

PENGARUH PENAMBAHAN SLURRY BENTONITE TERHADAP KEMANTAPAN GALIAN PADA PASIR

Tjokorda Gde Suwarsa Putra¹, I Wayan Redana² dan I Ketut Swijana²

Abstrak: Dalam menanggulangi kelongsoran tebing dalam pelaksanaan pekerjaan galian terutama pada pekerjaan galian yang luas dan dalam, pada tanah pasir, dan lingkungan kerja yang relatif sempit, dipakai turap kantilever. Namun, pengaruh tegangan tanah lateral menjadi sangat besar, sehingga dimensi struktur turap menjadi besar. Usaha untuk mengurangi pengaruh tekanan tanah lateral dilakukan dengan menambahkan slurry Bentonite. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui berapa besar peningkatan kekuatan tanah dalam hal menahan kelongsoran pada galian dan mengetahui perubahan perilaku tanah pasir apabila bentonite diserapkan ke dalam tanah tersebut.

Penelitian ini menggunakan bak sampel dari kaca dengan ukuran 80 cm x 30 cm x 40 cm. Bak diisi pasir dengan kerapatan relatif tertentu dengan tinggi 35 cm. *Bentonite* yang dipergunakan dalam penelitian ini mempunyai batas cair 150%. Slurry bentonite dengan konsentrasi 6%, 8%, 11% atau dengan kadar 2,3%, 3%, 4% diserapkan ke dalam pasir dengan menyiramkan slurry di atas permukaan dibantu dengan menusuk-nusuk dengan kawat berdiameter 3 mm. Penyiraman dilakukan secara bertahap sebanyak 5 kali mengikuti tahapan penggalian pasir pada satu sisi sekat kaca. Sampel diambil dengan alat pengambil sampel untuk dites pada tes triaksial dengan kondisi consolidated undrained/CU. Pada bak sampel yang lain diadakan tes pembebanan. Pasir yang dipakai pada penelitian ini, mempunyai parameter yaitu: berat volume 1,59 gr/cm³, kerapatan relatif 50,25%, kadar air 3,8%. Pada kondisi awal didapat kohesi (c) = 0, sudut geser dalam (ϕ) = 43,7° pada geser langsung dan (ϕ) = 31,47° pada geser bebas. Hasil tes menunjukkan parameter-parameter sebagai berikut : $\phi = 7^\circ$, $\phi' = 8^\circ$, $c_u = 25,77$ kPa, $c_u' = 25,37$ kPa, $\gamma = 1,78$ gr/cm³ untuk konsentrasi 6%; $\phi = 5^\circ$, $\phi' = 7^\circ$, $c_u = 29,55$ kPa, $c_u' = 27,02$ kPa, $\gamma = 1,82$ gr/cm³ untuk konsentrasi 8%; $\phi = 3^\circ$, $\phi' = 4^\circ$, $c_u = 36,13$ kPa, $c_u' = 35,02$ kPa, $\gamma = 1,95$ gr/cm³ untuk konsentrasi 11%. Tes pembebanan pada semua kondisi pasir di atas, menunjukkan bahwa pasir masih mampu menahan beban 2000 kg/m². Secara analitis, turap dihitung untuk menahan tebing dengan parameter yang sama seperti di atas, turap diperlukan di bawah kedalaman galian kritis minimum yaitu pada kedalaman 289,55 cm untuk konsentrasi 6%, 324,72 cm untuk konsentrasi 8%, dan 370,56 cm untuk konsentrasi 11%. Namun, dari perhitungan pula didapat bahwa turap belum terbebani pada kedalaman 6 meter dengan beban merata 2000 kg/m².

Penelitian ini menyimpulkan bahwa penambahan slurry bentonite pada pasir dengan konsentrasi 6%, 8%, 11% sangat berpengaruh dalam memantapkan tebing vertikal galian. Tinggi kritis galian (Hc) menjadi semakin dalam apabila kadar bentonite semakin besar. Makin besar kadar bentonit dalam pasir makin memantapkan tebing galian.

Kata kunci: slurry Bentonite, kemantapan galian, peningkatan kohesi tanah.

¹ Alumnus dari Program Magister Teknik Sipil, Program Pasca Sarjana, Universitas Udayana, Denpasar.

² Dosen Program Magister Teknik Sipil, Program Pasca Sarjana, Universitas Udayana, Denpasar.

THE INFLUENCE OF BENTONITE SLURRY ADDITION TO EXCAVATION STABILITY ON GRANULAR SOIL

Abstract: Slope failures are similar to bearing capacity and lateral earth pressure failures in that they involved movement along the soil surface, especially in granular soil mass. Deep and wide excavation and narrow workspaces are usually found when designing the earth wall. The magnitude of lateral earth pressure generates a higher measure in the structure dimension. In order to increase the cohesion force, the addition of bentonite slurries to the granular soil is a practical effort to confine the granular soil. The research is aimed to develop a possibility of the strength increased of granular soil and its capacity in confining the granular and also to study the behavior change of the granular when it inserted with bentonite slurry.

The research was carried out by putting the granular soil into a designed glass box of 80 cm x 30 cm x 40 cm in dimension. Granular layer of certain of relative density was placed in glass box about 35 cm in thickness. Series of bentonite slurries concentration of 6%, 8% and 11% which are equal to 2.3%, 3%, and 4% of bentonite content, of 150% in liquid limit were inserted with pouring the liquid over the granular layer surface and the insertion were assisted with 3 mm diameter rod. Then, the layer is excavated in one side and blocked with a glass wall to model the trench or the slope-wall. The procedures of layering the granular layer were repeated five times in order to follow the excavation phases. The sample of granular soils were taken from each granular layer and tested by triaxial apparatus of consolidated undrained (CU) model. Other sample box was made in the same way to perform loading test on the soil surface. The initial physical and mechanical properties of soil used in the research were as follow, soil unit weight 1.59 gr/cc, relative density 50.25%, initial moisture content 3.8%, internal cohesion was zero and internal friction angle was 43.7° in direct shear and 31.47° in simple shear. The test results show the properties value as follow, $\phi = 7^\circ$, $\phi' = 8^\circ$, $c_u = 25.77$ kPa, $c_u' = 25.37$ kPa, $\rho_s = 1.78$ gr/cc for 6% concentration; $\phi = 5^\circ$, $\phi' = 7^\circ$, $c_u = 29.55$ kPa, $c_u' = 27.02$ kPa, $\rho_s = 1.82$ gr/cc for 8% concentration; $\phi = 3^\circ$, $\phi' = 4^\circ$, $c_u = 36.13$ kPa, $c_u' = 35.02$ kPa, $\rho_s = 1.95$ gr/cc for 11% concentration. The loading test also shows a magnificent result where the soil was able to retain certain load of 2000 kg/m². In the same condition, if a cantilever sheet pile structure is to be placed, the depth required was at about of 289.55 cm, 324.72 cm, and 370.56 cm for 6%, 8%, and 11% of bentonite concentration respectively. However, from the load calculation on the sheet pile, the result shows that the sheet pile was not burdening yet until the depth of 6 m for applied load of 2000 kg/m².

The general test results show that the addition of bentonite slurries on the granular soil give a significant increase in soil strength. The slope wall or critical height of slope-wall (H_c) was increasing in line of the increase of the bentonite content on the slurries.

Keywords: Bentonite slurry, excavation stability, soil cohesion increasing.

PENDAHULUAN

Pelaksanaan pekerjaan galian terutama pada pekerjaan galian yang cukup dalam, pada tanah pasir, sering kurang memperhatikan kemantapan tebing galian. Akibatnya tebing tersebut mudah runtuh oleh beratnya sendiri dan beban yang ada pada tebing tersebut. Oleh karena itu

sangat perlu direncanakan cara penanggulangan kemantapan tebing galian tersebut. Galian yang luas dan dalam dan lingkungan kerja yang relatif sempit, memerlukan penahanan tebing galian agar tetap vertikal sekaligus dapat berfungsi sebagai bekisting pada pengecoran beton pada konstruksi yang dibangun, maka

dipakai turap kantilever. Galian yang dalam menyebabkan beban tanah lateral menjadi sangat besar, sehingga memerlukan dimensi turap yang besar.

Usaha mengurangi pengaruh tekanan tanah lateral dengan mengikat tanah pasir dengan cara menyerapkan *slurry* mineral lempung jenis Bentonite. Penambahan *slurry* dilakukan secara bertahap mengikuti tahapan penggalian sehingga tanah pasir dapat berperilaku seperti tanah lempung, yang memiliki kemampuan sekap terhadap partikel-partikel tanah. Dengan menyerapnya *slurry*, mempengaruhi besarnya kohesi tanah dan berat volume tanah serta meningkatkan kemampuan tanah dalam menanggulangi kelongsoran lereng dan mempengaruhi dimensi turap, bahkan diharapkan mampu menahan dirinya sendiri, sehingga turap hanya berfungsi sebagai bekisting.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui berapa besar peningkatan kekuatan tanah dalam hal menahan kelongsoran pada galian dan mengetahui perubahan perilaku tanah bila bentonite diserapkan ke dalam tanah.

Materi dan Metode

Pasir yang digunakan dalam penelitian ini mempunyai parameter awal adalah sebagai berikut : kerapatan relatif (D_r) = 50,25 %, berat volume (γ) = 1,59 gr/cc, kadar air (W_c) = 3,8%, kohesi (c) = 0 dan sudut geser dalam (ϕ) = 43,7°. Bentonite yang digunakan mempunyai batas cair (LL) = 150% dan batas plastis (PL) = 59%. *Slurry* bentonite dengan konsentrasi 6%, 8%, dan 11% atau setara dengan 10 LL, 8 LL, dan 6 LL atau kadar bentonit 2,3%, 3%, dan 4%.

Kekuatan Geser

Kekuatan geser runtuh tanah (τ_f) merupakan fungsi linear terhadap tegangan normal runtuh (σ_f) dengan bentuk sebagai berikut :

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \tag{1}$$

dimana c adalah kohesi tanah dan ϕ adalah sudut tahanan geser.

Berdasarkan konsep dasar Terzaghi bahwa tegangan geser pada suatu tanah hanya dapat ditahan oleh tegangan partikel-partikel padatnya, sehingga kekuatan gesernya sebagai fungsi tegangan normal runtuh efektif (σ'_f), seperti berikut :

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \tag{2}$$

atau

$$\tau_f = c' + (\sigma_f - u) \tan \phi' \tag{3}$$

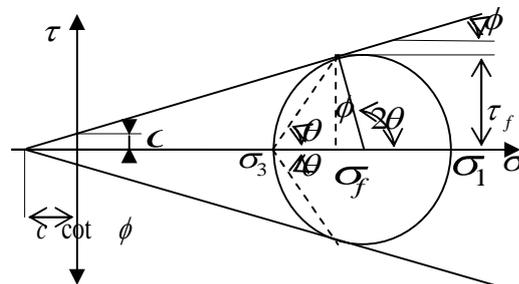
dimana c' dan ϕ' adalah parameter kekuatan geser pada tegangan efektif, dan u adalah tekanan air pori.

Kekuatan geser juga dinyatakan dalam tegangan utama besar σ_1 dan tegangan utama kecil σ_3 pada keadaan runtuh di titik yang ditinjau. Persamaan (1) merupakan garis singgung lingkaran Mohr pada Gambar 1, sehingga :

$$\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \tag{4}$$

$$\sigma_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \tag{5}$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \tag{6}$$



Gambar 1. Kondisi tegangan pada saat runtuh

Dari Gambar 1 dapat dilihat hubungan antara tegangan utama dengan parameter kekuatan geser sebagai berikut :

$$\sin \phi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{c \cot \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)} \tag{7}$$

Sehingga :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2c \cos \phi \tag{8}$$

atau :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \tag{9}$$

atau :

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}} \quad (10)$$

Kekuatan Geser Pasir

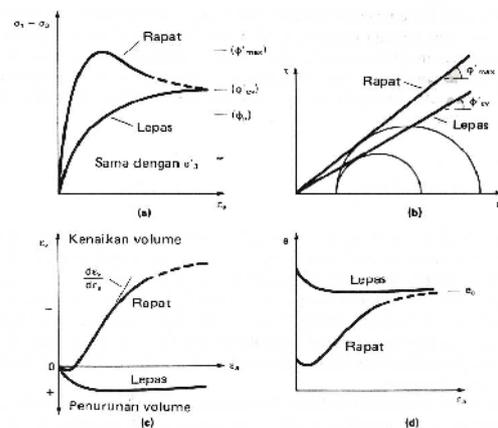
Karakteristik kekuatan geser pasir dapat ditentukan dari hasil-hasil uji triaksial dalam kondisi konsolidasi terdrainasi (CD) maupun hasil-hasil uji geser langsung dan untuk pasir kelempungan disamping dapat digunakan konsolidasi terdrainasi (CD) juga dapat digunakan konsolidasi tidak terdrainasi (CU) dengan mengukur tekanan air porinya.

Pada pasir rapat terdapat keterikatan antar partikel-partikel, sebelum terjadi keruntuhan geser. Keterikatan ini harus diatasi untuk menambah friksi pada titik-titik sentuh partikel-partikel tersebut. Tingkat keterikatan tersebut paling besar pada pasir sangat rapat bergradasi baik. Karakteristik kurva tegangan regangan untuk pasir rapat memperlihatkan tegangan puncak pada regangan yang relatif rendah. Pada saat keterikatannya makin lama makin dapat diatasi, diperlukan tegangan yang menyebabkan bertambahnya volume contoh tanah selama mengalami geser (Gambar 2.c). Pada uji geser langsung dihasilkan hubungan yang sama antara perubahan tebal contoh tanah dengan perpindahan geser dan hubungan perubahan volume dengan angka pori (Gambar 2.d).

Untuk pasir rapat, sudut tahanan geser maksimum (ϕ'_{maks}) yang ditentukan dari tegangan puncak (Gambar 2.b) jauh lebih besar dari sudut friksi sesungguhnya (ϕ_u) antara permukaan masing-masing partikel. Perbedaan tersebut menunjukkan energi yang dibutuhkan untuk mengatasi keterikatan dan menyusun kembali partikel-partikel tersebut. Di dalam praktek pada umumnya, pemakaian faktor keamanan untuk kekuatan geser dan regangan yang relatif rendah dalam menentukan keruntuhan digunakan tegangan puncak.

Untuk pasir lepas, tidak ada ketentuan antar partikel yang berarti untuk diatasi. Selisih tegangan utama ($\sigma_1 - \sigma_3$) makin lama makin besar sampai mencapai nilai

ultimit tanpa sebelumnya terjadi tegangan puncak. Kenaikan tegangan terjadi bersamaan dengan penurunan volume. Nilai ultimit dari selisih tegangan utama pada dasarnya sama dengan besarnya angka pori untuk contoh tanah padat dan lepas yang mengalami tegangan sel pada uji triaksial, atau mengalami tegangan normal yang sama pada uji geser langsung (Gambar 2.a dan 2.d). Jadi pada keadaan ultimit (kritis), terjadi geser pada volume konstan dimana sudut tahanan geser yang bersesuaian (ϕ'_{cv}). Perbedaan ϕ'_{cv} dan ϕ_u menunjukkan besarnya energi untuk menyusun kembali partikel.



Gambar 2. Hasil uji triaksial terdrainasi untuk pasir

Untuk menyatakan pasir tersebut rapat atau lepas, dapat dinyatakan dengan kerapatan relatif (*relative density*) yang dirumuskan sebagai berikut :

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100\% \quad (11)$$

atau :

$$Dr = \frac{\gamma_d}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d min}}{\gamma_d max - \gamma_d min} \times 100\% \quad (12)$$

Dimana :

Dr = kerapatan relatif

e_{max} = angka pori tanah pada kondisi gembur

e_{min} = angka pori tanah pada kondisi padat

e = angka pori tanah pada kondisi lapangan

d_{max} = kerapatan kering maksimum pada kondisi e_{min}
 d_{min} = kerapatan kering minimum pada kondisi e_{max}
 d = kerapatan kering pada kondisi e

Tegangan Tanah Horizontal (Lateral)

Tegangan tanah lateral ditunjukkan oleh perbandingan tegangan tanah ke arah horizontal dengan tegangan ke arah vertikal yaitu :

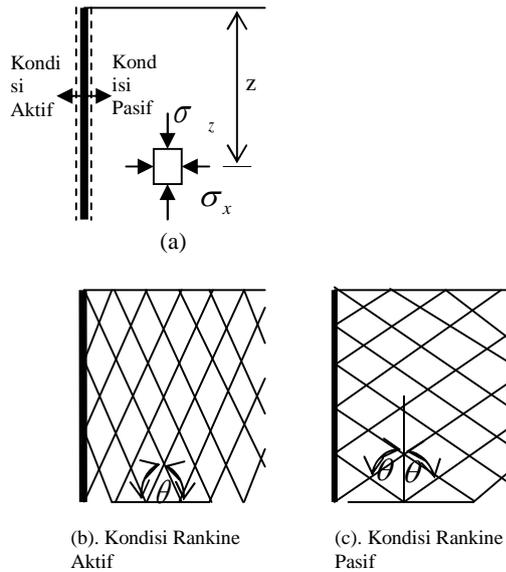
$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = K$$

, dimana K =koefisien tanah lateral

Teori Rankine (1857) mempertimbangkan keadaan tegangan pada massa tanah ketika kondisi keseimbangan plastisnya telah tercapai, yaitu ketika keruntuhan gesernya pada suatu titik terjadi pada seluruh tanah. Lingkaran Mohr seperti pada Gambar 1, menunjukkan kondisi tegangan pada saat keruntuhan. Keruntuhan geser terjadi sepanjang bidang yang membentuk sudut $= 45^\circ + \phi/2$ terhadap bidang utama besar.

Tinjauan pada suatu tanah dengan permukaan horizontal dan memiliki batas vertikal yang terbuat dari dinding berpermukaan licin dengan kedalaman tertentu seperti terlihat pada Gambar 3.a. Tanah dianggap homogen dan isotropik.

Jika terjadi pergerakan dinding menjauhi tanah, maka nilai σ_x berkurang karena tanah mengembang ke luar, dimana pengurangan σ_x merupakan suatu fungsi yang tidak diketahui dari regangan lateral pada tanah. Jika pengembangan tanah yang terjadi cukup besar, nilai σ_x berkurang sampai suatu nilai minimum sedemikian rupa sehingga terbentuk kondisi keseimbangan plastis. Karena kondisi ini terjadi karena penurunan tegangan horizontal σ_x , maka σ_x merupakan tegangan utama kecil (σ_3), dan tegangan vertikal σ_z merupakan tegangan utama besar (σ_1).



Gambar 3. Kondisi Rankine Aktif dan Pasif

Tegangan $\sigma_1(z)$ adalah tekanan overburden, yaitu tekanan akibat beban tanah di atasnya pada kedalaman z . Tegangan $\sigma_3(\sigma_x)$ ditentukan dengan lingkaran Mohr yang melalui titik yang menyatakan σ_1 dan menyinggung selubung keruntuhan tanah. Hubungan antara σ_1 dan σ_3 pada saat tanah mencapai kondisi keseimbangan plastis dapat ditunjukkan pada Persamaan (7) sampai (10). Seperti telah ditetapkan, σ_1 adalah tekanan overburden pada kedalaman z , yaitu : $\sigma_1 = \gamma z$.

Dengan melihat persamaan (10) yaitu:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}}$$

dimana σ_3 didefinisikan sebagai tekanan tanah aktif (pa) yaitu tekanan akibat berat sendiri.

Jika $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ adalah koefisien tekanan tanah aktif, maka

$$p_a = K_a \gamma z - 2c \quad K_a \quad (13)$$

Bila tegangan horizontal menjadi sama dengan tekanan aktif, tanah dikatakan berada dalam kondisi aktif Rankine, dimana terdapat dua set bidang runtuh yang masing-masing membentuk

sudut $(45^\circ + \phi/2)$ terhadap horizontal seperti Gambar 3.b.

Jika dinding bergerak ke arah massa tanah, maka akan terjadi kompresi lateral pada tanah dan nilai σ_x akan bertambah sampai terjadi kondisi keseimbangan plastis. Pada kondisi ini σ_x mencapai nilai maksimum dan merupakan tegangan utama besar σ_1 . Tegangan σ_z sama dengan tegangan overburden, yaitu merupakan tegangan utama kecil, yaitu $\sigma_3 = \sigma_z$. Nilai maksimum σ_1 dicapai apabila lingkaran Mohr yang melalui titik yang menyatakan nilai σ_3 menyinggung selubung keruntuhan tanah. Pada kasus ini, tegangan horizontal σ_1 , didefinisikan sebagai tekanan tanah pasif (p_p) yang menyatakan tahanan maksimum tanah terhadap kompresi lateral.

Persamaan (9) yaitu :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}}, \text{ menjadi}$$

$$: p_p = K_p z + 2c \quad K_p \quad (14)$$

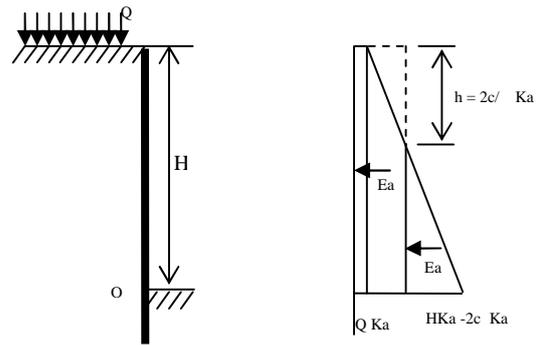
$$\text{dengan } K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right),$$

sebagai koefisien tekanan tanah pasif.

Bila tegangan horizontal menjadi sama dengan tekanan pasif, tanah tersebut dikatakan berada dalam kondisi pasif Rankine, dimana akan terdapat dua set bidang runtuh yang masing-masing membentuk sudut $(45^\circ + \phi/2)$ terhadap vertikal (arah bidang utama besar) seperti Gambar 3.c.

Jika tekanan tambahan terdistribusi merata Q tiap satuan luas bekerja pada seluruh permukaan tanah, tegangan σ_z pada sembarang kedalaman bertambah sebesar Q , yang menghasilkan tekanan QK_a pada kondisi aktif atau QK_p pada kondisi pasif.

Bentuk Pembebanan Turap menjadi :



Gambar 4. Pembebanan Turap

Stabilitas Galian Vertikal pada Tanah Tidak Terdrenasi

Anggapan bahwa terjadi batuan yang keras di bawah dasar galian vertikal, sehingga mekanisme keruntuhan tidak melewati bawah dasar galian. Sifat tanah yang cocok adalah tanah yang mempunyai nilai c_u dan ϕ yang diperlukan dalam menghitung tinggi keruntuhan kritis (H_c). Anggapan pula bahwa keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan plastis, dimana mekanisme keruntuhannya berbentuk garis lurus dengan membentuk sudut 45° terhadap vertikal. Besarnya ketinggian galian kritis (H_c) dapat ditunjukkan dengan batas kritis tertinggi (*upper bound*) H_u dan batas kritis terendah (*lower bound*) H_l .

Dari Gambar 5.a dapat dilihat :

$$L = \sqrt{2}Hu \quad , \quad V = \frac{1}{2}Hu^2 \quad ,$$

$$\delta v = \frac{1}{\sqrt{2}} \delta w \quad (15)$$

$$\delta W = \sum c_u L \delta w = c_u \sqrt{2} Hu \delta w \quad (16)$$

$$\delta E = \int_V \delta v \cdot \gamma dV = \frac{1}{\sqrt{2}} \delta w \gamma \frac{1}{2} Hu^2 \quad (17)$$

$$\text{Bila } \delta W = \delta E, \text{ maka : } Hu = \frac{4c_u}{\gamma} \quad (18)$$

Dari Gambar 5.b dan Gambar 5.c dapat dilihat :

$$\gamma H_l = 2c_u \text{ atau } H_l = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (19)$$

Sehingga tinggi galian kritis (H_c) terletak antara H_u dan H_l yaitu :

$$\frac{4c_u}{\gamma} \geq Hc \geq \frac{2c_u}{\gamma} \quad (20)$$

Dimana :

L = panjang bidang longsor

V = volume tanah yang akan longsor per meter lebar

c_u = kohesi tanpa drainasi

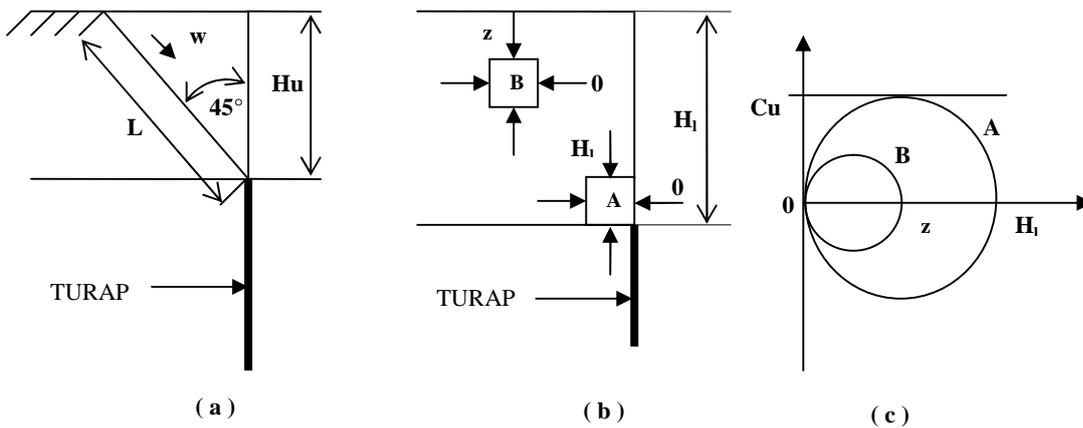
γ = berat volume tanah

δw = perpindahan akibat berat tanah

δ_v = komponen vertikal δw

δW = energi yang menahan longsor

δE = energi yang menyebabkan longsor



Gambar 5. Kedalaman galian kritis

Metode Penelitian

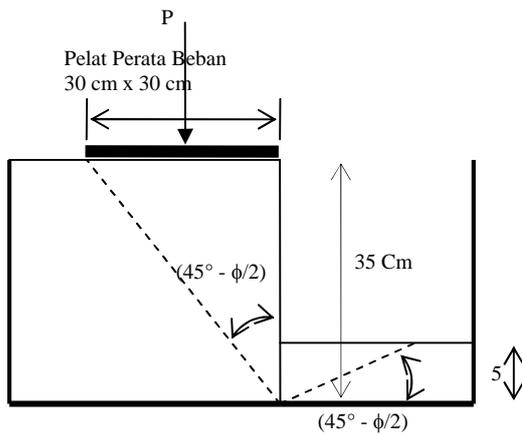
Penelitian ini menggunakan bak sampel dari kaca yang permukaannya diolesi oli dengan ukuran 80 cm x 30 cm x 40 cm. Bak diisi pasir dengan kerapatan relatif 50,25% dengan tinggi 35 cm. Bentonite yang dipergunakan dalam penelitian ini mempunyai batas cair 150%. Penyerapan slurry bentonite ke dalam pasir dilakukan dengan menyiramkan slurry di atas permukaan dibantu dengan menusuk-nusuk dengan kawat berdiameter 3 mm. Penyiraman dilakukan secara bertahap sebanyak 5 kali mengikuti tahapan penggalian pasir pada satu sisi sekat kaca. Setelah terjadi penyekapan, sekat kaca dibuka, sampel diambil dengan alat pengambil sampel untuk dites pada tes triaksial dengan kondisi terkonsolidasi tanpa drainase (*consolidated undrained/ CU*). Pada bak sampel yang lain diadakan tes pembebanan.

Pembuatan Slurry Bentonite

Cara Pelaksanaan :

1. Bentonite ditimbang dengan berat 1000 gram dan air dengan dengan berat 9000 gram (9 liter) untuk konsentrasi 11 % yang setara dengan 6 x batas cair bentonite 150 % dan dilakukan 5 kali campuran.
2. Bentonite ditimbang dengan berat 750 gram dan air dengan berat 9000 gram (9 liter) untuk konsentrasi 8 % yang setara dengan 8 x batas cair bentonite 150 % dan dilakukan 5 kali campuran.
3. Bentonite ditimbang dengan berat 600 gram dan air dengan berat 9000 gram (9 liter) untuk konsentrasi 6 % yang setara dengan 10 x batas cair bentonite 150 % dan dilakukan 5 kali campuran.
4. Bentonite dicampurkan ke dalam air pencampur dan aduk sampai merata, dan diberikan kesempatan untuk berhidrasi.

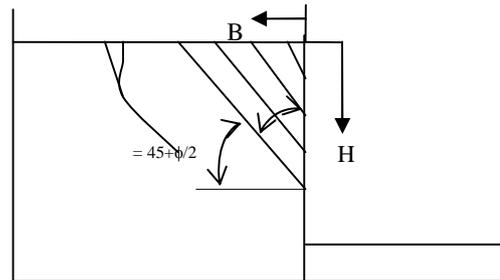
Tes Pembebanan



Gambar 6. Tes Pembebanan

kerapatan relatif 50,25 %. Sebagian pasir pada bak digali dan secara bersamaan dipasang sekat kaca setiap 5 cm sampai kedalaman 30 cm.

Setelah sekat dibuka setiap 5 cm sampai kedalaman 30 cm didapat sudut keruntuhan kritis () seperti (Gambar 7) dan sudut geser dalam (φ) dari pasir sesuai rumus (6) dapat dilihat pada Tabel 1 di bawah.



Gambar 7. Keruntuhan Tebing Awal

HASIL DAN PEMBAHASAN

Direct Shear.

Dari hasil tes direct shear didapat nilai sudut geser φ = 43,7⁰ dan kohesi c = 0.

Keruntuhan Tebing Galian Pasir Awal.

Pada bak percobaan dengan diisi pasir dengan kadar air 3,8 % dengan berat 129 kg volume 81200 cm³ yang memberikan berat volume 1,59 gr/cm³, didapat

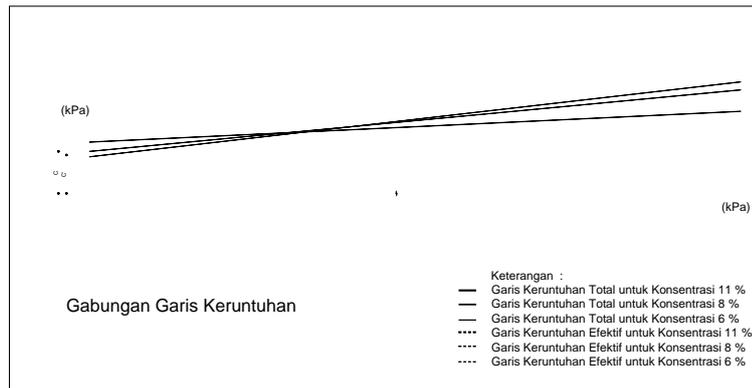
Tabel 1. Sudut Geser Awal

No.	H (cm)	B (cm)	=arc tan B/H	°	φ °	Keterangan
1	5	1.6	17.75	72.25	54.49	Runtuh
2	10	4.4	23.76	66.24	42.48	Runtuh
3	15	6.4	23.12	66.88	43.76	Runtuh
4	20	11.2	29.26	60.74	31.47	Runtuh
5	30	17	-	-	-	Retak Tarik

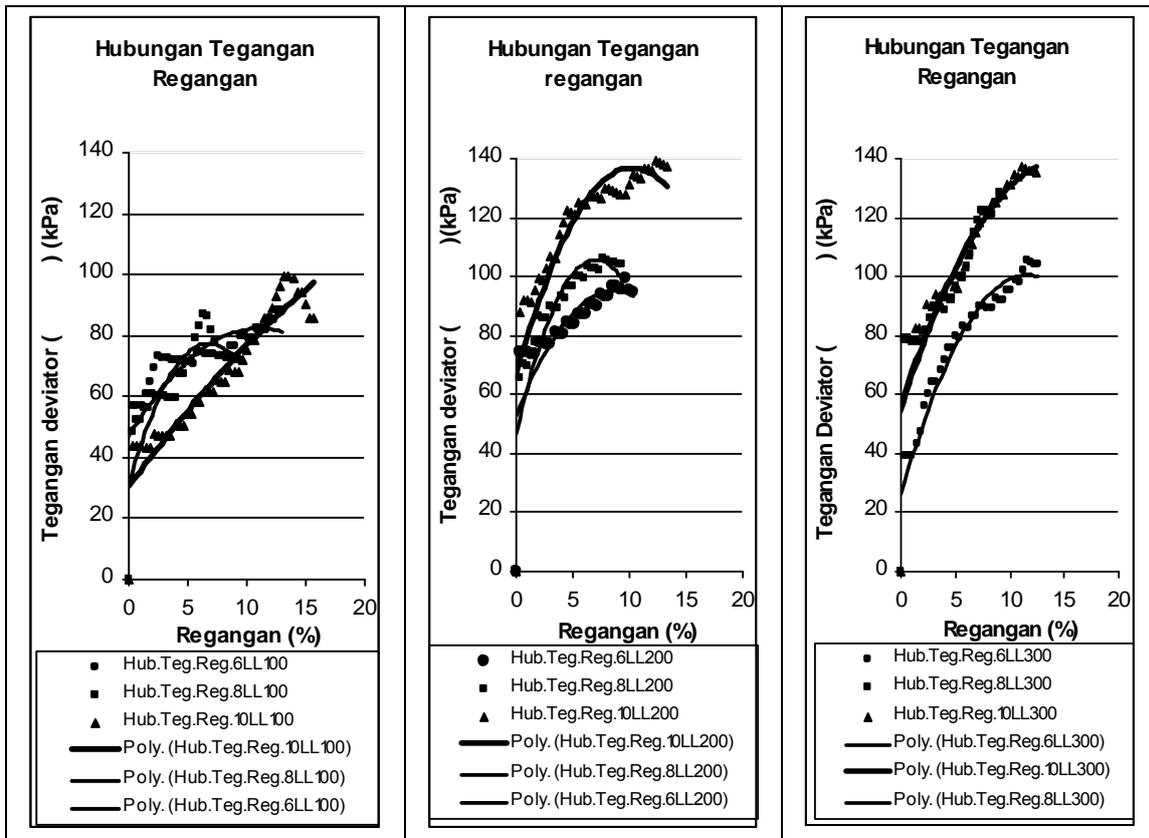
Dari Tabel 1 didapat bahwa bila pasir digali secara vertikal akan terjadi keruntuhan. Bila kedalaman galiannya (H) semakin dalam, maka φ semakin kecil dan mencapai nilai terkecil pada sudut 31,47°. Hal ini menunjukkan bahwa bila pasir diberikan berdiri bebas tanpa sekat, maka pasir akan longsor dengan membentuk sudut lereng alam () = 60,74 ° dan sudut geser dalam (φ)=31,47.

Triaksial dan Tes Pembebanan

Hasil tes triaksial CU pada pasir yang diserapkan slurry bentonite dengan konsentrasi 6% (10 x LL₁₅₀), 8% (8 x LL₁₅₀), dan 11% (6 x LL₁₅₀) atau dengan kadar bentonit 2,3 %, 3%, dan 4% dan tes pembebanan dapat disajikan pada Gambar 8, Gambar 9, Tabel 2 dan Gambar 10.



Gambar 8. Garis Keruntuhan



Gambar 9. Hasil Tes Triaksial

Dari Gambar 8, Tabel 2 dan Gambar 10 memperlihatkan bahwa dengan meningkatnya konsentrasi bentonite, meningkat pula kohesinya dan memperkecil sudut geser dalamnya. Dari Tabel 2 juga didapat bahwa berat volumenya juga meningkat sampai batas tertentu, karena pori-pori pada pasir sudah terisi oleh bentonite. Namun berat volume akan mengecil pada konsentrasi yang lebih besar, karena dengan kandungan bentonite yang lebih besar menyebabkan terjadinya

swelling yang besar pula, sehingga volume bertambah besar yang tidak sebanding dengan penambahan beratnya. Gambar 9 khususnya pada tegangan sel (σ_3) agak tinggi yaitu 200 kg/cm² dan 300 kg/cm² menunjukkan bahwa makin besar kadar bentonite, didapat tegangan deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) makin kecil.

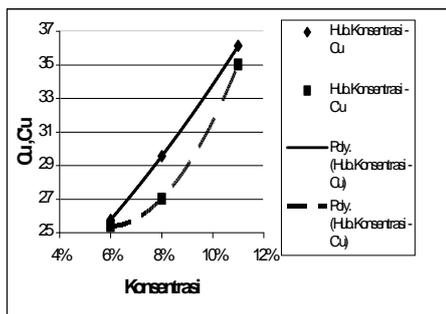
Dari tes pembebanan didapat bahwa sampai pembebanan 2000 kg/m² untuk ketiga campuran belum terjadi keruntuhan tebing dan percobaan dihentikan karena

keterbatasan alat dan dianggap pembebanan sudah cukup besar.

Tabel 2. Hasil Triaksial CU dan Pembebanan

Kerapatan Relatif (Dr) = 50,29%			
Konsentrasi (%)	6%	8%	11%
ϕ (°)	7	5	3
ϕ (°)	8	7	4
c_u (kPa)	25,77	29,55	36,13
c'_u (kPa)	25,37	27,02	35,02
(gr/cm ³)	1,78	1,82	1,95
W _c (%)	15,99	19,13	18,6

	Konsentrasi 6%	Konsentrasi 8%	Konsentrasi 11%
c_u (gr/cm ²)	257,7	295,5	361,3
(gr/cm ³)	1,78	1,82	1,95
H _{cmax} (cm)	579,1 > 30	649,4 > 30	741,1 > 30
H _{cmin} (cm)	289,5 > 30	324,7 > 30	370,5 > 30



Gambar 10. Hubungan Konsentrasi dengan Cu

Dari kondisi semula kekuatan geser pasir didominasi sudut geser dalamnya, setelah diserapkan slurry bentonite mendapatkan kohesi yang besar. Dari kondisi ini pasir yang diserapkan slurry bentonite sudah mengubah perilaku pasir menjadi berperilaku mendekati lempung yang menimbulkan sekapan pada butiran-butiran pasir, bahkan mampu menahan beban sampai 2000 kg/m² atau lebih.

Hasil Perhitungan Tinggi Runtuh Kritis (Hc)

Tinggi kritis H_c max dan H_c min dari perhitungan berikut ini untuk masing-masing konsentrasi slurry bentonite, didapat masing-masing lebih besar dari tinggi galian pada bak penelitian yang tingginya 30 cm. Hal ini memperlihatkan bahwa tidak akan terjadi keruntuhan tebing galian. Hasil tes pada sampel di dalam bak penelitian juga membuktikan setelah digali sedalam 30 cm dan dibuka sekatnya, tidak terjadi keruntuhan tebing.

Untuk pekerjaan di lapangan, jika kondisi kerapatan relatif pasir, kohesi dan berat volume campuran bentonit yang sama dapat diterapkan, dan kohesi tidak dipengaruhi oleh perubahan kadar air, maka sampai kedalaman kritis minimum (H_c min) tidak perlu dipasang penahan tebing.

Perhitungan Pembebanan Turap Kantilever

Dengan melihat Gambar (4) maka :
 Besarnya momen dipangkal turap (titik 0):
 $M_0 = \frac{1}{2} H^2 \cdot \gamma \cdot Ka \cdot \frac{1}{3} H - 2c \cdot H \cdot \sqrt{Ka} \cdot \frac{1}{2} H + \frac{1}{2} Q \cdot H^2 \cdot Ka$

Kondisi Awal (Pasir belum tercampur bentonit)

$\phi = 43,7^\circ, c = 0, \gamma = 1590 \text{ kg/m}^3, Ka = 0,183$

Kondisi setelah tercampur bentonit 3% (slurry konsentrasi 8%):

$\phi' = 7^\circ, c'_u = 27,02 \text{ kPa} = 2702 \text{ kg/m}^2, \gamma = 1820 \text{ kg/m}^3, Ka = 0,783$

Kondisi setelah tercampur bentonit 4% (slurry konsentrasi 11%):

$\phi' = 4^\circ, c'_u = 35,02 \text{ kPa} = 3502 \text{ kg/m}^2, \gamma = 1950 \text{ kg/m}^3, Ka = 0,87$

Kondisi setelah tercampur bentonit 2,3% (slurry konsentrasi 6%):

$\phi' = 8^\circ, c'_u = 25,37 \text{ kPa} = 2537 \text{ kg/m}^2, \gamma = 1780 \text{ kg/m}^3, Ka = 0,755$

Hasil perhitungan momen maksimum (Mo) pada turap kantilever (Tabel 3) baik pada bak sampel yaitu kedalaman 30 cm

dengan pembebanan 2000kg/m^2 , maupun kalau diterapkan di lapangan sampai kedalaman 6 m, masih menunjukkan momen aktif negatif. Momen aktif negatif ini berarti bahwa turap belum terbebani atau tanah masih mampu berdiri sendiri.

Tabel 3. Perhitungan Momen Pangkal Turap

H (m)	H ² (m ²)	H ³ (m ³)	Q (kg/m ²)	Kondisi Awal			Kondisi Akhir (konsentrasi 8%)			
				48.5H ³	0.0915qH ²	Mo (kgm)	237.5H ³	2390,9H ²	0.3915qH ²	Mo (kgm)
0.3	0.09	0.027	0	1.3	0	1.3	6.4	-215.2	0	-208.8
3.0	9.00	27.000	0	1309.5	0	1309.5	6412.5	-21518.1	0	-15105.6
6.0	36.00	216.000	0	10476.0	0	10476.0	51300.0	-86072.4	0	-34772.4
0.3	0.09	0.027	2000	1.3	16.5	17.8	6.4	-215.2	70.5	-138.3
3.0	9.00	27.000	2000	1309.5	1647.0	2956.5	6412.5	-21518.1	7047.0	-8058.6
6.0	36.00	216.000	2000	10476.0	6588.0	17064.0	51300.0	-86072.4	28188.0	-6584.4
6.0	36.00	216.000	2470	10476.0	8136.2	18612.2	51300.0	-86072.4	34812.18	39.8

H (m)	H ² (m ²)	H ³ (m ³)	Q (kg/m ²)	Kondisi Akhir (konsentrasi 6%)			
				224H ³	2239,1H ²	0.3775qH ²	Mo (kgm)
0.3	0.09	0.027	0	6.0	-201.5	0	-195.5
3.0	9.00	27.000	0	6048.0	-20151.9	0	-14103.9
6.0	36.00	216.000	0	48384.0	-80607.6	0	-32223.6
0.3	0.09	0.027	2000	6.0	-201.5	67.95	-127.5
3.0	9.00	27.000	2000	6048.0	-20151.9	6795	-7308.9
6.0	36.00	216.000	2000	48384.0	-80607.6	27180	-5043.6
6.0	36.00	216.000	2370	48384.0	-80607.6	32208.3	-15.3

H (m)	H ² (m ²)	H ³ (m ³)	Q (kg/m ²)	Kondisi Akhir (konsentrasi 11%)			
				282,75H ³	3266,4H ²	0.345qH ²	Mo (kgm)
0.3	0.09	0.027	0	7.6	-294.0	0	-286.3
3.0	9.00	27.000	0	7634.3	-29397.6	0	-21763.4
6.0	36.00	216.000	0	61074.0	-117590.4	0	-56516.4
0.3	0.09	0.027	2000	7.6	-294.0	62.1	-224.2
3.0	9.00	27.000	2000	7634.3	-29397.6	6210	-15553.4
6.0	36.00	216.000	2000	61074.0	-117590.4	24840	-31676.4
6.0	36.00	216.000	4550	61074.0	-117590.4	56511	-5.4

Pembahasan

Pada kondisi awal pasir dengan $\gamma_b = 1,59\text{ gr/cm}^3$, $W_c = 3,8\%$, $D_r = 50,25\%$, dan $\phi = 43,7^\circ$ pada geser langsung, dan tes saat penggalian, tebing galian mengalami keruntuhan pada sudut geser $31,47^\circ$. Keruntuhan ini terjadi karena pasir masih dalam kondisi lepas, sehingga akibat penggalian terjadi pelepasan regangan. Perbedaan sudut geser ini akibat perbedaan perlakuan, dimana pada geser langsung pasir dipaksa digeser dengan pembebanan disamping kemungkinan faktor alat, sedangkan pada penggalian terjadi longsor bebas.

Setelah diserapkan bentonit ke dalam pasir dengan kadar 2,3%, 3%, atau 4% dalam bentuk slurry dengan konsentrasi 6% ($10 \times LL_{150}$), 8% ($8 \times LL_{150}$), atau 11% ($6 \times LL_{150}$), hasilnya menunjukkan tidak terjadi keruntuhan. Penambahan bentonit mampu mengubah perilaku pasir yang semula runtuh pada saat digali menjadi berperilaku mendekati lempung sehingga tebing galian tidak runtuh lagi, yang disebabkan oleh membesarnya nilai kohesi, bahkan tidak runtuh juga pada saat dibebani sampai 2000 kg/m^2 .

Setelah diadakan perhitungan terhadap tinggi galian kritis, ternyata jauh lebih besar dari 30 cm sesuai galian pada bak

penelitian. Hasil analisa mendapatkan $H_c \text{ min} = 289,55 \text{ cm}$ dan $H_c \text{ max} = 579,1 \text{ cm}$ untuk konsentrasi 6%, $H_c \text{ min} = 324,72 \text{ cm}$ dan $H_c \text{ max} = 649,45 \text{ cm}$ untuk konsentrasi 8%, $H_c \text{ min} = 370,56 \text{ cm}$ dan $H_c \text{ max} = 741,1 \text{ cm}$ untuk konsentrasi 11%. Peningkatan tinggi galian kritis ini disebabkan oleh peningkatan nilai kohesi yang cukup besar terhadap peningkatan kadar bentonit, dengan syarat kadar air dapat dipertahankan antara 16% - 19%, sedangkan peningkatan nilai berat volumenya relatif kecil.

Dalam perhitungan pengaruh pembebanan terhadap turap kantilever dengan kondisi pasir diserapkan slurry bentonite, dengan pembebanan 2000 kg/m^2 , momen pada pangkal turap pada kedalaman 6 meter masih momen aktif negatif. Jadi pada kondisi momen aktif negatif tersebut di atas, turap belum terbebani. Kondisi ini berarti bahwa kemampuan sekap bentonite masih mampu menahan gaya lateral akibat tegangan overburden atau tanah masih mampu berdiri sendiri.

Hasil dan bahasan di atas menunjukkan bahwa pada saat awal sebelum diserapkan slurry bentonite tebing galian tidak mantap atau runtuh. Setelah diserapkan slurry bentonite tebing galian menjadi mantap bahkan mampu menahan beban sampai 2000 kg/m^2 atau lebih. Makin besar kadar bentonit makin besar kohesi dan mengecilnya sudut geser dalam dan mengecilnya tegangan deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) karena tanah makin mendekati berperilaku lempung dimana sifat lempung seperti tersebut di atas. Makin besar kadar bentonite makin dalam galian kritisnya, dengan syarat tidak ada perubahan kadar air, makin dalam pula tidak diperlukan penahan tebing karena sekapan bentonite menyebabkan tebing mampu berdiri sendiri. Bila direncanakan memasang penahan tebing galian dengan turap kantilever, dengan pembebanan sampai 2000 kg/m^2 dan kedalaman 6 meter memperlihatkan bahwa turap belum terbebani atau tanah mampu berdiri sendiri. Jadi dengan penambahan slurry

bentonite pada pasir dengan konsentrasi 6%, 8%, 11% sangat berpengaruh dalam memantapkan tebing vertikal galian.

SIMPULAN DAN SARAN

Simpulan

Dari analisa data hasil penelitian di laboratorium, perhitungan dan pembahasan, dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Pada kondisi awal pasir dengan kerapatan relatif (D_r) = 50,25%, berat volume (γ_b) = $1,59 \text{ gr/cm}^3$ dan kadar air (W_c) = 3,8% didapat sudut geser (ϕ) = $43,7^\circ$, kohesi (c) = 0 dan tebing galian runtuh.
2. Pasir setelah diserapkan bentonite dengan kadar 2,3%, 3%, 4% dalam bentuk slurry dengan konsentrasi 6% ($10 \times LL_{150}$), 8% ($8 \times LL_{150}$), 11% ($6 \times LL_{150}$) tebing galian menjadi mantap bahkan tidak runtuh pada pembebanan 2000 kg/m^2
3. Makin besar kadar bentonite makin dalam tebing tidak memerlukan penahan.
4. Pasir dengan penambahan slurry bentonite 6% dengan $c' = 2537 \text{ kg/m}^2$, $\phi = 8^\circ$, $\gamma_b = 1780 \text{ kg/m}^3$, penambahan slurry bentonite 8% dengan $c' = 2702 \text{ kg/m}^2$, $\phi = 7^\circ$, $\gamma_b = 1820 \text{ kg/m}^3$, penambahan slurry bentonite 11% dengan $c' = 3502 \text{ kg/m}^2$, $\phi = 4^\circ$, $\gamma_b = 1950 \text{ kg/m}^3$ dan dengan beban merata 2000 kg/m^2 sampai kedalaman 6 meter, turap kantilever belum terbebani, berarti tebing galian masih mantap atau mampu berdiri sendiri.
5. Penambahan slurry bentonit dengan konsentrasi 6%, 8%, 11% sangat berpengaruh dalam memantapkan tebing galian pada pasir.

Saran

1. Penelitian lanjutan perlu diadakan pada kondisi pasir terendam air dengan konsentrasi slurry bentonite yang sama.

2. Penelitian lanjutan perlu diadakan pada kondisi pasir dengan kerapatan dan konsentrasi slurry yang berbeda.
3. Penelitian lapangan perlu diadakan sebagai terapan terhadap analisis analitis dengan kondisi kerapatan pasir dan kadar bentonite yang relatif sama dengan metode grouting.

UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih yang tulus kepada Ir. A. A. Ngr. Tjerita, MSc sebagai Ketua Laboratorium Mekanika Tanah yang telah mengizinkan penggunaan laboratorium dan memberikan bimbingan selama penulis mengadakan penelitian. Terima kasih pula penulis sampaikan kepada Made Dodiek W. A. ST, MT yang ikut membantu membimbing penelitian ini. Terima kasih juga kepada teman-teman dan teknisi yang ikut membantu dalam penelitian ini.

DAFTAR PUSTAKA

- Atkinson, J.H. 1981. Foundations and Slopes, Mc Graw-Hill Book Company, London.
- Bell, F.G. 1993. Engineering Treatment of Soils, E & Fn spon, London.
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J. 1962. The Measurement Of Soil Properties In The Triaxial Test, Spotuswoode Ballantyne Ltd, London.
- Bowles J.E. dan Silaban, P. 1984. Analisa Dan Desain Pondasi (Terjemahan), Erlangga, Jakarta.
- Bowles J.E. 1992. Engineering Properties of Soil and Their Measurement, writing by Mc.Graw-Hill, Highstown.
- Craig R.F. dan Susilo S.B. 1989. Mekanika Tanah, Terjemahan, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M. 1983. Advanced Soil Mechanics, Mc.Graw-Hill Book Company, Singapore.
- Holtz R.D. and Kovacs, W.D. 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. 1979. Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, New York.
- Mitchell J.K. 1976. Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons, Inc.
- Murthy, V.N.S. 1977. Soil Mechanics And Foundation Engineering, Dhanpat Rai & Sons, Nai Sarak Delhi.
- Wahyudi, H. Perilaku Mikroskopik Tanah, Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.