

# Rekomendasi Solusi untuk Mengatasi Kelongsoran pada Lereng Jalan Akses PLTA Musi (KM 5 dan KM 8) dengan Pendekatan *Cracked Soil*

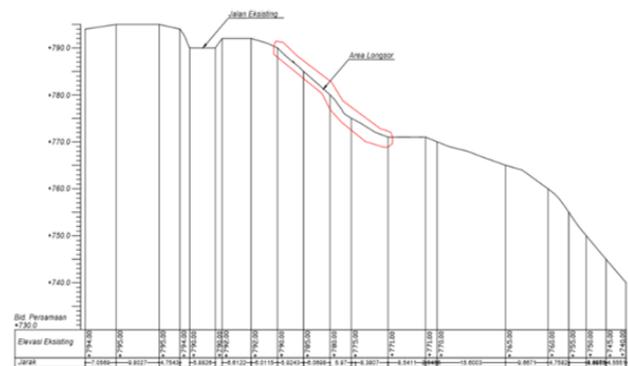
Brena Audra Clarina Tarigan, Indrasurya Budisatria Mochtar dan Musta'in Arif  
 Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)  
*e-mail:* indrasurya@ce.its.ac.id

**Abstrak**—PLTA Musi Bengkulu merupakan pembangkit listrik tenaga air terbesar di Sumatera. Namun, lereng tepi jalan akses menuju lokasi tersebut mengalami kelongsoran ketika hujan yang sangat lebat melanda Kota Bengkulu pada tahun 2017, sedangkan jalan ini berperan penting untuk menunjang aspek transportasi dan ekonomi masyarakat Bengkulu. Dari permasalahan tersebut, maka diperlukan perencanaan perkuatan lereng untuk mencegah terjadinya kelongsoran di masa yang akan datang. Dalam Tugas Akhir ini, beberapa alternatif perkuatan lereng yang ditawarkan, antara lain seperti subdrain dan *soil reinforcement* (geotextile), *bored pile*, serta *ground anchor*. Perencanaan ini akan dilakukan pada dua lokasi, yaitu KM 5 dan KM 8, yang dapat dianggap sebagai acuan dalam penyelesaian kelongsoran di lokasi lainnya. Perencanaan untuk perbaikan lereng jalan yang longsor dilakukan berdasarkan pendekatan *cracked soil*, dimana tanah diasumsikan bersifat *behaving like sand*. Dari beberapa alternatif perkuatan yang ada, maka rekomendasi solusi untuk mengatasi kelongsoran pada lokasi KM 5 adalah pemasangan subdrain dan geotextile praktis sebanyak 21 lapis dengan panjang masing-masing 2 meter. Hasil perencanaan ini membutuhkan biaya Rp 1.380.592.037. Sedangkan untuk lereng KM 8 digunakan *ground anchor* sebanyak 2 buah dengan kapasitas sebesar 256,67 kN. Biaya yang diperlukan adalah Rp 39.577.185.

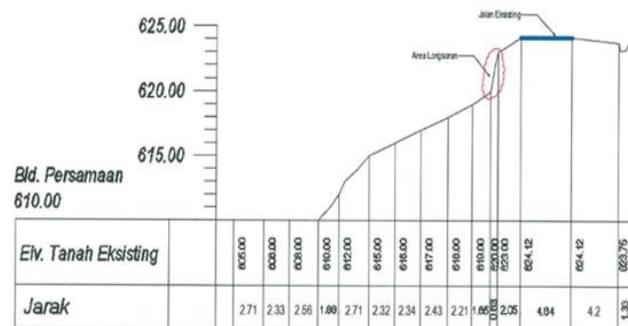
**Kata Kunci**— *Bored Pile, Cracked Soil Approach, Ground Anchor, Lereng, Soil Reinforcement, Subdrain.*

## I. PENDAHULUAN

PLTA Musi merupakan pembangkit listrik tenaga air yang terletak di Desa Ujan Mas Atas, Kecamatan Ujan Mas, Kabupaten Kepahiang, Provinsi Bengkulu. PLTA ini dinyatakan sebagai pembangkit listrik tenaga air yang terbesar di Sumatera. Akan tetapi, saat ini ada masalah dengan jalan akses yang menuju lokasi tersebut. Pada tahun 2017 terjadi beberapa kerusakan berupa longsor pada lereng di area jalan akses PLTA Musi, yaitu KM 5, KM 7, KM 8, KM 10 dan KM 11. Beberapa lokasi dengan kelongsoran yang cukup parah adalah KM 5 dan KM 8. Kelongsoran tersebut terjadi pada saat hujan lebat. Hal ini ditunjang dengan data curah hujan pada daerah Bengkulu. Pada tahun 2017, curah hujan bahkan mencapai hingga 3918 mm/tahun. Kemungkinan terjadinya longsor akibat hujan yang sangat lebat akan selalu ada apabila tidak dilakukan perencanaan perkuatan lereng. Hal ini dikarenakan Bengkulu merupakan salah satu provinsi dengan curah hujan tertinggi.



Gambar 1. Area longsor pada potongan melintang lereng KM 5.



Gambar 2. Area longsor pada potongan melintang lereng KM 8.

Hujan yang lebat kerap dijadikan faktor utama yang menyebabkan kelongsoran. Namun, ada teori baru yang mengasumsikan bahwa pada lereng tanah tersebut sudah ada retakan terlebih dahulu. Mochtar (2014) mencetuskan teori *cracked soil approach* dengan mengasumsikan bahwa retakan sudah ada di dalam tanah dan lereng, dan retakan tersebut merupakan faktor utama yang menyebabkan hujan yang sangat lebat mampu melongsorkan lereng. Oleh karena itu, untuk mengatasi longsor dibutuhkan beberapa alternatif perkuatan lereng, antara lain seperti subdrain dan *soil reinforcement*, *bored pile*, dan *ground anchor*. Lokasi KM 8 memiliki lereng yang curam, maka perencanaan perkuatan dengan menggunakan *bored pile* tidak dilakukan. Jadi, perencanaan untuk perbaikan lereng jalan yang longsor harus dilakukan berdasarkan pendekatan *cracked soil* di atas. Kelongsoran ini



Gambar 3. Diagram alir perencanaan.

harus ditangani secepatnya untuk mencegah kerusakan pada beberapa lokasi lainnya yang berpotensi mengalami kelongsoran. Dengan menggunakan cara pendekatan *cracked soil* untuk mendapatkan alternatif perkuatan lereng yang paling efektif, diharapkan longsor di masa penghujan yang akan datang dapat diminimalisir atau bahkan tidak ada sama sekali. Area longsor pada potongan melintang lereng KM5 dan KM 8 dapat dilihat pada Gambar 1 dan Gambar 2.

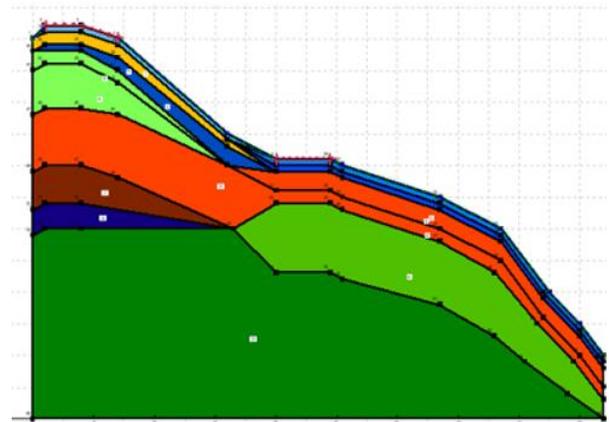
## II. METODOLOGI

Tahapan perencanaan Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.

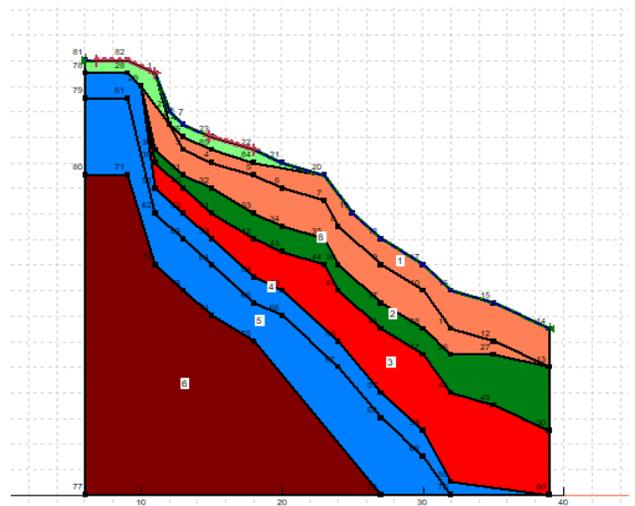
## III. ANALISIS DATA

### A. Data Tanah

Data yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini hanya berupa data NSPT, sehingga perlu dilakukan korelasi parameter tanah dengan menggunakan Tabel Bowless [1] dan



Gambar 4. Statigrafi lereng KM 5.



Gambar 5. Statigrafi lereng KM 8.

Tabel Burt Look [2]. Selanjutnya, data parameter tanah untuk tiap *bore hole* dengan jenis dan konsistensi tanah yang sama dirata-rata. Adapun hasil korelasi data tanah direkapitulasi menjadi Tabel 1 dan Tabel 2, serta statigrafi lereng 5 KM dan 8 KM dapat dilihat pada Gambar 4 dan 5.

### B. Data Tanah Behaving Like Sand

Data tanah dianalisa dengan pendekatan *cracked soil* dimana tanah diasumsikan *behaving like sand*. Perbedaan antara data tanah asli dan tanah *behaving like sand* adalah pada nilai  $C_u$  dan  $e$ . Pada tanah asli, tanah seperti apa adanya sesuai dengan hasil pengeboran di lapangan, sedangkan pada tanah *behaving like sand* data tanah diasumsikan menyerupai pasir. Pendekatan ini digunakan dikarenakan kelongsoran yang terjadi pada saat hujan yang sangat lebat menyebabkan air hujan membawa partikel halus (lanau, lempung) keluar dari lereng sehingga menyisakan partikel kasar (pasir, kerikil).

Dari asumsi tersebut maka diambil keputusan bahwa nilai  $C_u$  dianggap sama dengan nol dan nilai  $e$  dianggap bersifat seperti pasir, dimana untuk tanah pasir nilai  $\phi = 30^\circ$  dan untuk tanah lempung/lanau nilai  $\phi$  merupakan hasil korelasi dengan menggunakan Tabel Burt Look [2]. Untuk menentukan seberapa dalam tanah diasumsikan *behaving like sand*, maka dilakukan *trial and error* analisa stabilitas lereng.

Tabel 1.  
Parameter Tanah di KM 5

Jenis Tanah	KETERANGAN	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	Cu (kPa)
Lempung ( <i>very soft</i> )		16	1	13
Lempung ( <i>soft</i> )		16	3	16.7
Lempung ( <i>medium</i> )		16,22	5	16,65
Pasir ( <i>loose</i> )		12,6	30	0
Lempung ( <i>medium</i> ) 2		17,6	12	27
Batupasir		22	45	0
Pasir ( <i>medium</i> )		15,5	31	0
Pasir ( <i>dense</i> )		18	35	0
Lempung ( <i>hard</i> )		20	23	50
Batupasir 2		22	45	30
Breksi Vulkanik		22	40	30

Tabel 2.  
Parameter Tanah di KM 8

Jenis Tanah	KETERANGAN	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	Cu (kPa)
Lempung ( <i>stiff</i> )		16,95	24	50
Batupasir		22	45	30
Lempung ( <i>hard</i> )		20	24	50
Batupasir 2		22	45	30
Pasir ( <i>very dense</i> )		18	35	0
Batupasir 3		22	45	30

Tabel 3.  
Hasil Perencanaan Subdrain

Lokasi	H LERENG	SF	Jarak subdrain dari bibir lereng
KM 5	21 m	1.365	13 m
KM 8	6 m	1.017	2,5 m

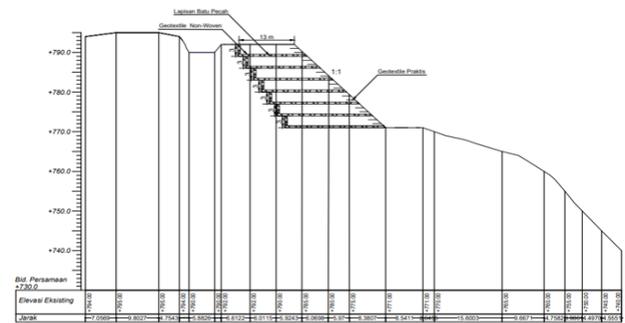
C. Analisa Stabilitas Lereng Kondisi Eksisting

Analisa stabilitas lereng dilakukan dengan menggunakan program bantu GeoStudio. Muka air tanah dimodelkan di atas permukaan lereng dikarenakan kelongsoran terjadi pada musim hujan. Pemodelan ini menggunakan beban *surcharge* 10 kPa sesuai dengan SNI 8460:2017 pasal 7.5.1 [3]. Analisa dilakukan dengan menggunakan metode irisan *Bishop*.

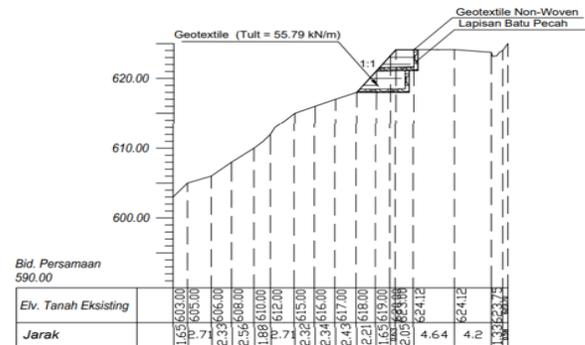
Dari hasil analisa stabilitas lereng KM 5 dengan kondisi eksisting, maka didapatkan nilai SF = 0,540. Lereng dikatakan longsor ketika SF yang dihasilkan kurang dari SF = 1 (kritis). Sedangkan, analisa stabilitas lereng KM 8 menghasilkan SF = 1,493. Dikarenakan nilai SF > 1, maka lereng tersebut dinyatakan stabil (tidak longsor). Namun, pada kenyataannya di lapangan lereng tersebut tetap longsor, sehingga perlu dilakukan telaah mengenai penyebab dari kelongsoran tersebut.

D. Penyebab Kelongsoran Lereng

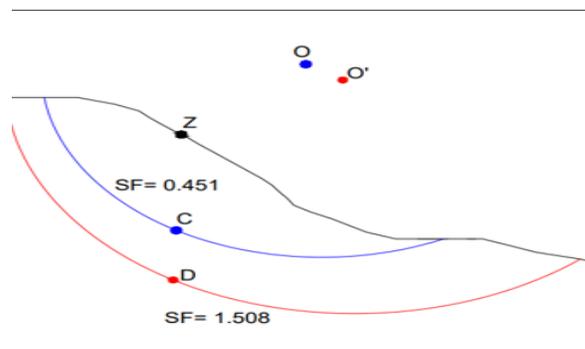
Hasil analisa stabilitas lereng dengan menggunakan data tanah kondisi eksisting pada program GeoStudio menunjukkan bahwa lereng KM 5 tidak stabil (SF < 1) sedangkan lereng KM 8 memiki SF > 1 (stabil). Kedua lereng ini tidak memiliki



Gambar 6. Desain subdrain dan geotextile pada lereng KM 5.



Gambar 7. Desain subdrain dan geotextile pada lereng KM 8.

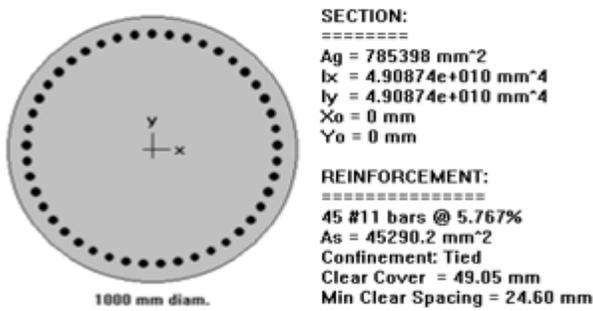


Gambar 8. Sketsa analisa stabilitas.

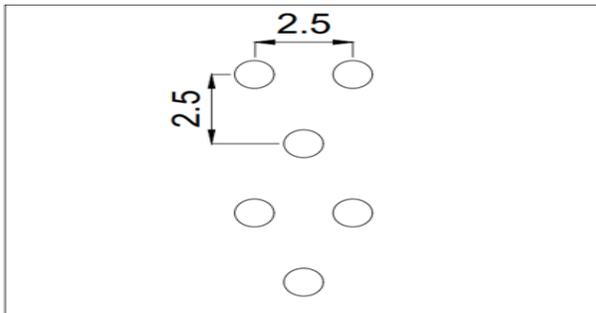
perkuatan dan merupakan lereng alami. Keduanya memiliki lapisan tanah paling atas berupa lempung, dimana seharusnya air tidak bisa merembes ke dalam lereng. Namun, pada kenyataannya di lapangan kedua lereng tersebut tetap longsor. Oleh karena itu, kedua lereng tersebut kemungkinan telah mengalami keretakan dan ditambah curah hujan yang tinggi di Provinsi Bengkulu yang dapat menyebabkan bidang keretakan hampir selalu dilalui air hujan dengan intensitas tinggi (hujan lebat) lambat laun membuat partikel halus seperti lanau dan lempung terbawa oleh air hujan dan menyisakan partikel pasir dan kerikil pada bidang retakan tersebut. Jika kondisi ini terjadi maka dapat menyebabkan tanah *behaving like sand* dan stabilitas lereng perlu dianalisa dengan pendekatan *cracked soil*.

E. Analisa Stabilitas Lereng Kondisi Behaving Like Sand

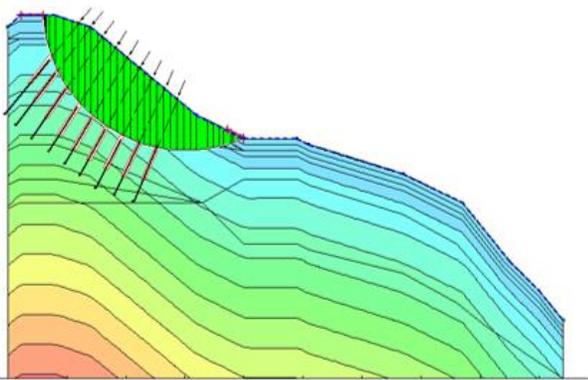
Pemodelan lereng dilakukan dengan cara *trial and error* hingga menghasilkan nilai SF < 1 yang menandakan kelongsoran terjadi. Dengan mengasumsikan kedalaman tanah *behaving like sand* hingga -3.0 m, maka dihasilkan nilai SF



Gambar 9. Perencanaan tulangan *bored pile*.



Gambar 10. Skersa letak pemasangan *bored pile*.



Gambar 11. Pemodelan *ground anchor* pada lereng KM 5.

untuk lereng KM 5 adalah sebesar 0,451 dan untuk lereng KM 8 adalah sebesar 0,338. Oleh karena itu, diperlukan perencanaan perkuatan lereng pada kedua lereng tersebut.

#### IV. PERENCANAAN PERKUATAN LERENG

##### A. Perencanaan Subdrain dan Soil Reinforcement

Subdrain yang direncanakan terbuat dari susunan batu pecah dan kerikil yang disusun menyerupai bronjong dan dibungkus dengan geotextile non-woven. Subdrain dipasang dari bagian atas lereng hingga kaki lereng, sehingga lereng tetap dalam kondisi kering. Lereng yang longsor ditimbun dengan tanah urug sehingga timbunan lereng memiliki kemiringan 1:1. Perencanaan subdrain harus berada di belakang bidang longsor dengan SF = 1 (kritis). Subdrain direncanakan memiliki ketinggian masing-masing 3 meter. Dengan menggunakan program bantu GeoStudio, maka didapatkan *safety factor* lereng setelah ditimbun dan muka air tanah diturunkan hingga

Tabel 4. Perhitungan Panjang Grouting di Lokasi KM 5

No Anchor	P = PULT/3	$\phi$	Ku	L grouting (m)	Ltotal (m)
1	844,67	31°	1,7	12	20
2	844,67	31°	1,7	11	21
3	844,67	31°	1,7	10	21
4	844,67	31°	1,7	9	21
5	844,67	31°	1,7	9	21
6	844,67	31°	1,7	9	21
7	844,67	31°	1,7	9	21
8	844,67	31°	1,7	10	20
9	844,67	31°	1,7	10	19

Tabel 5. Perhitungan Panjang Grouting di Lokasi KM 8

No Anchor	P = PULT/3	$\phi$	Ku	L grouting (m)	Ltotal (m)
1	256,667	35°	2,5	4	6
2	256,667	35°	2,5	4	7

Tabel 6. Perhitungan Dimensi Balok Penahan Anchor

Lokasi	C'	$\phi$	$\gamma'$	Df (m)	s (m)
KM 5	0	45°	12	5	0,5
KM 8	33,3	24°	7	0,3	0,9

Tabel 7. Biaya Alternatif Perkuatan pada Lereng KM 5

Alternatif	HARGA
Subdrain dan geotextile	Rp 1.380.592.037
<i>Bored pile</i>	Rp 5.859.530.600
<i>Ground anchor</i>	Rp 2.199.035.013

kaki lereng. Hasil perencanaan subdrain dapat dilihat pada Tabel 3.

Adapun *safety factor* rencana adalah sebesar 1,3. Sehingga lereng KM 5 tidak memerlukan *soil reinforcement*, namun cukup dipasang geotextile praktis sepanjang 2 meter sebanyak 21 buah. Hal ini berguna untuk menghindari gerusan air pada permukaan lereng. Untuk lereng KM 8 perlu dipasang geotextile sebagai perkuatan. Adapun data timbunan sebagai berikut:

- C = 0 kPa
- $\phi = 30^\circ$
- $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$

Sebelum menghitung kebutuhan geotextile, maka perlu dilakukan perhitungan  $\Delta M_R$  dengan menggunakan persamaan:

$$M_{\text{dorong}} = \frac{M_{\text{resisting}}}{SF} \tag{1}$$

$$M_{\text{res}} \text{ rencana} = M_d \times SF \text{ rencana} \tag{2}$$

$$\Delta M_R = M_{\text{res}} \text{ rencana} - M_{\text{res}} \text{ eksisting} \tag{3}$$

Jenis geotextile yang digunakan adalah geotextile woven type 25 dengan  $T_{\text{ult}} = 55.79 \text{ kN/m}$ . Perhitungan tegangan izin dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{ultimate}}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \tag{4}$$

dimana:

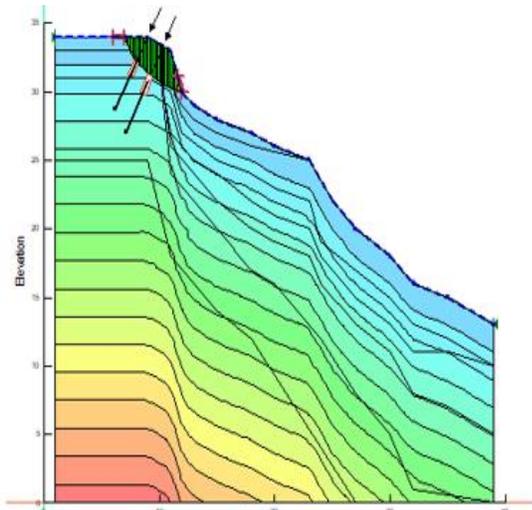
$T_{\text{ultimate}}$  : kekuatan *ultimate geotextile*

$FS_{ID}$  : faktor keamanan akibat kesalahan pemasangan

$FS_{CR}$  : faktor keamanan akibat rangkai

Tabel 8.  
Biaya Alternatif Perkuatan pada Lereng KM 8

Alternatif	HARGA
Subdrain dan geotextile	Rp 69.878.771
Ground anchor	Rp 39.577.185



Gambar 12. Pemodelan *ground anchor* pada lereng KM 8.

FS<sub>CD</sub> : faktor keamanan akibat pengaruh kimia

FS<sub>BD</sub> : faktor keamanan akibat pengaruh biologi

Selanjutnya, untuk menghitung panjang geotextile yang diperlukan adalah dengan menggunakan persamaan:

$$L_{total} = L_o + L_e + L_r \quad (5)$$

dimana:

$L_{total}$  : panjang total *geotextile*

$L_o$  : panjang lipatan *geotextile*

$L_e$  : panjang *geotextile* di belakang bidang longsor

$$= \frac{\tau_{allow} \times SF}{(\tau_1 + \tau_2) \times E}$$

$\tau_1$  : tegangan geser antara tanah asli dengan *geotextile*  
 $= C_1 + \sigma_v \tan \phi_1$

$\tau_2$  : tegangan geser antara tanah timbunan dengan *geotextile* =  $C_2 + \sigma_v \tan \phi_2$

E : efisiensi (80%)

SF : faktor keamanan

$L_r$  : panjang *geotextile* di depan bidang longsor

Dari perencanaan tersebut, maka didapatkan  $\sum$ Momen *geotextile* = 639.961 kN.m >  $\Delta M_R = 451.298$  kN.m. Maka, perencanaan *geotextile* memenuhi syarat. Desain subdrain dan *geotextile* pada lereng KM 5 dan KM 8 dapat dilihat pada Gambar 6 dan Gambar 7.

### B. Perencanaan Bored Pile

*Bored pile* yang direncanakan pada lereng KM 5 berfungsi sebagai cerucuk, dimana panjang *bored pile* tersebut harus memotong bidang longsor SF rencana = 1,5. Sketsa analisis stabilitas dapat dilihat pada Gambar 8.

$$L_{total} = L_a + L_b \quad (6)$$

dimana:

$L_{total}$  : Panjang total *bored pile*

$L_a$  : Panjang *bored pile* di atas bidang longsor

$L_b$  : Panjang *bored pile* di bawah bidang longsor

Sehingga, didapatkan panjang total *bored pile* adalah sebesar 25 meter dengan  $L_a = 13$  meter dan  $L_b = 12$  meter. Dengan menggunakan program spColumn, maka direncanakan:

Diameter = 1000 mm

$f'_c = 35$  MPa

$f_y = 400$  MPa

Tulangan utama yang digunakan adalah 45D36 dapat dilihat pada Gambar 9.

#### 1) Gaya Penahan Bored Pile

Perencanaan *bored pile* menggunakan parameter tanah pasir *dense* dimana merupakan lapisan tanah tempat ujung *bored pile* berada. Dengan menggunakan grafik NAVFAC, DM-7, 1971 [4] didapatkan nilai faktor modulus tanah ( $f$ ). Untuk jenis tanah pasir *dense* dengan  $D_R = 51\%$  didapatkan nilai  $f = 39 \text{ t/ft}^3 = 1,248 \text{ kg/cm}^3$ .

Setelah mendapatkan nilai  $f$ , maka faktor kekakuan relatif ( $T$ ) dapat dicari. Adapun rumus  $T$  adalah sebagai berikut:

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{1/5} \quad (7)$$

Sehingga, didapatkan nilai  $T = 64,24$  cm. Dengan menggunakan grafik NAVFAC, DM-7, 1971 [5] didapatkan koefisien momen akibat gaya lateral ( $F_m$ ) sebesar 0,9.

#### 2) Gaya Horizontal yang Mampu Dipikul 1 Tiang

Dengan menggunakan program bantu spColumn didapatkan:  $M_n = 5289 \text{ kN.m} = 52890000 \text{ kg.cm}$

$$M_u = \phi M_n \quad (8)$$

$$M_u = 47601000 \text{ kg.cm}$$

$$F_{kg} = 2.3 \times Y_t \times Y_s \times Y_n \times Y_d \quad (9)$$

dimana:

$Y_t$  = variasi rasio tancap

$Y_s$  = variasi spasi

$Y_n$  = variasi jumlah (sejajar)

$Y_d$  = variasi diameter

Maka, besar gaya horizontal yang mampu dipikul 1 tiang dapat dihitung dengan persamaan:

$$P_{max} = \frac{M_u \times F_{kg}}{F_m \times T} \quad (10)$$

Sehingga, didapatkan nilai  $P_{max}$  sebesar 1310,23 kN. Selanjutnya, jumlah *bored pile* yang diperlukan dapat dihitung dengan mencari nilai  $\Delta M_R$  terlebih dahulu dengan persamaan:

$$M_{dorong} = \frac{M_{resisting}}{SF} \quad (11)$$

$$M_{res \text{ rencana}} = M_d \times SF \text{ rencana} \quad (12)$$

$$\Delta M_R = M_{res \text{ rencana}} - M_{res \text{ eksisting}} \quad (13)$$

$$n = \frac{\Delta M_R}{P_{max} \times R} \quad (14)$$

Dengan menggunakan persamaan tersebut, maka didapatkan jumlah *bored pile* yang dibutuhkan adalah 2,13 buah/m'. Adapun *bored pile* dipasang tiap jarak 2,5 meter, sehingga jumlah *bored pile* adalah:  $n = 2,13 \times 2,5 \text{ m} = 5,3 \approx 6$  buah. Gambar letak pemasangan *bored pile* sebagai cerucuk dapat dilihat pada Gambar 10. Selanjutnya dilakukan analisis stabilitas lereng dengan *bored pile* dengan menggunakan program bantu

Geo5. *Safety factor* yang dihasilkan adalah  $1,74 > 1,5$ . Maka, desain *bored pile* dapat digunakan.

**C. Perencanaan Ground Anchor**

Sebelum menentukan panjang *ground anchor* yang diperlukan, maka perlu dilakukan perhitungan  $\Delta M_r$  dengan menggunakan persamaan:

$$M_{dorong} = \frac{M_{resisting}}{SF} \tag{15}$$

$$M_{res\ rencana} = M_d \times SF_{rencana} \tag{16}$$

$$\Delta M_R = M_{res\ rencana} - M_{res\ eksisting} \tag{17}$$

Selanjutnya, dilakukan perhitungan nilai N (gaya pra-tegang) dengan persamaan:

$$N_{\ anchor} = \frac{\Delta M_r \times l}{R} \tag{18}$$

dimana:

N anchor : gaya pra-tegang

$\Delta M_r$  : momen resisting tambahan (perkuatan) yang diperlukan

l : jarak pemasangan antar *anchor*

R : jari-jari bidang longsor yang terjadi

Setelah mendapatkan nilai N, maka jumlah kebutuhan *ground anchor* dapat dihitung. Adapun untuk kekuatan *anchor* dapat menggunakan spesifikasi dari brosur Freyssinet. Namun, untuk mendapatkan P *allowable*, maka *ultimate load* harus dikalikan 1/3.

$$P = \frac{P_{ult}}{3} \tag{19}$$

$$P_{max} = P \tan \phi \tag{20}$$

Adapun untuk menghitung jumlah *ground anchor* yang diperlukan dapat menggunakan persamaan:

$$n_{\ anchor} = \frac{N_{\ anchor}}{P} \tag{21}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan panjang *grouting*, dimana menggunakan nilai SF = 2 dan kemampuan tarik harus lebih besar dua kali dari P *anchor*. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$L = \frac{P \times SF}{\pi \times D \times k_u \times \tan \phi \times \sigma_v \text{ avg}} \tag{22}$$

dimana:

L = panjang *grouting* di belakang bidang longsor

P = gaya yang diberikan pada tiap *grouting*

SF = 2

D = diameter *grouting*, direncanakan D = 0,2 meter

$\Phi$  = nilai sudut geser dari tanah di sekitar *grouting*

$k_u$  = koefisien tekanan tanah lateral

$\sigma_v$  = rata-rata tegangan vertikal disepanjang *grouting*

Perhitungan panjang *grouting* di lokasi KM 5 dan Km 8 dapat dilihat pada Tabel 4 dan 5.

**3) Perencanaan Balok Beton Penahan Anchor**

Perhitungan balok beton sebagai pondasi penahan *anchor* di permukaan tanah menggunakan rumus telapak bujur sangkar Terzaghi [6].

$$q_{ult} = 1.3 C' N_c' + q N_q' + 0.4 \gamma' B N_\gamma' \tag{23}$$

dimana:

C' = kohesi tanah

q =  $\gamma' \times D_f$

$\gamma'$  = berat volume efektif (kN/m<sup>2</sup>)

q<sub>ult</sub> = daya dukung ultimate (kN/m<sup>2</sup>)

N<sub>c'</sub>, N<sub>q'</sub>, dan N<sub>γ'</sub> = faktor daya dukung yang dipengaruhi oleh nilai sudut geser dalam tanah [6].

Setelah mendapatkan nilai q<sub>ultimate</sub>, maka nilai q ijin bisa didapatkan dengan menggunakan SF = 3 (beban tetap).

$$Q_{\ ijin} = \frac{q_{ult}}{SF} \tag{24}$$

Dimensi balok penahan *anchor* bisa didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$A = \frac{P}{\sigma} \tag{25}$$

$$s = \sqrt{A} \tag{26}$$

dimana:

A = luas balok penahan *anchor* (m<sup>2</sup>)

P = gaya yang diberikan pada tiap *grouting* (kN)

$\sigma$  = tegangan ijin (kN/m<sup>2</sup>)

s = sisi balok penahan *anchor*, dimana b = h (m)

Selanjutnya, *ground anchor* yang telah direncanakan dimodelkan pada program bantu GeoStudio. Pemodelan *ground anchor* pada lereng KM 5 menghasilkan SF = 1,538 sedangkan pemodelan *ground anchor* pada lereng KM 8 menghasilkan SF = 1,330. Pemodelan *ground anchor* pada dua lokasi tersebut menghasilkan SF > 1,3, sehingga desain *ground anchor* dapat digunakan. Pemodelan *ground anchor* pada lokasi KM 5 dan KM 8 dapat dilihat pada Gambar 11 dan Gambar 12.

**D. Analisa Biaya Material**

Perhitungan biaya setiap alternatif hanya dilakukan berdasarkan kebutuhan material. Kemudian, setiap alternatif akan dibandingkan satu sama lain dan alternatif terpilih adalah perencanaan perkuatan yang paling ekonomis. Biaya tiap alternatif perkuatan pada lereng KM 5 dan KM 8 dapat dilihat pada Tabel 7 dan Tabel 8.

**V. KESIMPULAN**

**A. Kesimpulan**

Berdasarkan hasil analisa kondisi tanah, perencanaan perkuatan lereng, dan biaya yang dihasilkan, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut: (1) Analisa stabilitas lereng dilakukan dengan pendekatan *cracked soil* dimana lapisan tanah *behaving like sand* diasumsikan hingga kedalaman 3 meter. Analisa dengan program GeoStudio pada lereng KM 5 menghasilkan SF = 0,451 sedangkan pada lereng KM 8 dihasilkan SF = 0,338. Kedua lereng menghasilkan SF < 1, maka perlu dilakukan perkuatan lereng; (2) Hasil analisa stabilitas lereng dengan tanah kondisi eksisting menunjukkan bahwa lereng KM 5 mengalami kelongsoran (SF < 1), sedangkan lereng KM 8 menunjukkan angka keamanan yang baik (SF > 1). Namun, faktanya di lapangan kelongsoran tetap terjadi ketika hujan lebat melanda Bengkulu. Keduanya tidak memiliki perkuatan dan merupakan lereng alam. Kedua lereng tersebut kemungkinan telah mengalami keretakan dan ditambah

curah hujan yang tinggi di Provinsi Bengkulu yang dapat menyebabkan bidang keretakan hampir selalu dilalui air hujan dengan intensitas tinggi (hujan lebat) lambat laun membuat partikel halus seperti lanau dan lempung terbawa oleh air hujan dan menyisakan partikel pasir dan kerikil pada bidang retakan tersebut. Jika kondisi ini terjadi maka dapat menyebabkan tanah *behaving like sand* dan stabilitas lereng perlu dianalisa dengan pendekatan *cracked soil*, sehingga perkuatan lereng yang direncanakan sudah memperhatikan kondisi kritis;(3) Pada lokasi KM 5, subdrain dipasang sejauh 13 meter dari bibir lereng. Subdrain dibuat untuk menurunkan muka air tanah hingga kaki lereng setinggi 21 meter. Perencanaan subdrain juga dilengkapi dengan 21 lapis geotextile praktis dengan panjang 2 meter. Total panjang geotextile untuk lereng KM 5 adalah 42 m/m'. Untuk lokasi KM 8, subdrain dipasang sejauh 2,5 meter dari bibir lereng. Subdrain dibuat untuk menurunkan muka air tanah hingga kaki lereng setinggi 6 meter. Perencanaan subdrain juga dilengkapi dengan 6 lapis geotextile dengan kekuatan bahan ( $T_{ult}$ ) sebesar 55,76 kN/m. Total panjang geotextile untuk lereng KM 8 adalah 29,19 m/m'; (4) Perencanaan *bored pile* pada lokasi KM 5 terdiri dari 3 buah *bored pile per m'* yang dipasang tiap jarak 2,5 meter dengan diameter 1000 mm dan kedalaman masing-masing *pile* sebesar 25 m; (5) Perencanaan *ground anchor* untuk perkuatan lereng KM 5 memiliki diameter *grouting* sebesar 0,2 meter sejumlah 9 buah arah melintang lereng. Balok beton pondasi *anchor* berukuran 0,5 m x 0,5 m. Sedangkan untuk *ground anchor* lereng KM 8 memiliki diameter *grouting* sebesar 0,2 meter

sejumlah 2 buah arah melintang lereng. Balok beton pondasi *anchor* berukuran 0,9 m x 0,9 m; (6) Dari beberapa alternatif perkuatan, biaya kebutuhan material yang paling murah untuk lokasi KM 5 adalah subdrain yang disertai *soil reinforcement* dengan menggunakan geotextile dengan harga Rp 1.380.592.037. Sedangkan alternatif terpilih untuk lokasi KM 8 adalah *ground anchor* dengan harga Rp 39.577.185.

#### B. Saran

Dengan mempertimbangkan hasil analisa stabilitas lereng kondisi eksisting pada lokasi KM 5 dan KM 8, penulis menyarankan untuk perlu dilakukan analisa stabilitas lereng pada lokasi lainnya di jalan akses PLTA Musi Bengkulu dengan memperhatikan kondisi terkritis, dimana dalam hal ini dengan pendekatan *cracked soil*. Hal ini berguna untuk mengantisipasi kemungkinan terjadinya longsor di zona lainnya.

#### DAFTAR PUSTAKA

- [1] J. . Bowless, *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah)*, 2nd ed. Jakarta: Erlangga, 1984.
- [2] B. G. Look, *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*, 1st ed. London: Taylor & Francis Group, 2007.
- [3] Standar Nasional Indonesia, *SNI 8460 Perancangan Geoteknik*. Jakarta: Standar Nasional Indonesia, 2017.
- [4] NAVFAC DM-7, "Design Manual, Soil Mechanics, Foundation and Earth Structure," Virginia, 1970.
- [5] J. P. JONES, "Design Manual: Soil Mechanics. Naval Facilities Engineering Command," 1986.
- [6] K. and P. R. B. Terzaghi, *Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd edition*. Jakarta: Erlangga, 1967.