 0,544)$$

$$\sigma_3 = 3,972 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,972 \text{ t / m}^2$

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

$$\tau_3 = C + \sigma_3 \cdot \tan \phi$$

$$\tau_3 = 1,0 \text{ t/m}^2 + 3,972 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 15^\circ$$

$$\tau_3 = 1,0 + 1,064$$

$$\tau_3 = 2,064 \text{ t/m}^2$$

#### IV.9.1. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $z = 2,552 \text{ m}$ ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.II

I	II
III	IV

Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,552 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,552 = 1,47$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,552 = 1,47$$

$$m^2 = 2,1609 , n^2 = 2,1609$$

$$1 + m^2 = 3,1609 , 1 + n^2 = 3,1609 , m \cdot n = 2,1609$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,3218, \quad \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{5,3218}$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,3218 \cdot 2,1609}{3,1609 \cdot 3,1609 \cdot \sqrt{5,3218}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2,1609}{\sqrt{5,3218}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [ 0,5927 + 0,7527 ]$$

$$I = 0,2141$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2141 \cdot 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$qvu = 1,4687 \text{ t / m}^2$$

#### IV.9.2. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3m ( Z = 2,552 m )

Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.II

$$qvo = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$$qv1 = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( } z1 = 0,552 \text{ m )}$$

$$qv1 = \frac{Q}{(B + z1)(L + z1)}$$

$$qv1 = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,552)(7,5 + 0,552)} = 1,4879 \text{ t / m}^2$$

$$qv2 = \text{Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( } z2 = 1,552 \text{ m )}$$

$$qv2 = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,552)(7,5 + 1,552)} = 1,1773 \text{ t / m}^2$$

$qv_3$  = Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $z_3 = 2,552$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,552)(7,5 + 2,552)} = 0,954 \text{ t / m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,954 \text{ t / m}^2$

**Tabel 4.7. Distribusi Tegangan**

METODE PERHITUNGAN	KEDALAMAN DARI MUKA TANAH	q ( t / m <sup>2</sup> )
PEMBEBANAN BIASA	1m	2,633
	2m	3,428
	3m	3,972
FADUM	3m	1,4687
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1,4879
	2m	1,1773
	3m	0,954

#### IV.10. Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

##### IV.10.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  – nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_\gamma$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter – parameter nya :

$$C = 1 \text{ t / m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi II )}$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma' = 0,544 \text{ t / m}^3 \text{ ( } \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Adapun faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk  $\phi = 15^\circ$

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
$15^\circ$	12,9	4,4	2,5

Jadi  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot 1,0 \cdot 12,9 + 1,715 \cdot 4,4 + 0,4 \cdot 7,5 \cdot 0,544 \cdot 2,5$$

$$Q_{ult} = 28,396 \text{ t / m}^2$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 28,396 \text{ t / m}^2 = 9,465 \text{ t / m}^2$$

#### IV.10.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

a. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

b. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

Sudut gesek	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
$15^\circ$	10,97	3,94	1,42

$$d_q = 1 + 2 ( D_f/B ) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2$$



$$= 1 + 2 ( 0,448 / 7,5 ) \tan 15^\circ ( 1 - \sin 15^\circ )^2$$

$$= 1,017$$

$$d_c = d_q - \left( \frac{(1 - d_q)}{(N_q \tan \phi / 2)} \right)$$

$$d_c = 1,017 - \left( \frac{(1 - 1,017)}{(3,94 \cdot \tan 15^\circ / 2)} \right)$$

$$d_c = 1,049$$

$$d_y = 1,0$$

c. Faktor kemiringan beban

Karena telah diasumsikan bahwa kolom dan pelat dicor sehingga dianggap sangat kaku & saling tegak lurus maka parameter  $i_c = i_q = i_y = 1,0$

Maka nilai  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah dengan menggunakan cara Hansen adalah :

$$Q_{ult} = S_c \cdot d_c \cdot I_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot d_q \cdot I_q \cdot P_o \cdot N_q + S_y \cdot d_y \cdot I_y \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y$$

$$Q_{ult} = (1,2 \cdot 1,049 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10,97) + (1,2 \cdot 1,017 \cdot 1 \cdot 1,715 \cdot 3,94)$$

$$+ (1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,544 \cdot 1,42)$$

$$Q_{ult} = 26,282 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah =

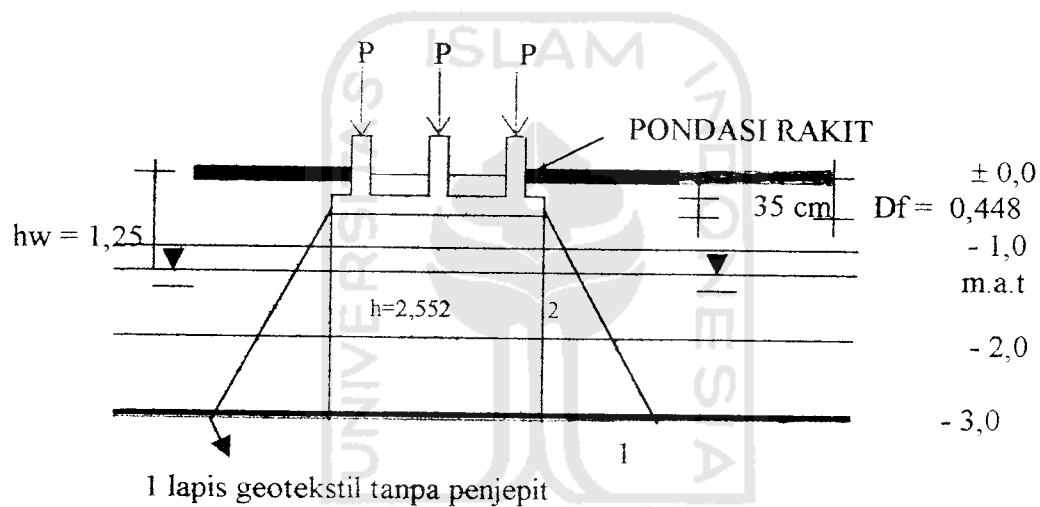
$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 26,282 \text{ t / m}^2 = 8,76 \text{ t / m}^2$$

#### IV.11. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

##### IV.11.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

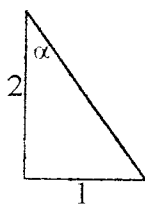
$$q = \frac{Q}{(B+2htan\alpha)(L+2htan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $h = 2,552 \text{ m}$ )



Gambar 4.8. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.II.

Distribusi tegangan mengikuti prinsip pendekatan 2 : 1



$$\alpha = \text{arc tan } 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$

$$q = \frac{96,4687}{101,0314} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,352 \cdot 1,584) + (0,25 \cdot 1,548) + (0,75 \cdot 0,548) + (1 \cdot 0,544)$$

$$q = 0,9548 + 0,36 + 0,558 + 0,387 + 0,441 + 0,544$$

$$q = 3,2448 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode perilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$= 3,2448 \text{ t / m}^2 \cdot 2,552 \text{ m}$$

$$= 8,2807 \text{ t / m}$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,2448 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,972 \text{ t / m}^2$ .

Sehingga sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil 5 cm = 0,05 m. Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

#### IV.11.2.Perhitungan Dengan Cara Binquet dan Lee ( 1975 )

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$z/b = 2,552 \text{ m / } 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter -}$$

parameter sebagai berikut :

$$I(z/b) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J(z/b) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,448 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,584) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1642 \\ &= 12,8642 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,352 \cdot 7,5 \cdot 1,584 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,548 ) + \\ &\quad ( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,548 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,544 ) \\ &= 16,9468 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Syarat  $q = 16,9468 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8642 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1$$

$$= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 16,9468$$

$$= 15,2521 \text{ t / m}^2$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 16,9468 \cdot 0,05 \\ &= 0,2542 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_v(q,z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 15,2521 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,552 + 0,448) \\ &= 21,2596 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned} T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8642 \left( \frac{16,9468}{12,8642} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8642 \cdot 0,3174 \\ &= 5,3284 \text{ t / m} \end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 5,3284 t / m

5. Tahanan gesek ( Tf )

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_o (q/q_o) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 15^\circ, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$= 0,268$$

$$T_f = 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot [ 0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8642 \cdot \left( \frac{16,9468}{12,8642} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,552 + 0,448) ]$$

$$= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot 21,2596$$

$$= 2 \cdot 0,268 \cdot 1.21,2596$$

$$Tf = 11,3951 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,2521 t / m<sup>2</sup>

#### IV.12. Perhitungan Untuk Lokasi B.III

$$q_0 = ( Df - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma \text{ tanah}$$

$$q_0 = ( Df - \text{tebal pelat} ) \cdot \gamma_b$$

$$q_0 = ( Df - 0,35 ) \cdot 1,174$$

Dengan prinsip gaya apung maka besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi sama dengan galian tanah yang dipindahkan :

$$q_0 = q_d$$

$$( Df - 0,35 ) \cdot 1,174 = 0,156$$

Maka didapatkan kedalaman pondasi dari muka tanah ( Df ) adalah :

$$Df = 0,482 \text{ m}$$

$$q_n = q_d$$

$$q_n = 0,156 - ( 0,482 - 0,35 ) \cdot 1,174$$

$$q_n = 1,032 \cdot 10^{-3} \text{ t / m}^2$$

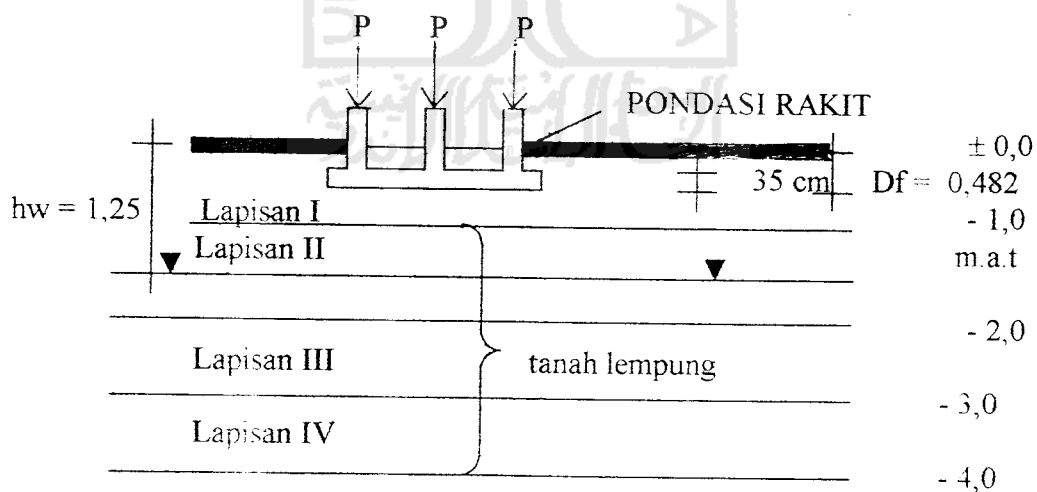
Jadi dari perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa untuk kedalaman pondasi ( Df ) = 0,482 m adalah nilai kedalaman pondasi yang menghasilkan q netto paling kecil, untuk membandingkannya dengan nilai – nilai Df lainnya maka dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.8. Perbandingan Nilai – Nilai Df

Df ( m )	Qn ( t / m <sup>2</sup> )
0,3	0,2147
0,4	0,0973
0,482	$1,032 \cdot 10^{-3}$
0,45	0,0386
0,5	- 0,0201

Untuk Df = 0,5 menghasilkan nilai negatif karena tekanan yang terjadi pada dasar pondasi lebih kecil dari tekanan keatas yang diberikan oleh lapisan tanah, sehingga tidak terjadi penurunan pondasi rakit.

Sehingga konstruksi perkuatan tanah tanpa geotekstil pada lokasi B.III dapat dideskripsikan sebagai berikut :



Gambar 4.9. Konstruksi Pondasi Rakit pada lokasi B.III.

#### IV.13. Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

Tekanan – tekanan yang terjadi akibat :

$$\text{Beban kolom ( P )} = 0,072 \text{ kg / cm}^2 = 0,72 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pelat ( qp )} = 0,35 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t / m}^3 = 0,84 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban pasir ( q pasir )} = 0,2 \text{ m} \cdot 1,8 \text{ t / m}^3 = 0,36 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Beban tanah diatas pondasi} = (0,482 - 0,35) \text{ m} \cdot 1,174 \text{ t/m}^3 = 0,155 \text{ t/m}^2$$

Tekanan diatas adalah tekanan yang terjadi pada bidang kontak di bagian alas pondasi.

Maka perhitungan besarnya tegangan yang terjadi pada masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

$\sigma_v0$  = Tegangan pada dasar / alas pondasi

$$\sigma_v0 = 0,72 + 0,84 + 0,155 = 1,715 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v1$  = Tegangan pada kedalaman 1 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v1 = \sigma_v0 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v1 = 1,715 + 0,36 + ( 0,318 \cdot 1,174 )$$

$$\sigma_v1 = 2,448 \text{ t / m}^2$$

$\sigma_v2$  = Tegangan pada kedalaman 2 meter dari muka tanah.

$$\sigma_v2 = \sigma_v1 + q \text{ tanah diatasnya}$$

$$\sigma_v2 = 2,448 + ( 0,5 \cdot 1,564 ) + ( 0,5 \cdot 0,504 )$$

$$\sigma_v2 = 3,428 \text{ t / m}^2$$



$\sigma_3$  = Tegangan pada kedalaman 3 meter dari muka tanah.

$$\sigma_3 = \sigma_2 + q \text{ tanah di atasnya}$$

$$\sigma_3 = 3,428 + (1,0 \cdot 0,566)$$

$$\sigma_3 = 3,994 \text{ t/m}^2$$

Jadi daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah tanpa perkuatan geotekstil =  $3,994 \text{ t/m}^2$

Adapun gaya geser tanah pada kedalaman 3 meter dari muka tanah ( $\tau_3$ ) :

$$\tau_3 = C + \sigma_3 \cdot \tan \phi$$

$$\tau_3 = 0,9 \text{ t/m}^2 + 3,994 \text{ t/m}^2 \cdot \tan 15^\circ$$

$$\tau_3 = 0,9 + 1,070$$

$$\tau_3 = 1,97 \text{ t/m}^2$$

#### IV.14.1. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( $Z = 2,518 \text{ m}$ ) Dengan Cara Fadum Pada Lokasi B.III

I	II
III	IV

Pondasi dibagi menjadi 4 bidang sama besar

Masing – masing  $\square = 3,75 \times 3,75 \text{ m}^2$

$B = 3,75 \text{ m}$  ,  $L = 3,75 \text{ m}$  ,  $Z = 2,518 \text{ m}$

$$m = B / Z = 3,75 / 2,518 = 1,49$$

$$n = L / Z = 3,75 / 2,518 = 1,49$$

$$m^2 = 2,2201 , n^2 = 2,2201$$

$$1 + m^2 = 3,2201 , 1 + n^2 = 3,2201 , m \cdot n = 2,2201$$

$$1 + m^2 = 3,2201, 1 + n^2 = 3,2201, m.n = 2,2201$$

$$2 + m^2 + n^2 = 6,4402, \sqrt{2 + m^2 + n^2} = \sqrt{6,4402}$$

$$I = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{6,4402 \cdot 2,2201}{3,2201 \cdot 3,2201 \cdot \sqrt{6,4402}} + \frac{\pi}{180} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2,2201}{\sqrt{6,4402}} \right]$$

$$I = \frac{1}{2\pi} [ 0,5434 + 0,7187 ]$$

$$I = 0,2009$$

$$\text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Jadi pada } 4 \square = 4 \cdot 0,2009 \cdot 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$q_{vu} = 1,3782 \text{ t/m}^2$$

#### IV.14.2. Menghitung Tegangan Vertikal Pada Kedalaman 3 m ( Z = 2,518 m )

Dengan Cara Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.III

$$q_{vo} = \frac{Q}{B \cdot L} = \text{Beban pada alas pondasi} = 1,715 \text{ t/m}^2$$

$$q_{v1} = \text{Beban pada kedalaman 1 m dari muka tanah ( z = 0,518 m )}$$

$$q_{v1} = \frac{Q}{(B + z1)(L + z1)}$$

$$q_{v1} = \frac{96,4687}{(7,5 + 0,518)(7,5 + 0,518)} = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$qv_2 =$  Beban pada kedalaman 2 m dari muka tanah ( $z_2 = 1,518$  m )

$$qv_2 = \frac{96,4687}{(7,5 + 1,518)(7,5 + 1,518)} = 1,1862 \text{ t / m}^2$$

$qv_3 =$  Beban pada kedalaman 3 m dari muka tanah ( $z_3 = 2,518$  m )

$$qv_3 = \frac{96,4687}{(7,5 + 2,518)(7,5 + 2,518)} = 0,9612 \text{ t / m}^2$$

Jadi menurut cara distribusi pendekatan 2 : 1  $qv_3 = 0,9612 \text{ t / m}^2$

**Tabel 4.9. Distribusi Tegangan**

METODE PERHITUNGAN	KEDALAMAN DARI MUKA TANAH	q ( t / m <sup>2</sup> )
PEMBEBANAN BIASA	1m	2.448
	2m	3.428
	3m	3.994
FADUM	3m	1.3782
PENDEKATAN 2 : 1	1m	1.5
	2m	1.1862
	3m	0.9612

#### IV.15. Mencari Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil

##### IV.15.1. Metode Terzaghi

Dari landasan teori telah diketahui untuk bentuk pondasi bujur sangkar maka  $Q_{ultimit}$  – nya adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 C N_c + q N_q + 0,4 B \gamma N_y$$

Berdasarkan data tanah dan bentuk pondasi diketahui nilai parameter – parameternya :

$$C = 0,9 \text{ t / m}^2 \text{ ( Nilai kohesi tanah pada lapisan III lokasi III )}$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 0,566 \text{ t / m}^3 \text{ (} \gamma \text{ tanah terendam pada lapisan III )}$$

Adapun faktor daya dukung tanah menurut Terzaghi untuk  $\phi = 15^\circ$

Sudut gesek	Nc	Nq	N $\gamma$
15°	12,9	4,4	2,5

Jadi Q ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot 0,9 \cdot 12,9 + 1,715 \cdot 4,4 + 0,4 \cdot 7,5 \cdot 0,566 \cdot 2,5$$

$$Q_{ult} = 26,9016 \text{ t / m}^2$$

Daya dukung tanah pada kedalaman 3 m dari muka tanah adalah :

$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 26,9016 \text{ t / m}^2 = 8,9672 \text{ t / m}^2$$

#### IV.15.2. Metode Hansen

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya cara Hansen merupakan pengembangan dari perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan cara Terzaghi.

d. Faktor bentuk pondasi bujur sangkar :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_q = 1 + 0,2 \cdot (B/L) = 1 + 0,2 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 + 0,4 \cdot (B/L) = 1 + 0,4 \cdot (7,5 / 7,5) = 1,4$$

e. Faktor daya dukung pondasi

Dari tabel faktor daya dukung cara Hansen diperoleh :

Sudut gesek	Nc	Nq	N $\gamma$
15°	10,97	3,94	1,42

$$\begin{aligned}
 dq &= 1 + 2 ( Df/B ) \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2 \\
 &= 1 + 2 ( 0,482 / 7,5 ) \tan 15^\circ ( 1 - \sin 15^\circ )^2 \\
 &= 1,026
 \end{aligned}$$

$$dc = dq - \left( \frac{(1 - dq)}{(Nq \tan \phi / 2)} \right)$$

$$dc = 1,026 - \left( \frac{(1 - 1,026)}{(3,94 \cdot \tan 15^\circ / 2)} \right)$$

$$dc = 1,076$$

$$dy = 1,0$$

f. Faktor kemiringan beban

Karena telah diasumsikan bahwa kolom dan pelat dicor sehingga dianggap sangat kaku & saling tegak lurus maka parameter  $i_c = i_q = i_\gamma = 1,0$

Maka nilai  $Q$  ultimit pada kedalaman 3 m dari muka tanah dengan menggunakan cara Hansen adalah :

$$Q_{ult} = S_c \cdot dc \cdot I_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot dq \cdot I_q \cdot P_0 \cdot N_q + S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot I_\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

$$Q_{ult} = (1,2 \cdot 1,076 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 10,97) + (1,2 \cdot 1,026 \cdot 1 \cdot 1,715 \cdot 3,94)$$

$$+(1,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,544 \cdot 1,42)$$

$$Q_{ult} = 25,123 \text{ t / m}^2$$

Jadi daya dukung tanah =

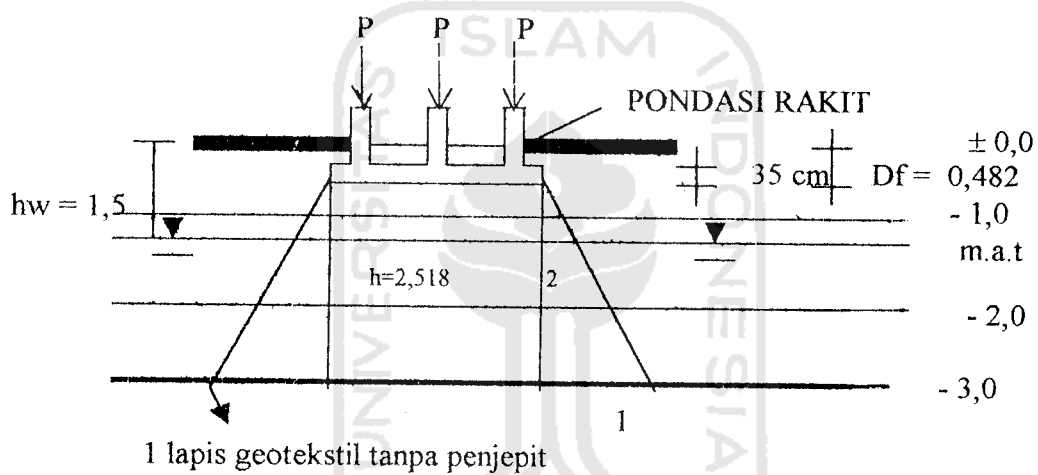
$$\bar{\sigma}_{tanah} = 1/3 \cdot Q_{ult} = 1/3 \cdot 25,123 \text{ t / m}^2 = 8,374 \text{ t / m}^2$$

#### IV.16. Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil

##### IV.16.1. Perhitungan Dengan Cara Giroud dan Noiray

$$q = \frac{Q}{(B+2htan\alpha)(L+2htan\alpha)} + \sum \gamma_i \cdot h_n$$

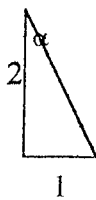
Maka daya dukung tanah dengan perkuatan geotekstil pada kedalaman 3 m dari muka tanah (  $h = 2,518 \text{ m}$  )



Gambar 4.10. Distribusi beban ke geotekstil pada lokasi B.III.

$$\alpha = \text{arc tan } 1/2$$

$$= 26,56^\circ$$



$$q = \frac{96,4687}{100,3492} + (0,2 \cdot 1,8) + (0,318 \cdot 1,174) + (0,5 \cdot 1,564) + (0,5 \cdot 0,504) + (1 \cdot 0,566)$$

$$q = 0,9613 + 0,36 + 0,373 + 0,782 + 0,252 + 0,566$$

$$q = 3,2943 \text{ t / m}^2$$

Gaya tarik geotekstil dihitung dengan menggunakan metode perilaku nap geotekstil sebagai berikut :

T tarik geotekstil =  $\Delta q \cdot \rho$  , untuk  $\rho = h$  maka.

$$= 3,2943 \text{ t / m}^2 \cdot 2,518 \text{ m}$$

$$= 8,295 \text{ t / m'}$$

Jadi dari perhitungan diatas dapat disimpulkan daya dukung tanah dengan perkuatan 1 lapis geotekstil =  $3,2943 \text{ t / m}^2$

Tidak aman untuk menahan tegangan vertikal akibat pembebanan pondasi rakit sebesar  $3,994 \text{ t / m}^2$ .

Sehingga sebagai perbandingannya digunakan 2 lapis geotekstil dengan jarak antara geotekstil  $5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m}$ . Untuk menghitung perkuatan tanah dengan 2 lapis geotekstil digunakan rumus Biquet dan Lee ( 1975 )

#### 4.16.2. Perhitungan dengan Cara Biquet dan Lee ( 1975 )

Perbandingan antara  $z$  dan lebar pondasi adalah :

$z/b = 2,518 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,34 \approx 0,3$ , dari grafik kita dapatkan parameter – parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,3 \text{ t / m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t / m}^2$$

$$M ( z/b ) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya dalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_o &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,482 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,174) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1622 \\ &= 12,8622 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,318 \cdot 7,5 \cdot 1,174 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 1,564 ) + \\ &\quad ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,504 ) + ( 1 \cdot 7,5 \cdot 0,566 ) \\ &= 17,491 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

Syarat  $q = 17,491 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8622 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibad beban q :

$$\begin{aligned} \sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 17,491 \\ &= 15,7419 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibad beban q :

$$\begin{aligned} S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,3 \cdot 17,491 \cdot 0,05 \\ &= 0,2624 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$



## 3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_v (q, z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 15,7419 + 1 \cdot 0,566 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,518 + 0,482) \\ &= 19,3459 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

## 4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned}T(z, n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8622 \left[ \frac{17,491}{12,8622} - 1 \right] \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8642 \cdot 0,3599 \\ &= 6,0419 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 6,0419 t / m<sup>2</sup>

## 5. Tahanan gesek (Tf)

$$\begin{aligned}T_f &= 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_o (q/q_o) + \gamma \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ] \\ \mu &= \tan \phi = \tan 15^\circ \\ &= 0,268 \\ T_f &= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8622 \cdot \left( \frac{17,491}{12,8622} \right) + 0,566 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,518 + 0,482)] \\ &= 2 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot 22,1094 \\ &= 11,8506 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 15,7419 t / m<sup>2</sup>

#### IV.17. Perhitungan Nilai Daya Dukung Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil

##### Untuk Z Yang Diubah – Ubah Sementara $\Delta H$ Tetap Pada Lokasi B.I

Setelah mengetahui nilai daya dukung perkuatan tanah dengan geotekstil pada masing – masing lokasi yaitu B.I , B.II dan B.III. Untuk menganalisa besarnya daya dukung tanah untuk nilai Z ( jarak antara bidang alas pondasi dengan lapisan geotekstil ) yang diubah – ubah sementara jarak antar geotekstil (  $\Delta H$  ) tetap, maka kami melakukan perhitungan sebagai berikut :

1. Perhitungan dilakukan pada lokasi B.I
2. Nilai Z diambil 0,5 m diatas dan dibawah posisi awal lokasi B.I yaitu
  - a.  $Z1 = 2,551 - 0,5 = 2,051$  m ( diatas posisi awal geotekstil )
  - b.  $Z2 = 2,551 + 0,5 = 3,051$  m ( dibawah posisi awal geotekstil )
3. Nilai  $\Delta H$  diambil tetap = 0,05 m.
4. Karena menggunakan perkuatan 2 lapis geotekstil maka dipergunakan penyelesaian dengan menggunakan rumus Binquet dan Lee ( 1975 )

##### IV.17.1.Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk

##### $Z1 = 2,051$ m Pada Lokasi B.I.

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$Z1/b = 2,051 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,273 \approx 0,3, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter}$$

– parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,3 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$M(z/b) = 0,12 \text{ t / m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$X_o / b = 0,5 \longrightarrow X_o = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$L_o / b = 1,0 \longrightarrow L_o = 1 \cdot 7,5 = 7,5 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$q_o$  = Beban kolom ( P ) + Beban pelat + Beban tanah diatas pondasi

$$= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567)$$

$$= 5,4 + 6,3 + 1,1635$$

$$= 12,8635 \text{ t / m}^2$$

$$q = ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,351 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) +$$

$$( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 )$$

$$= 14,7264 \text{ t / m}^2$$

Syarat  $q = 14,7264 \text{ t / m}^2 > q_o = 12,8635 \text{ t / m}^2$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibad beban q :

$$\sigma_v(q,z) = A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1$$

$$= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,12 \cdot 14,7264$$

$$= 13,2538 \text{ t / m}^2$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibad beban q :

$$S(q,z) = I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H$$

$$= 0,3 \cdot 14,7264 \cdot 0,05$$

$$= 0,2209 \text{ t / m}^2$$

### 3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_v (q, z) + \text{Astrip} \cdot \gamma' (L_o - X_o) (Z + D) \\ &= 13,2538 + 1 \cdot 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot (2,051 + 0,499) \\ &= 18,26 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

### 4 Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned}T(z, n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,3 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \left( \frac{14,7264}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,61 \cdot 12,8635 \cdot 0,1448 \\ &= 2,4307 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 2,4307 t / m<sup>2</sup>

### 5 Tahanan gesek (Tf)

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot \text{Astrip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_o (q/q_o) + \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$\begin{aligned}T_f &= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,12 \cdot 7,5 \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{14,7264}{12,8635} \right) + 0,534 \cdot (7,5 - 3,75) \cdot \\ &\quad (2,051 + 0,499)]\end{aligned}$$

$$= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 18,3601$$

$$= 9,1433 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 13,2538 t / m<sup>2</sup>

#### IV.17.2. Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan 2 Lapis Geotekstil Untuk

**Z2 = 3,051 m Pada Lokasi B.I.**

Perbandingan antara z dan lebar pondasi adalah :

$$Z2/b = 3,051 \text{ m} / 7,5 \text{ m} = 0,4068 \approx 0,4, \text{ dari grafik kita dapatkan parameter}$$

– parameter sebagai berikut :

$$I ( z/b ) = 0,32 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$J ( z/b ) = 0,35 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$M ( z/b ) = 0,1 \text{ t} / \text{m}^2$$

Untuk  $z/b = 0,3$ , dari grafik didapatkan :

$$Xo / b = 0,5 \longrightarrow Xo = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$Lo / b = 0,8 \longrightarrow Lo = 0,8 \cdot 7,5 = 6 \text{ m}$$

Adapun pembebanan – pembebanannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_0 &= \text{Beban kolom ( P )} + \text{Beban pelat} + \text{Beban tanah diatas pondasi} \\ &= ( 0,72 \text{ t/m}^2 \cdot 7,5 ) + ( 0,35 \cdot 7,5 \cdot 2,4 ) + ((0,449 - 0,35) \cdot 7,5 \cdot 1,567) \\ &= 5,4 + 6,3 + 1,1635 \\ &= 12,8635 \text{ t} / \text{m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= ( 0,2 \cdot 7,5 \cdot 1,8 ) + ( 0,351 \cdot 7,5 \cdot 1,567 ) + ( 0,25 \cdot 7,5 \cdot 1,544 ) + \\ &\quad ( 0,75 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 0,534 ) + ( 0,5 \cdot 7,5 \cdot 1,134 ) \\ &= 18,9789 \text{ t} / \text{m}' \end{aligned}$$

Syarat  $q = 18,9789 \text{ t} / \text{m}' > q_0 = 12,8635 \text{ t} / \text{m}'$  terpenuhi !

Maka berdasarkan perhitungan dengan menggunakan cara Binquet dan

Lee ( 1975 ) dapat dihitung parameter – parameter sebagai berikut :

1. Daya dukung lapisan geotekstil pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned}\sigma_v(q,z) &= A \cdot b \cdot M(z/b) \cdot q \quad \text{dimana } A = \text{Plan area of strip} = 1 \\ &= 1 \cdot 7,5 \cdot 0,1 \cdot 18,9789 \\ &= 14,2342 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

2. Gaya geser pada kedalaman z akibat beban q :

$$\begin{aligned}S(q,z) &= I(z/b) \cdot q \cdot \Delta H \\ &= 0,32 \cdot 18,9789 \cdot 0,05 \\ &= 0,3037 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

3. Tegangan Normal

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma_v(q,z) + A_{strip} \cdot \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) \\ &= 14,2342 + 1 \cdot 1,134 \cdot (6 - 3,75) \cdot (3,051 + 0,499) \\ &= 23,292 \text{ t / m}^2\end{aligned}$$

4. Tegangan tarik geotekstil pada kedalaman z dan 2 lapis geotekstil

$$\begin{aligned}T(z,n) &= \frac{1}{2} \cdot [(0,35 \cdot 7,5) - (0,32 \cdot 0,05)] \cdot 12,8635 \cdot \left( \frac{18,9789}{12,8635} - 1 \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,609 \cdot 12,8635 \cdot 0,4754 \\ &= 7,9774 \text{ t / m}'\end{aligned}$$

Jadi tegangan tarik yang terjadi akibat pembebanan pada 2 lapis geotekstil = 7,9774 t / m'

5. Tahanan gesek ( Tf )

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot A_{strip} [ M(z/b) \cdot b \cdot q_0 (q/q_0) + \gamma' \cdot (L_o - X_o) \cdot (Z + D) ]$$

$$\mu = \alpha \tan 14^\circ = 0,249, \alpha \text{ untuk geotekstil dengan penjepit} = 1$$

$$= 0,268$$

$$T_f = 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot [0,175 \cdot 12,8635 \cdot \left(\frac{18,9789}{12,8635}\right) + 1,134 \cdot (6 - 3,75) \cdot (3,051 + 0,499)]$$

$$= 2 \cdot 0,249 \cdot 1 \cdot 23,292$$

$$= 11,5994 \text{ t / m}^2$$

Jadi dipakai 2 lapis geotekstil dengan daya dukung = 14,2342 t / m<sup>2</sup>



#### IV.18. Perhitungan Dimensi Penjepit Geotekstil

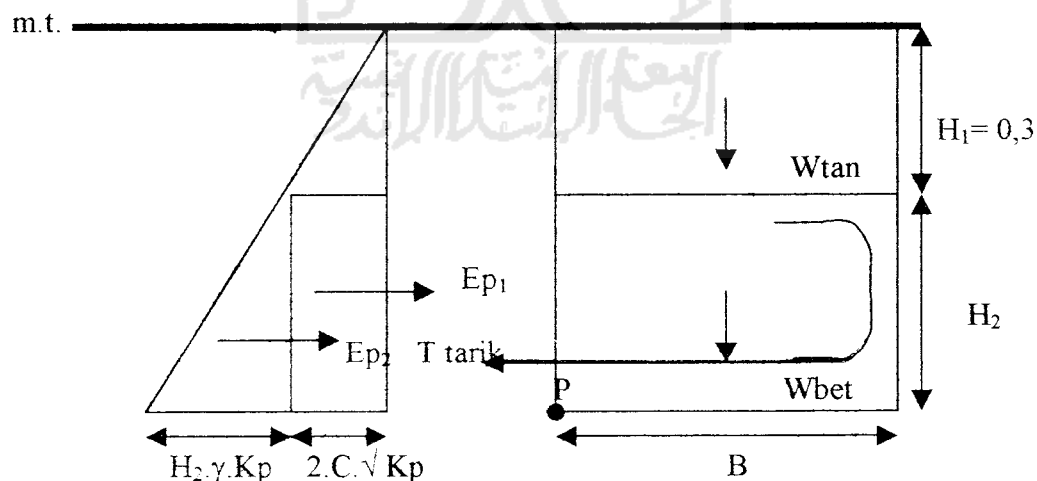
Pada bagian ini dibahas mengenai konstruksi pengikatan geotekstil yang berfungsi untuk menjaga agar geotekstil tidak bergeser / tertarik akibat pengaruh gaya tarik geotekstil karena distribusi beban pondasi rakit.

Penjepit dapat berupa gundukan tanah, pasangan batu kali, pasangan bata atau konstruksi beton. Pada tugas akhir ini kami menggunakan konstruksi beton untuk menjepit geotekstil dan sebagai contoh perhitungan diambil sistim perkuatan tanah dengan geotekstil pada lokasi B.II.

$$T \text{ tarik geotekstil} = 5,3284 \text{ t / m}^2$$

Dengan angka keamanan ( SF ) = 1,5 maka kuat tarik yang terjadi selebar bidang kontak antara lapisan geotekstil dan tanah adalah :

$$\begin{aligned} T \text{ tarik geotekstil} &= 1,5 \cdot 5,3284 \text{ t/m}^2 \\ &= 7,9926 \text{ t / m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 : Balok penjepit dan diagram tekanan tanah pasif

( Sumber : Ir. Taulu dkk, Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi )



Perhitungan dimensi konstruksi beton yang berfungsi sebagai pengikat geotekstil ditinjau untuk 1 m panjang adalah sebagai berikut :

$$\text{Dicoba } H_2 = 40 \text{ Cm} = 0,4 \text{ m}$$

Pengaruh berat balok penjepit dan tanah diatasnya.

$$\begin{aligned} W \text{ penjepit} &= \gamma_{\text{bet}} \cdot B \cdot H_1 \\ &= 2,4 \cdot B \cdot 0,4 = 0,96 \cdot B \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W \text{ tanah di atas balok penjepit} &= \gamma_{\text{tanah}} \cdot B \cdot H_2 \\ &= 1,584 \cdot B \cdot 0,3 = 0,4752 \cdot B \end{aligned}$$

Pengaruh tekanan tanah pasif

$$\text{Konstanta tekanan tanah (Kp)} = Tg^2 (45 + \phi/2)$$

$$Kp = Tg^2 (45 + 17^\circ/2)$$

$$Kp = 1,8263$$

$$Ep_1 = 2 \cdot H_2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}$$

$$Ep_1 = 2 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{1,8263}$$

$$Ep_1 = 1,0811 \text{ t}$$

$$Ep_2 = \frac{1}{2} \cdot H_2^2 \cdot \gamma_{\text{tanah}} \cdot Kp$$

$$Ep_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,4^2 \cdot 1,584 \cdot 1,8263$$

$$Ep_2 = 0,2314 \text{ t}$$

Dengan prinsip keseimbangan gaya maka  $\Sigma M$  di titik P = 0

$$E_{p1} \cdot \frac{1}{2} \cdot H_2 + E_{p2} \cdot \frac{1}{3} \cdot H_2 + W_{bet} \cdot \frac{1}{2} \cdot B + W_{tan} \cdot \frac{1}{2} \cdot B - T_{tarik} \cdot 0,05 = 0$$

$$1,0811 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,4 + 0,2314 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,4 + 0,96 \cdot B \cdot \frac{1}{2} \cdot B + 0,4752 \cdot B \cdot \frac{1}{2} \cdot B + 7,9926 \cdot 0,05 = 0$$

$$0,7176 \cdot B^2 - 0,1525 = 0$$

$$0,7176 \cdot B^2 = 0,1525$$

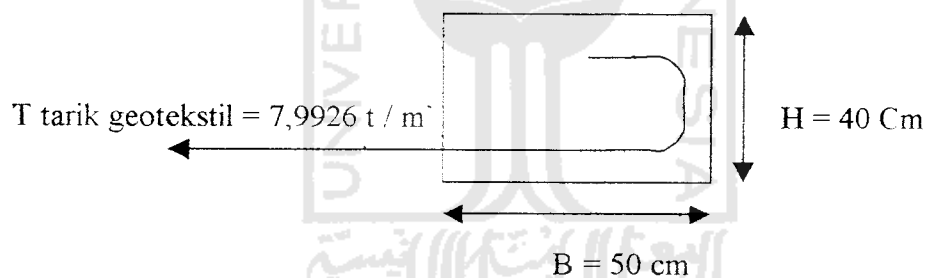
$$B^2 = 0,2125$$

$$B = 0,4601 \text{ m} \approx 0,5 \text{ m}$$

Jadi dimensi balok penjepit geotekstil yang dipakai adalah B = 0,5 m dan

$$H = 0,4 \text{ m}$$

Maka konstruksi penjepit geotekstil dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 4.12. Balok penjepit geotekstil pada lokasi B.II.

( Sumber : P.T. Geosinindo. Brosur – Brosur Penggunaan Geotekstil Merk Polyfelt, Biddim Dan Stablenka )

#### IV.19. Tabel – Tabel Hasil Perhitungan

Setelah perhitungan dilakukan maka hasil – hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel – tabel sebagai berikut :

**Tabel 4.10 Distribusi Tegangan Dengan Metode Pembebanan Biasa**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
1 m	2,625	2,633	2,488
2 m	3,411	3,428	3,428
3 m	3,945	3,972	3,944

**Tabel 4.11 Distribusi Tegangan Dengan Metode Pendekatan 2 : 1**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
1 m	11,672	11,651	12,415
2 m	4,147	4,144	4,237
3 m	2,521	2,520	2,544

**Tabel 4.12 Distribusi Tegangan Dengan Metode Fadum**

Kedalaman dari muka tanah	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
3 m	1,4 69	1,4 69	1,378

**Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil**

Metode perhitungan	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
Metode Terzaghi	7,924	8,445	7,9
Metode Hansen	8,1406	8,76	8,374

**Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Perkuatan Geotekstil**

Metode perhitungan	Lokasi B.I (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.II (t/m <sup>2</sup> )	Lokasi B.III (t/m <sup>2</sup> )
Giroud & Noiray (satu lapis geotekstil tanpa penjepit)	4,762	4,811	4,888
Binquet & Lee (1975) ( dua lapis geotekstil dgn penjepit )	15,1235	15,2521	15,7419

**Tabel 4.15 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Dengan Dengan Perkuatan Geotekstil Untuk Z Tidak Tetap & Δ H Tetap Pada Lokasi B.I**

Metode perhitungan	Z <sub>1</sub> = 2,051 m (t/m <sup>2</sup> )	Z <sub>0</sub> = 2,551 m (t/m <sup>2</sup> )	Z <sub>2</sub> = 3,051 m (t/m <sup>2</sup> )
Binquet & Lee (1975) ( dua lapis geotekstil dgn penjepit )	13,2538	15,1235	14,2342

**Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Mekanisme Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil Menggunakan Metode Binquet & Lee ( 1975 )**

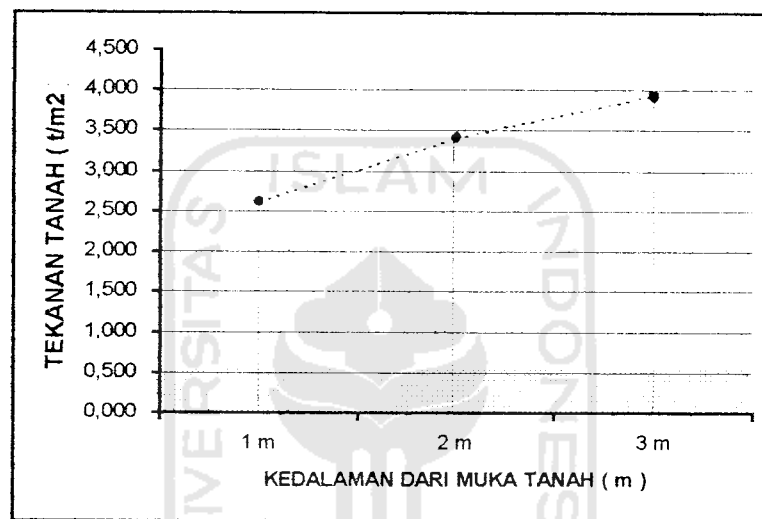
Hasil Perhitungan	Lokasi B.I	Lokasi B.II	Lokasi B.III
Daya dukung (t/m <sup>2</sup> )	15,1235	15,2521	15,7419
Gaya geser (t/m <sup>2</sup> )	0,252	0,2542	0,2624
Tegangan Normal (t/m <sup>2</sup> )	21,131	21,2596	19,3459
Gaya tarik lapisan geotekstil (t/m')	5,1418	5,3284	6,0419
Tahanan gesek (t/m <sup>2</sup> )	10,5232	11,3951	11,8506

**Tabel 4.17. Hasil Perhitungan Mekanisme Perkuatan Tanah Dengan Geotekstil Menggunakan Metode Binquet dan Lee ( 1975 ) Untuk Kedudukan Lapisan Geotekstil Yang Berubah – Ubah Pada Lokasi B.I.**

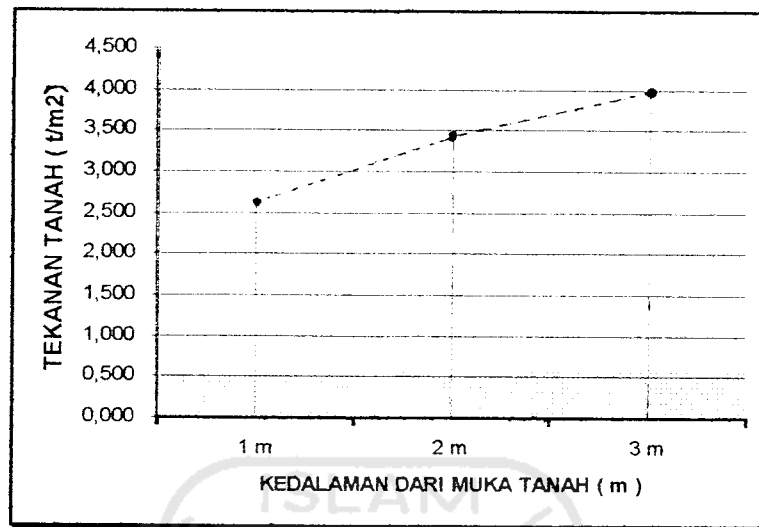
Hasil Perhitungan	Z <sub>1</sub> = 2,051 m	Z <sub>0</sub> = 2,551 m	Z <sub>2</sub> = 3,051 m
Daya dukung lapisan geotekstil (t/m <sup>2</sup> )	13,2538	15,1235	14,2342
Gaya geser (t/m <sup>2</sup> )	0,2209	0,252	0,3037
Tegangan Normal (t/m <sup>2</sup> )	18,26	21,131	23,292
Gaya tarik lapisan geotekstil (t/m')	2,4307	5,1418	7,9774
Tahanan gesek (t/m <sup>2</sup> )	9,1433	10,5232	11,5994

#### IV.20. Grafik – Grafik Hasil Perhitungan

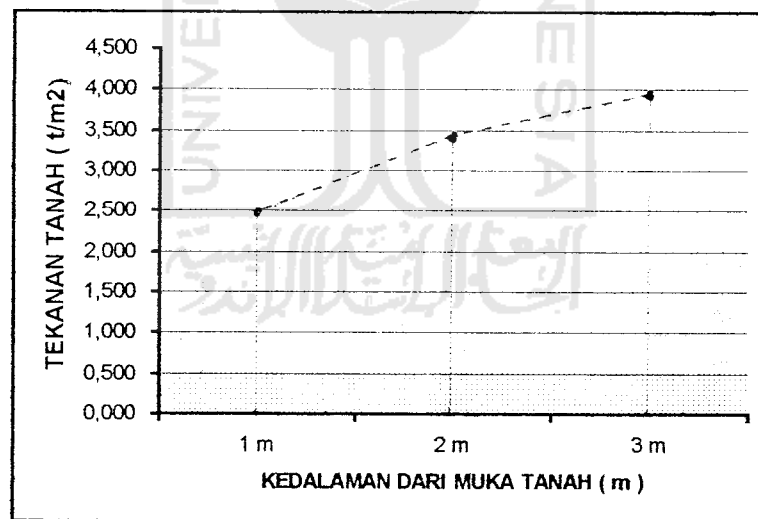
Hasil – hasil perhitungan yang telah dibuat dalam bentuk tabel – tabel seperti diatas dapat dideskripsikan menjadi grafik – grafik. Dengan tujuan melalui grafik – grafik tersebut dapat membantu dalam menganalisis hasil – hasil perhitungan yang telah dilakukan.



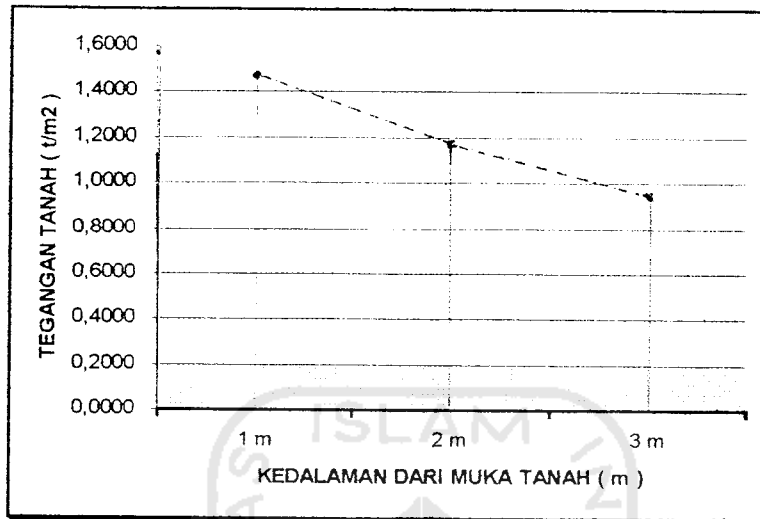
Grafik 4.13. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.I



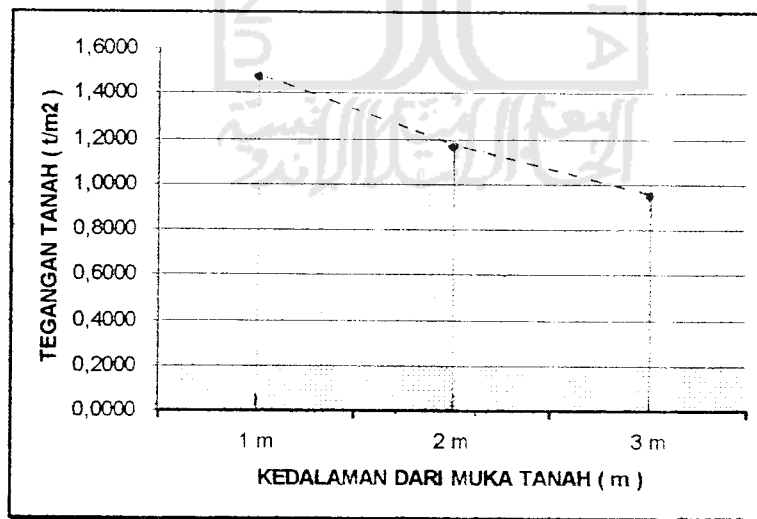
**Grafik 4.14. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.II**



**Grafik 4.15. Hubungan Antara Tekanan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pembebanan Biasa Pada Lokasi B.III**

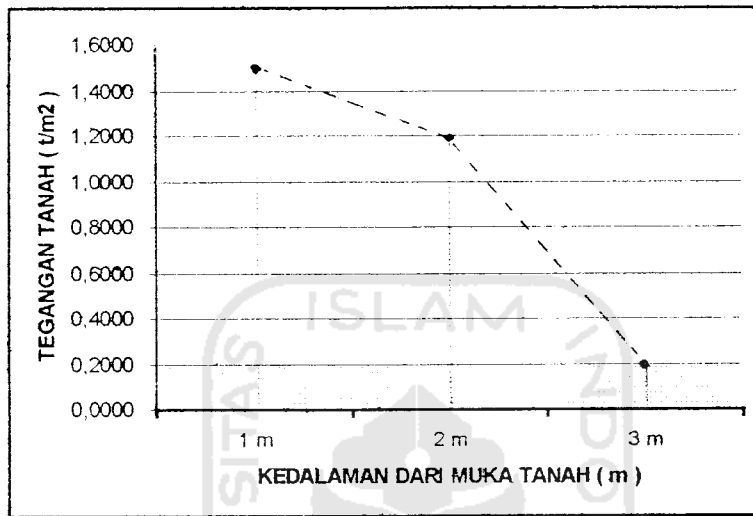


**Grafik 4.16. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.I**

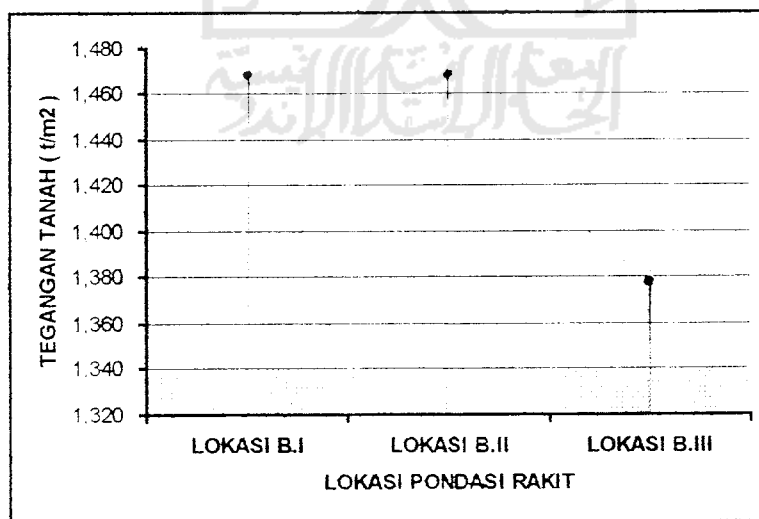


**Grafik 4.17. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.II**

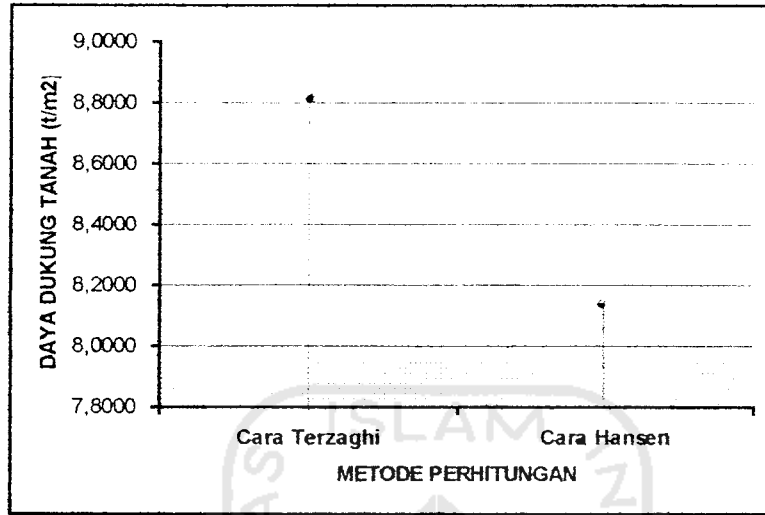




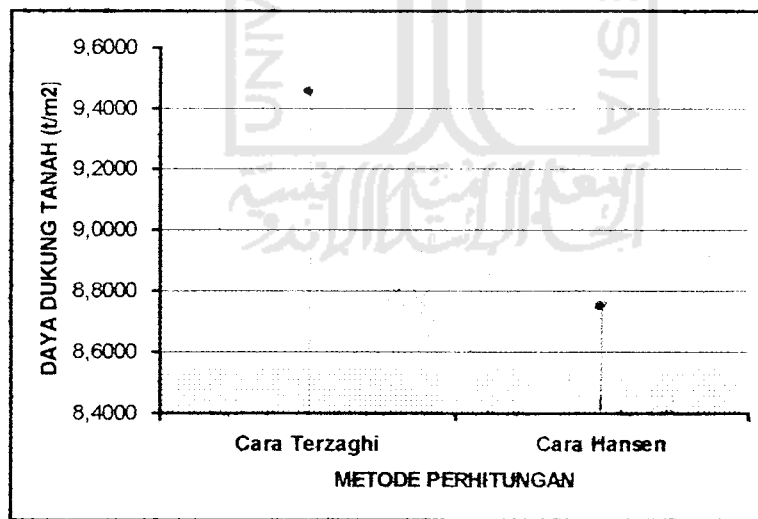
**Grafik 4.18. Hubungan Antara Tegangan dan Kedalaman Tanah Dengan Metode Pendekatan 2 : 1 Pada Lokasi B.III**



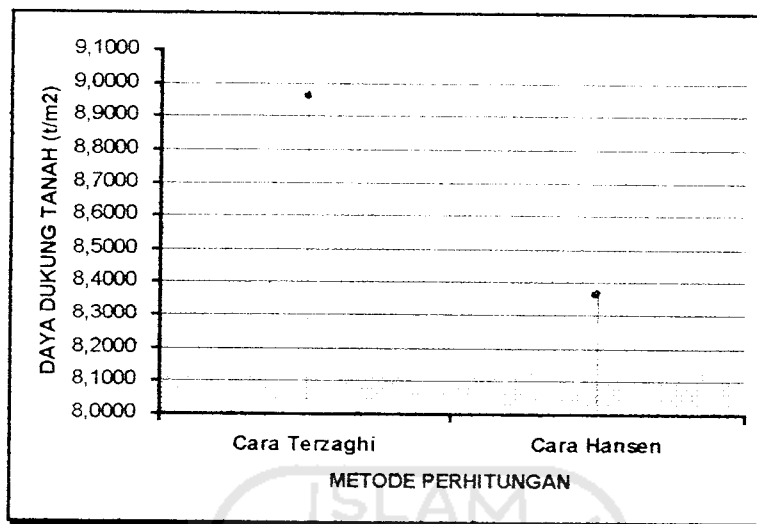
**Grafik 4.19. Hubungan Antara Tegangan Tanah Pada Kedalaman 3 m dan Lokasi Pondasi rakit Dengan Metode Fadum**



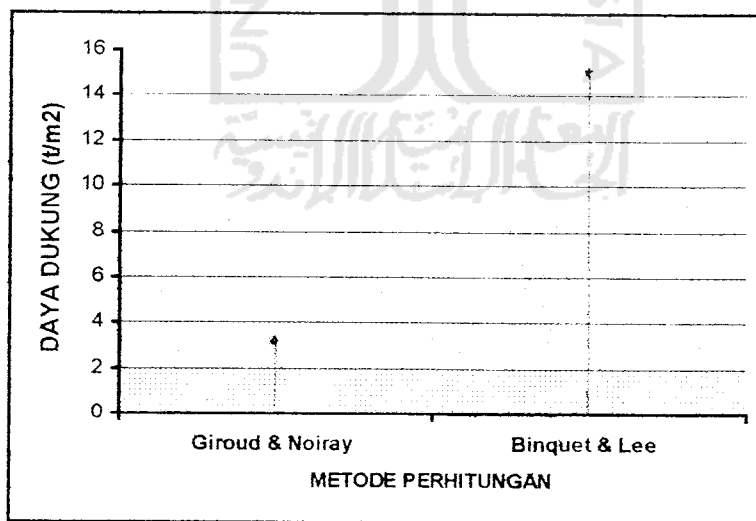
**Grafik 4.20. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I**



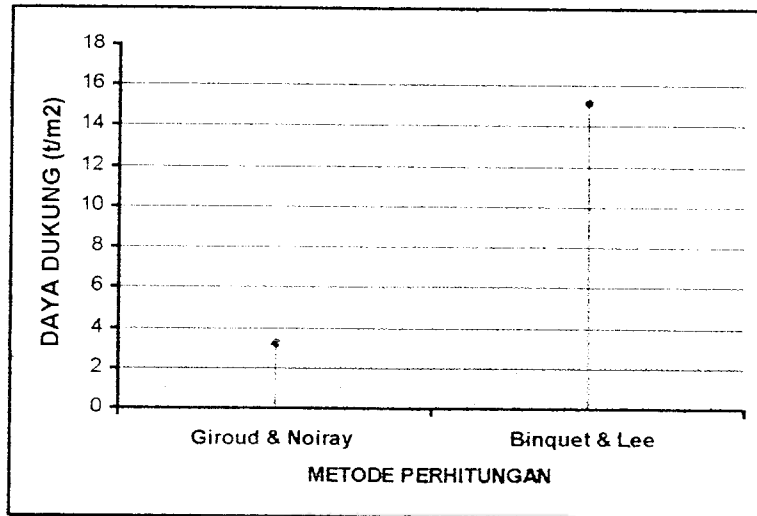
**Grafik 4.21. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II**



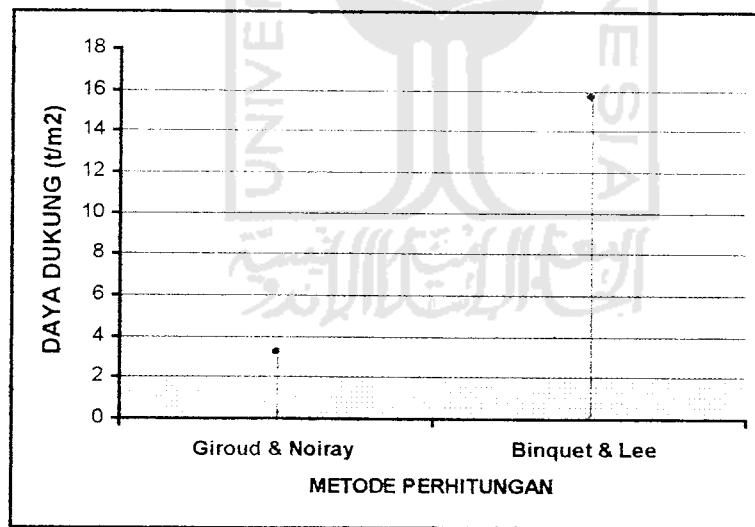
**Grafik 4.22. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Tanpa Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III**



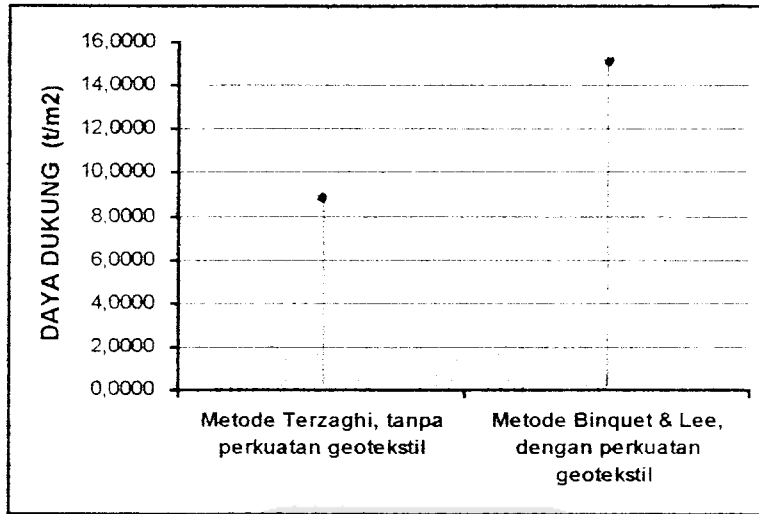
**Grafik 4.23. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.I**



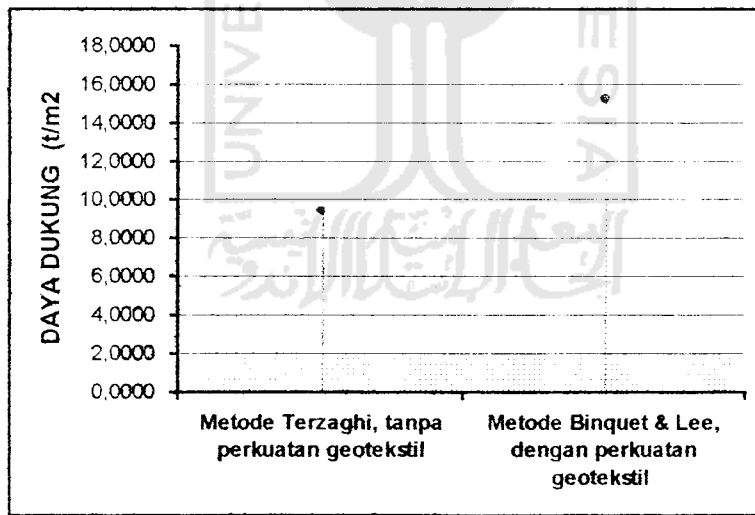
**Grafik 4.24. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.II**



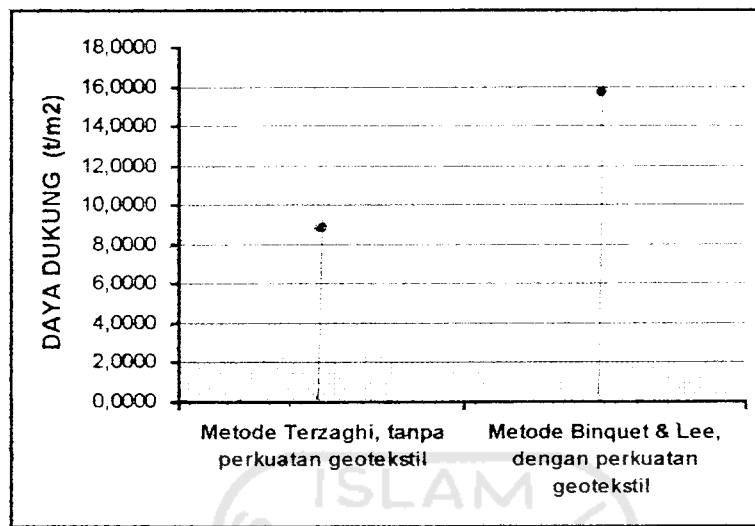
**Grafik 4.25. Perbandingan Hasil Perhitungan Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil Dengan 2 Metode Perhitungan Pada Lokasi B.III**



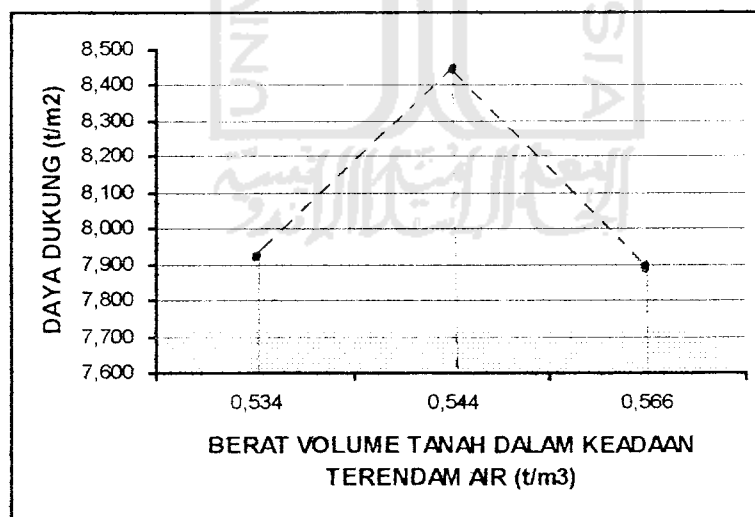
**Grafik 4.26. Perbandingan Daya Dukung Tanpa Perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.I**



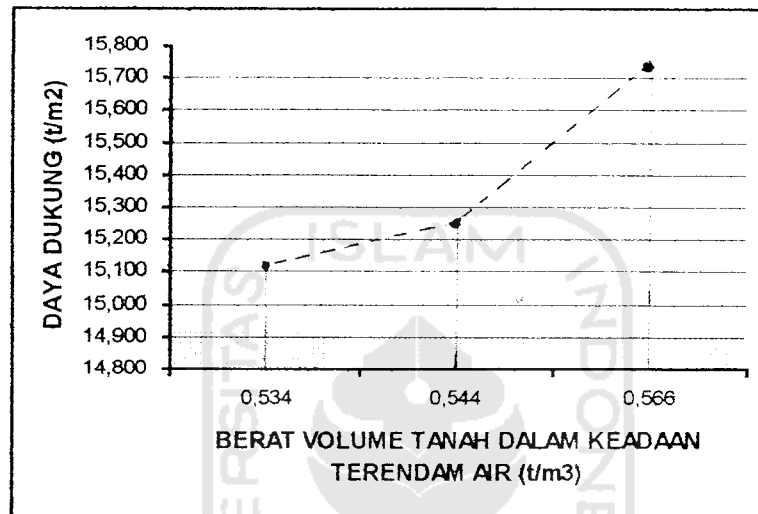
**Grafik 4.27. Perbandingan Daya Dukung Tanpa perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.II**



**Grafik 4.28. Perbandingan Daya Dukung Tanpa perkuatan Geotekstil dan Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lokasi B.III**



**Grafik 4.29. Hubungan Antara Daya Dukung Tanpa Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III**



**Grafik 4.30. Hubungan Antara Daya Dukung Dengan Perkuatan Geotekstil dan Berat Volume Tanah Dalam Keadaan Terendam Air Pada Lokasi B.III**