

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum Penelitian

Ruas jalan Tol Seksi-V Balikpapan – Samarinda merupakan ruas jalan tol yang akan menghubungkan kota Balikpapan dengan kota Samarinda – Kalimantan Timur, ruas jalan tol ini merupakan bagian dari ruas jalan Tol Trans Kalimantan Timur yang akan menghubungkan kota Balikpapan - Bontang.

Ruas jalan tol seksi-V Balikpapan – Samarinda terletak pada perbukitan rendah dan diperlukan timbunan tinggi untuk mencapai elevasi rencana jalan. Selain itu, kondisi tanah dasar pada ruas jalan ini adalah tanah lunak yang memerlukan penanganan khusus untuk menciptakan keamanan dan kenyamanan pada jalan.

Pada penelitian ini dilakukan perbandingan antara analisis stabilitas lereng timbunan asli, lereng timbunan yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan lereng timbunan yang di perkuat dengan *sheet pile*. Analisis tersebut menggunakan program Plaxis 8.6 yang dilakukan dengan dua kondisi.

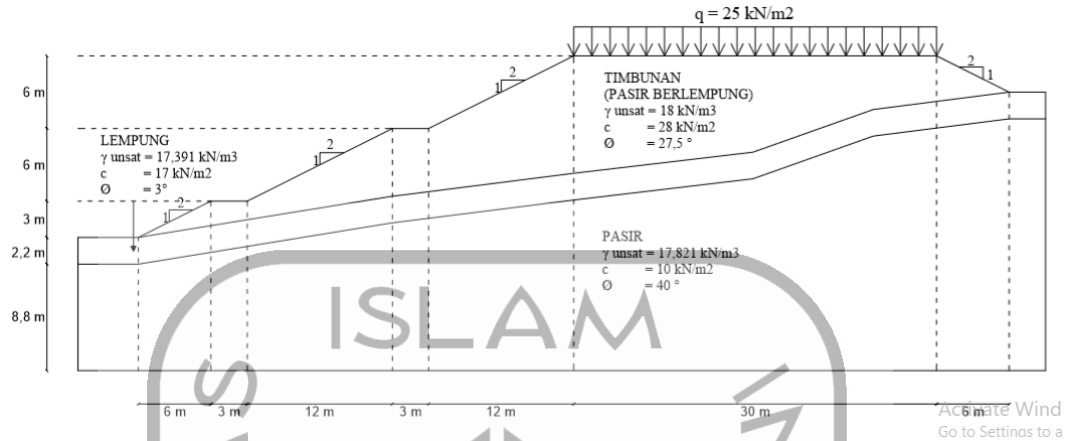
1. Masa konstruksi

Masa konstruksi terjadi pada saat sebelum di berlakukannya jalan tersebut oleh kendaraan. Pada kondisi ini tanah bersifat *drained*, yang berarti air mampu keluar masuk tanah pada panjang waktu tertentu karena perubahan isi yang terjadi pada tanah tidak mengakibatkan perubahan tegangan air pada rongga tanah.

2. Paska konstruksi

Paska konstruksi terjadi setelah struktur jalan dilalui kendaraan. Pada kondisi ini tanah bersifat *undrained*, yang berarti air tidak mampu keluar masuk tanah pada panjang waktu tertentu karena tanah telah mengalami perubahan isi yang mengakibatkan perubahan tegangan air.

Adapun penampang melintang jalan Tol Seksi-V Balikpapan – Samarinda Sta. 2+850 - Sta. 3+050 dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



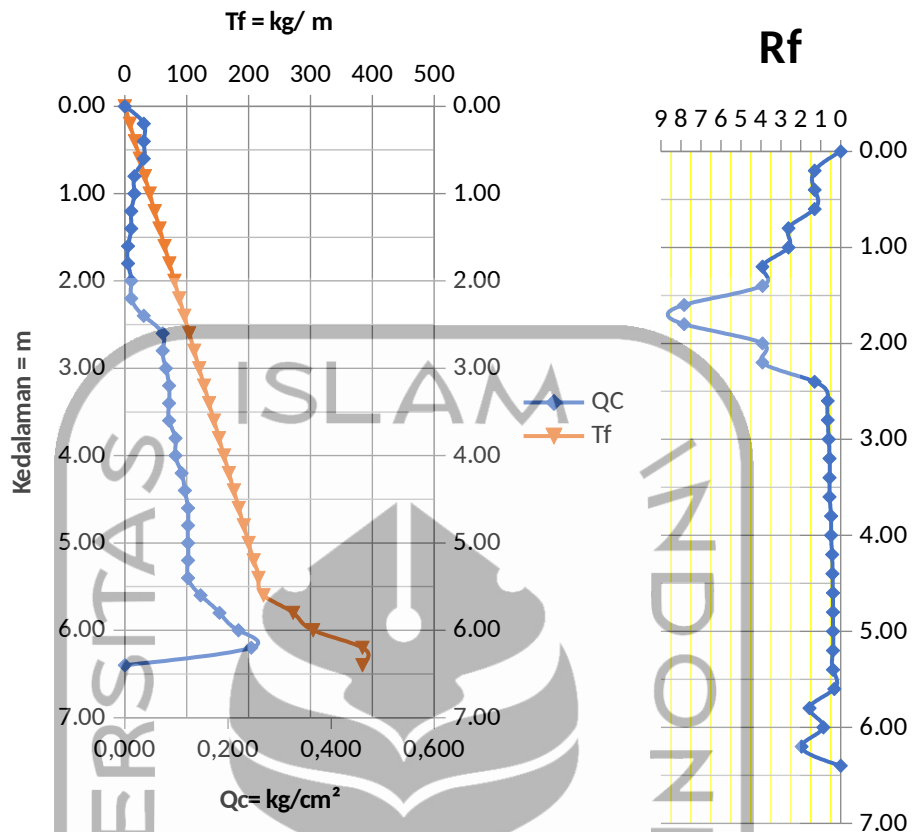
Gambar 5.1 Penampang Melintang Jalan Tol Seksi-V Balikpapan – Samarinda Sta. 2+850 - Sta. 3+050

5.2 Data Tanah dan Beban

Dalam melakukan analisis stabilitas lereng, diperlukan data tanah dari lapangan. Dalam penelitian ini, data tanah yang digunakan adalah data sekunder dari proyek jalan Tol Balikpapan – Samarinda (Balsam) seksi V, Sta. 2+850 - Sta. 3+000 PT. PP Tbk (Persero). Berikut ini adalah parameter tanah, beban-beban yang berkerja dan geometri lereng.

5.2.1 Data Tanah

Dalam perencanaan perbaikan lereng, data tanah yang digunakan mengacu pada penyelidikan tanah yang dilakukan oleh PT. PP Tbk (Persero) yaitu uji sondir. Hasil uji sondir dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Grafik Uji Sondir
(Sumber : PT. PP Tbk (Persero), 2018)

Parameter tanah yang digunakan dalam perencanaan stabilitas lereng dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah		
		Tanah Timbunan (Pasir Berlempung)	Tanah Lapis 1 (Lempung (soft))	Tanah Lapis 2 (Pasir (<i>Medium Dense</i>))
γ_{unsat}	kN/m ³	18	20,054	17,821
γ_{sat}	kN/m ³	19,5	20,864	18,870
Eref	kN/m ²	15000	2000	16000
Kohesi (c)	kN/m ²	28	17	10
Sudut geser (φ)	°	27,5	3	40
<i>Poisson ratio</i> (ν)		0,3	0,2	0,3

Lanjutan Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah		
		Tanah Timbunan (Pasir Berlempung)	Tanah Lapis 1 (Lempung (<i>soft</i>))	Tanah Lapis 2 (Pasir (<i>Medium Dense</i>))
kx		0,01	0,0000001	0,1
ky		0,01	0,0000001	0,1

5.2.2 Data Beban

Dalam penelitian ini, beban-beban yang bekerja pada lereng adalah beban struktur perkerasan, beban lalu lintas dan beban gempa. Pada saat masa konstruksi, beban yang bekerja hanya beban struktur perkerasan dan beban gempa. Sedangkan pada saat paska konstruksi, beban yang bekerja meliputi beban struktur perkerasan, beban lalu lintas dan beban gempa.

1. Beban Struktur Perkerasan dan Lalu Lintas

Berdasarkan data sekunder, nilai untuk beban struktur perkerasan jalan yaitu 10 kN/m^2 . Sedangkan beban lalu lintas yang digunakan adalah 15 kN/m^2 . Oleh karena itu, beban yang digunakan pada masa konstruksi yaitu 10 kN/m^2 . Sedangkan beban yang digunakan pada paska konstruksi yaitu 25 kN/m^2 . Besaran untuk nilai beban lalu lintas dapat dilihat pada Tabel 5.2.

الجامعة الإسلامية
الاستاذ الدكتور

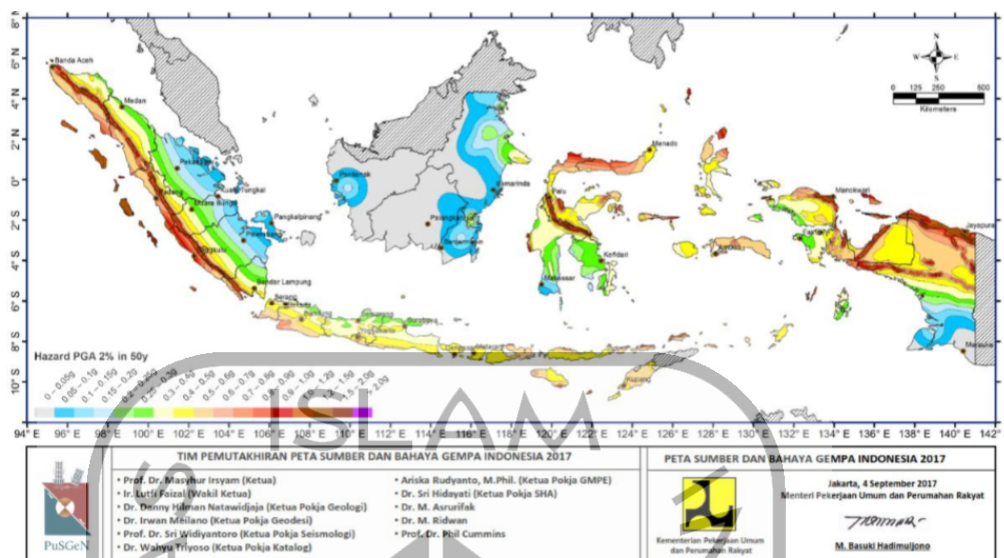
Tabel 5.2 Nilai Beban Lalu Lintas

Fungsi	Sistem Jaringan	Lalu Lintas Harian Rata-rata (LHR)	Beban Lalu Lintas (kN/m ²)
Primer	Arteri	Semua	15
	Kolektor	> 10.000	15
		< 10.000	12
Sekunder	Arteri	> 20.000	15
		< 20.000	12
	Kolektor	> 6.000	12
		< 6.000	10
	Lokal	> 500	10
		< 500	10

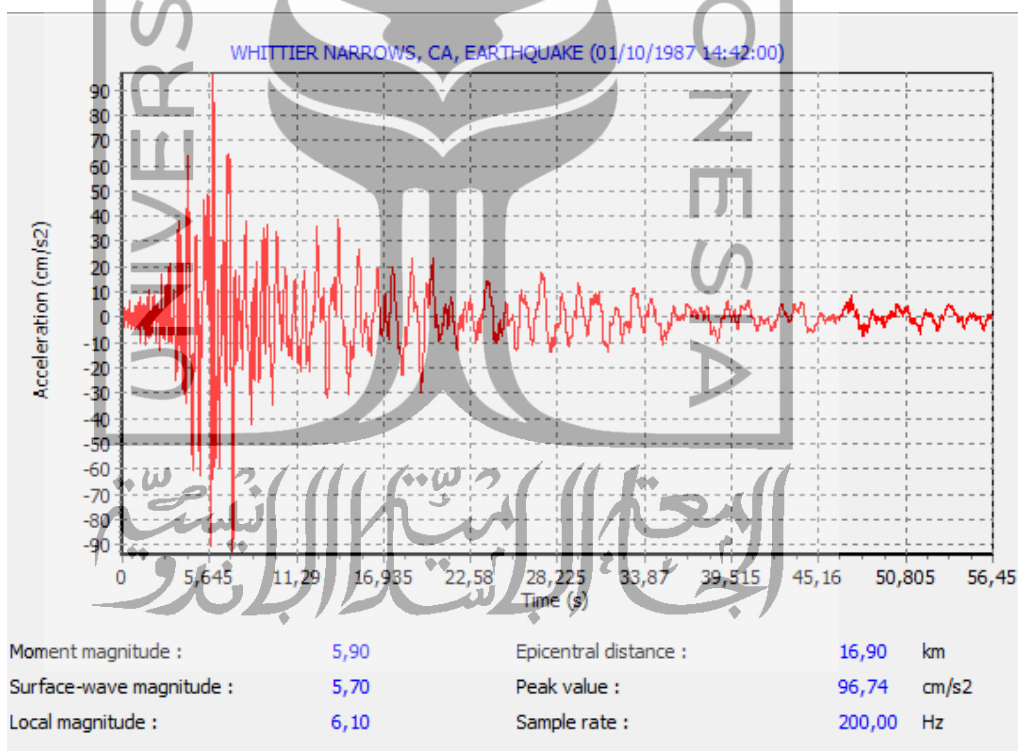
(Sumber : Departemen Pekerjaan Umum, 2009)

2. Beban Gempa

Perhitungan pengaruh gempa terhadap timbunan secara analisis mengacu pada peta zonasi gempa yang diambil dari SNI 2833:2016. Beban gempa yang digunakan dalam analisis adalah beban gempa dinamik dengan waktu interval yang digunakan diperoleh dari data USGS (*U.S. Geological Survey*). Berdasarkan Gambar 5.2 Kota Balikpapan memiliki nilai percepatan puncak gempa sebesar 0,05 – 0,1g. Oleh karena itu, nilai percepatan puncak gempa yang digunakan sebesar 0,09674 dengan waktu interval sebesar 5,645. Waktu tersebut dianggap sudah melewati percepatan puncak gempa. secara berturut-turut peta zonasi gempa dan hubungan antara nilai percepatan puncak gempa dan waktu gempa dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4 berikut.



Gambar 5.3 Peta Zonasi Gempa
(Sumber : SNI 2833:2016)



Gambar 5.4 Hubungan antara Percepatan Gempa dan Waktu Gempa
(Sumber : USGS, 2018)

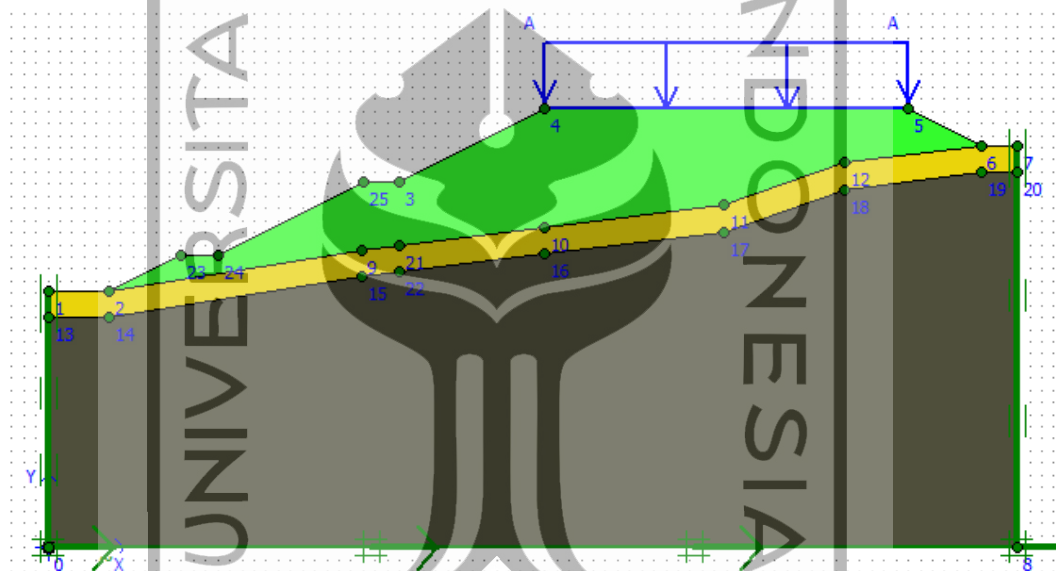
5.3 Lereng Timbunan Asli

Analisis yang dilakukan pada lereng timbunan asli bertujuan untuk mengetahui gaya-gaya yang kemungkinan terjadi, nilai angka aman dan pengaruh

terhadap perilaku gempa yang terjadi. Perhitungan analisis menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius.

5.3.1 Analisis Lereng Timbunan Asli Menggunakan Program Plaxis 8.6

Dalam pemodelan analisis lereng timbunan asli, beban-beban yang bekerja meliputi beban struktur perkerasan, beban lalu lintas dan beban gempa yang dilakukan dengan dua kondisi, yaitu pada kondisi masa konstruksi dan paska konstruksi. Pemodelan potongan melintang lereng timbunan asli dalam plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Timbunan Asli pada Program Plaxis 8.6

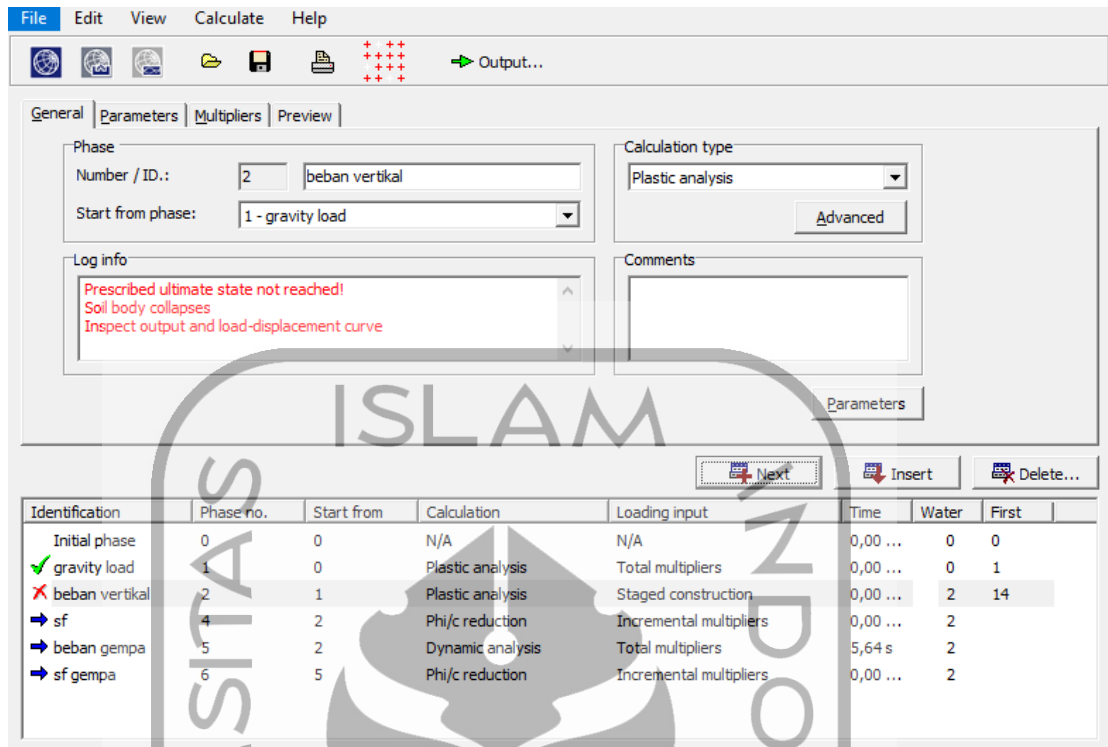
Pada saat dilakukan tahap perhitungan pada program Plaxis, baik pada masa konstruksi maupun paska konstruksi pada tahapan memasukan beban struktur pekerasan jalan terjadi *soil body collapse* atau kondisi batas tidak tercapai yang terdapat pada kotak informasi perhitungan seperti pada Gambar 5.6 dan Gambar 5.7. Hal tersebut diakibatkan kondisi tanah pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban tanah timbunan dan beban perkerasan jalan. dengan terjadinya *collapse* pada tahapan memasukan beban perkerasan jalan, maka tahapan

selanjutnya tidak dapat dilakukan perhitungan karena pada tahapan berikutnya berhubungan dengan tahapan sebelumnya.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ gravity load	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0,00 ...	0	1
✗ beban vertikal	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	2	18
→ sf	4	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	
→ beban gempa	5	2	Dynamic analysis	Total multipliers	5,64 s	2	
→ sf gempa	6	5	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	

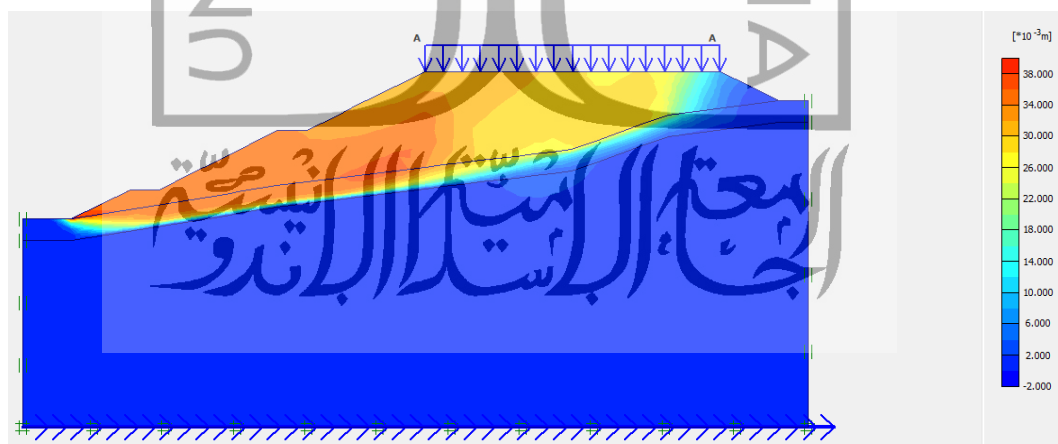
Gambar 5.6 Proses Tahapan Perhitungan Lereng Timbunan Asli Masa Konstruksi Pada Program Plaxis 8.6

الجامعة الإسلامية
الاستدراك

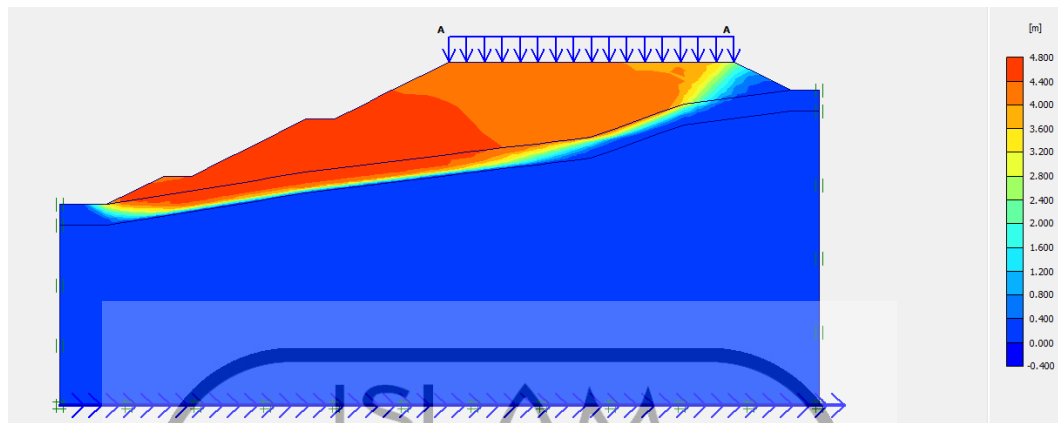


Gambar 5.7 Proses Tahapan Perhitungan Lereng Timbunan Asli Paska Konstruksi pada program Plaxis 8.6

Adapun daerah kelongsoran pada lereng timbunan tanah asli pada masa konstruksi maupun paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.8 dan 5.9 berikut.



Gambar 5.8 Daerah Potensi Longsor Pada Lereng Timbunan Asli Pada Kondisi Masa Konstruksi

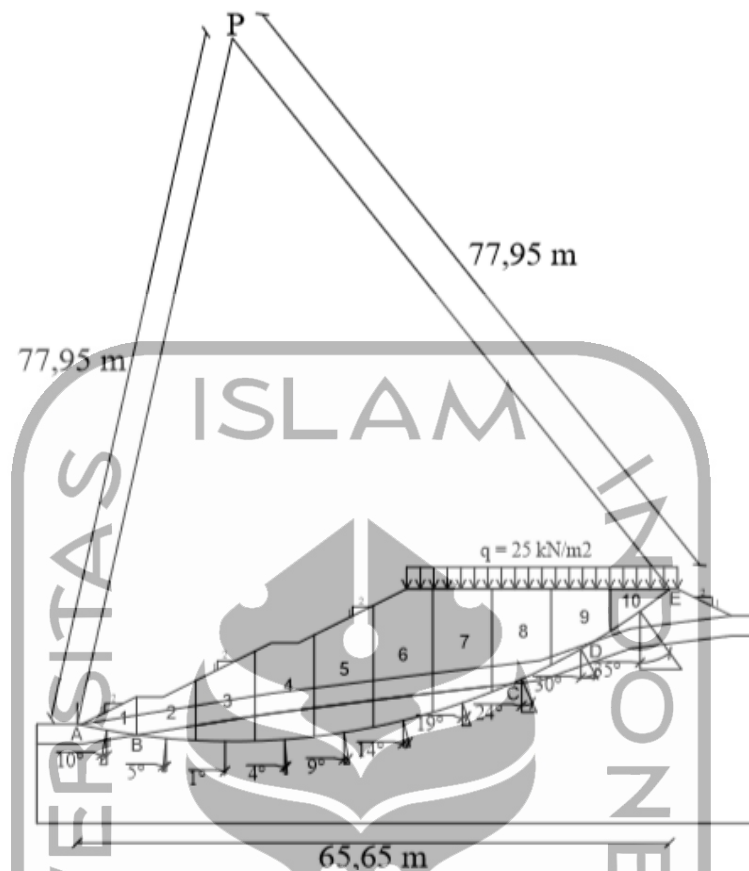


Gambar 5.9 Daerah Potensi Longsor Lereng Timbunan Asli Pada Kondisi Paska Konstruksi

Pada perhitungan lereng timbunan asli, tahapan perhitungan nilai angka aman atau SF tidak bisa dilakukan perhitungan. Oleh karena itu, perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng tersebut. Metode perhitungan yang digunakan pada penelitian ini adalah Metode Fellinius.

5.3.2 Perhitungan Manual Menggunakan Metode Fellinius

Perhitungan manual dengan menggunakan metode Fellinius digunakan untuk mendapatkan nilai *safety factor* pada lereng. Metode ini menghasilkan nilai yang lebih rendah dari cara hitungan yang lebih teliti. Pada analisis menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan bidang longsor seperti Gambar 5.8 dan Gambar 5.9. Berdasarkan gambar tersebut, keruntuhan terjadi hingga tanah dasar dengan jari-jari 77,95 meter dan total panjang dari bidang longsor (arah horisontal) sebesar 65,65 meter. Secara detailnya dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Penampang Irisan pada Lereng Timbunan Tanah Asli

Bidang longsor dibagi menjadi 10 irisan. Panjang total dari bidang longsor (arah horisontal) sebesar 65,65 meter, maka tiap irisan akan mempunyai lebar $65,65/10 = 6,565$ meter. Untuk hasil rekapitulasi perhitungan menggunakan Metode Fellenius dapat dilihat pada Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Perhitungan menggunakan Metode Fellenius Tanah

Lapis 1

No	A (m ²)	W (kN)	W.sin θ (kN)	wi cos θ (kN)	wi.cos θ .tan ϕ (kN)
1	6,2	111,6	-19,3791	109,905	57,213
2	13,034	234,612	-20,4478	233,719	121,667
3	25,433	457,794	-7,9896	457,724	238.276
4	35,538	639,684	44,6221	638,126	332.187
5	46,617	839,106	145,7092	826,358	430.175
6	60,673	1092,114	282,6599	1054,901	549.147
7	58,921	1060,578	345,2904	1002,796	522.023

Lanjutan Tabel 5.3 Rekepitulasi Perhitungan menggunakan Metode Fellinius

Tanah Lapis 1

No	A (m ²)	W (kN)	W.sin Θ (kN)	wi cos Θ (kN)	wi.cos Θ .tan ϕ (kN)
8	53,667	966,006	392,9100	882,490	459.395
9	41,201	741,618	370,8090	642,260	334.339
10	15,408	277,344	159,0780	227,187	118.266
Σ	356,692		1693,262		3162.688

Tabel 5.4 Rekepitulasi Perhitungan menggunakan Metode Fellinius Tanah

Lapis 2

No	A (m ²)	W (kN)	W.sin Θ (kN)	wi cos Θ (kN)	wi.cos Θ .tan ϕ (kN)
1	6,887	119,772	-20,798	117,952	6.1816
2	14,357	249,683	-21,761	248,732	13.0355
3	14,443	251,178	-4,384	251,140	13.1617
4	14,443	251,178	17,521	250,566	13.1316
5	14,343	249,439	43,315	245,650	12.8739
6	14,389	250,239	64,767	241,712	12.6676
7	14,443	251,178	81,776	237,494	12.4465
8	9,467	164,641	66,965	150,407	7.8825
9	1,93	33,565	16,782	29,068	1.5234
10	-	-	-	-	-
Σ	104,702		244,183		92.904

Tabel 5.5 Rekepitulasi Perhitungan menggunakan Metode Fellinius Tanah

Lapis 3

No	A (m ²)	W (kN)	W.sin Θ (kN)	wi cos Θ (kN)	wi.cos Θ .tan ϕ (kN)
1	-	-	-	-	-
2	5,660	100,867	-8,791	100,483	84,315
3	14,901	265,551	-4,634	265,510	222,790
4	19,927	355,119	24,772	354,254	297,254
5	20,516	365,616	63,488	360,061	302,127
6	17,087	304,507	78,812	294,132	246,806
7	9,392	167,375	54,492	158,256	132,793
8	0,675	12,029	4,893	10,989	9,221
9	-	-	-	-	-

Lanjutan Tabel 5.5 Rekepitulasi Perhitungan menggunakan Metode Fellinius

Tanah Lapis 3

No	A (m ²)	W (kN)	W.sin Θ (kN)	wi cos Θ (kN)	wi.cos Θ .tan ϕ (kN)
10	-	-	-	-	-
Σ	88,158		213,032		1295,306

Berdasarkan hasil pengukuran panjang garis lengkung tanah lapis 3 (B-C) = 42,41 m, panjang garis lengkung tanah lapis 2 ((A-B) + (C-D)) = 16,992 m dan panjang garis lengkung tanah lapis 1 (D-E) = 11,42 m. Dari panjang garis lengkung tersebut dapat dihitung nilai tahanan kelongsoran yang dikerahkan oleh komponen kohesi sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\Sigma c_i a_i &= (28 \times 11,42) + (17 \times 16,992) + (10 \times 42,41) \\ &= 1032,7 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Pada tanah timbunan terdapat beban merata yang dihasilkan dari beban struktur dan beban lalu lintas sebesar 25 kN/m². Maka dari itu, momen yang dihasilkan dari beban merata tersebut diperhitungkan sebagai momen yang menggerakkan.

$$\begin{aligned}M_q &= (q \times A) \\ &= (25 \times 549,552) \\ &= 13738,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai *Safety factor* pada lereng timbunan tanah asli dengan perhitungan manual menggunakan metode Fellinius adalah sebagai berikut.

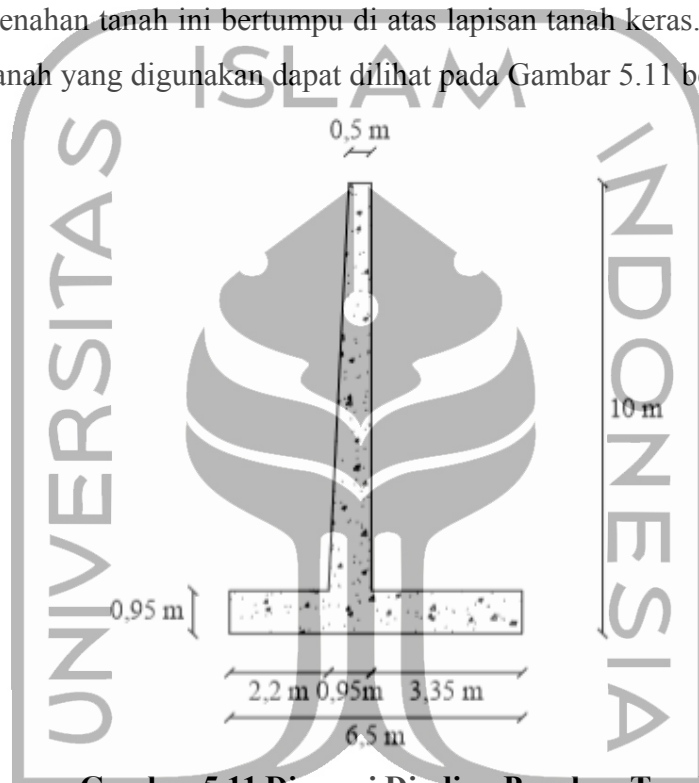
$$\begin{aligned}SF &= \frac{1032,7 + 4550,9}{2150,5 + 13738,8} \\ &= 0,351.\end{aligned}$$

Berdasarkan nilai angka aman yang didapat pada lereng timbunan tanah asli, diketahui bahwa semua nilai angka aman tidak memenuhi persyaratan yang ditetapkan oleh Bowless yaitu $SF > 1,25$. Oleh karena itu perlu dilakukan perkuatan tanah untuk meningkatkan angka aman pada lereng tersebut. Perkuatan tanah yang digunakan adalah dinding penahan tanah dan *sheet pile*. Kedua

perkuatan tersebut diharapkan mampu menahan gaya lateral dan beban-beban yang bekerja.

5.4 Perkuatan Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah timbunan dan beban struktur di atasnya. Dinding penahan tanah ini bertumpu di atas lapisan tanah keras. Dimensi dinding penahan tanah yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 Dimensi Dinding Penahan Tanah

5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah

Data-data yang digunakan dalam analisis lereng timbunan yang diperkuat dengan dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

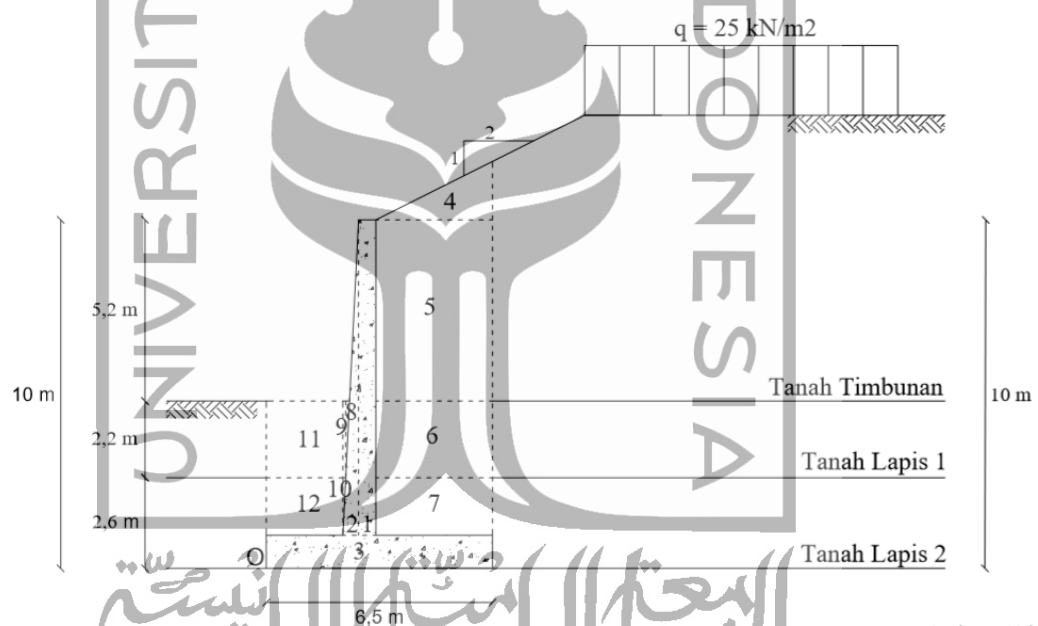
1. Dinding penahan tanah tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah terbuat dari beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang yang digunakan adalah $2,4 \text{ kN/m}^3$
4. Mutu beton yang digunakan adalah 25 MPa

5.4.2 Perhitungan Manual Dinding Penahan Tanah

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah akan di dapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan dan tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi tidak melebihi kapasitas dukung tanah ijin. Beban-beban yang digunakan dalam perhitungan adalah beban gempap dan beban merata sebesar 25 kN/m^2 yang meliputi beban struktur perkerasan jalan dan beban lalu lintas.

1. Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal, gaya-gaya yang bekerja adalah gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan berat tanah yang terdapat di atasnya. Gaya-gaya tersebut dibagi menjadi beberapa pias yang dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Gaya Vertikal pada Dinding Penahan Tanah

Adapun contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pias 1 pada dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= b \times h \times l \\ &= 0,5 \times 9,05 \times 1 \\ &= 4,525 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya vertikal} &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 4,525 \times 24 \end{aligned}$$

$$= 108,600 \text{ kN.}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen secara berturut-turut dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7.

Tabel 5. 6 Hasil Rekapitulasi Gaya Vertikal pada Dinding Penahan Tanah

No	B (m)	H (m)	V (m ³)	Berat volume Beton (kN/m ³)	Berat W (kN)
1	0.50	9.05	4.525	24	108.600
2	0.45	9.05	2.036	24	48.870
3	6.50	0.95	6.175	24	148.200
4	3.35	1.68	2.814	18	50.652
5	3.35	5.20	17.420	18.00	313.560
6	3.35	2.20	7.370	17.39	128.172
7	3.35	2.60	8.710	17.82	155.221
8	0.11	2.2	0.121	17.39	2.104
9	0.08	2.2	0.176	17.39	3.061
10	0.08	1.65	0.066	17.82	1.176
11	2.2	2.2	4.84	17.39	84.172
12	2.2	1.65	3.63	17.82	64.690
Σ					1108.479

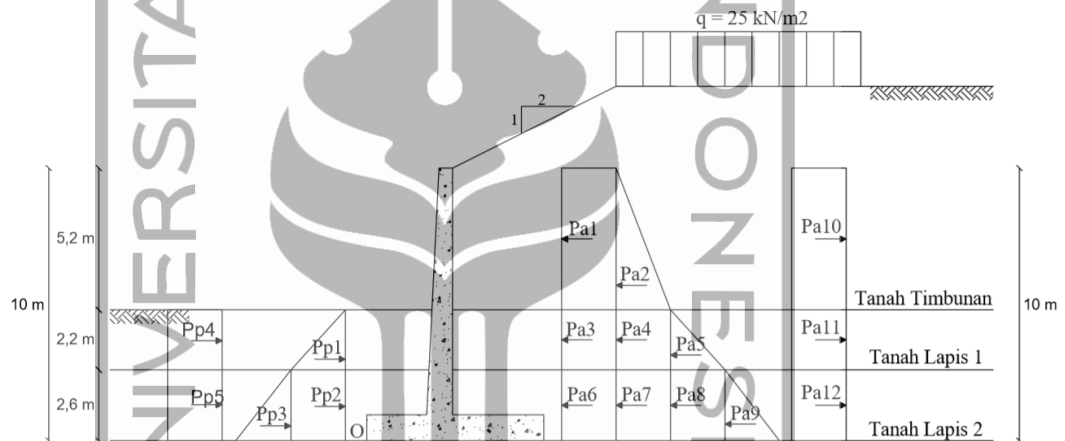
Tabel 5.7 Hasil Rekapitulasi Momen Gaya Vertikal pada Dinding Penahan Tanah

No	Berat W (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)	Keterangan Momen
1	108.600	2.90	314.940	+
2	48.870	2.50	122.175	+
3	148.200	3.25	481.650	+
4	50.652	5.38	272.677	+
5	313.560	4.83	1512.927	+
6	128.172	4.83	618.428	+
7	155.221	4.83	748.941	+
8	2.104	2.317	4.875	+
9	3.061	2.240	6.856	+
10	1.176	2.227	2.619	+
11	84.172	1.100	92.590	+
12	64.690	1.100	71.159	+

Σ	4249.837
----------	----------

2. Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif dan pasif. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif merupakan tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13 Diagram Tekanan Tanah Lateral

- a. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif.

$$K_{a1} = \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right)$$

$$= \cos\beta \left(\frac{\cos 27 - \sqrt{\cos^2 27 - \cos^2 27,5}}{\cos 27 + \sqrt{\cos^2 27 - \cos^2 27,5}} \right)$$

$$= 0,737$$

$$K_{a2} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{3,5}{2} \right)$$

$$= 0,901$$

$$\begin{aligned} K_{a3} &= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{40}{2} \right) \\ &= 0,217 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p2} &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{3}{2} \right) \\ &= 1,110 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p3} &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{40}{2} \right) \\ &= 4,599 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

Berikut merupakan contoh perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah.

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times K_{a1} \times h1 \\ &= 25 \times 0,737 \times 5,2 \\ &= 95,810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times K_{a1} \times h1 \\ &= 0,5 \times 18 \times 5,2 \times 0,737 \times 5,2 \\ &= 179,356 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= (\gamma b1 \times h1) \times K_{a2} \times h2 \\ &= (18 \times 5,2) \times 0,901 \times 2,2 \\ &= 185,438 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa10 &= -2 \times c1 \times \sqrt{K_{a1}} \times h1 \\ &= -2 \times 28 \times \sqrt{0,737} \times 5,2 \\ &= -249,991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0,5 \times \gamma b2 \times h4 \times K_{p2} \times h4 \\ &= 0,5 \times 17,391 \times 2,2 \times 1,110 \times 2,2 \\ &= 46,735 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.8 dan Tabel 5.9 berikut

Tabel 5.8 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)	Ket. momen
Pa 1	$q.Ka1.h1$	95.810	7.400	708.994	-

Lanjutan Tabel 5.8 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)	Ket. momen
Pa 2	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	179.356	6.533	1171.795	-
Pa 3	$q.Ka2.h2$	49.529	3.700	183.259	-
Pa 4	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	185.438	3.700	686.120	-
Pa 5	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	37.900	3.333	126.334	-
Pa 6	$q.Ka3.h3$	14.134	1.300	18.374	-
Pa 7	$((\gamma b1xh1)+(\gamma b2xh2)).Ka3.h3$	74.547	1.300	96.912	-
Pa 8	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	21.630	1.300	28.120	-
Pa 9	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	13.098	0.867	11.351	-
Pa 10	$-2.c1. \sqrt{Ka1}. h1$	-249.991	7.400	1849.937	+
Pa 11	$-2.c2. \sqrt{Ka2}. h2$	-70.983	3.700	262.635	+
Pa 12	$-2.c3. \sqrt{Ka3}. h3$	-24.248	1.300	31.522	+
	Σ	326.221		887,163	

Tabel 5.9 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)	Ket. momen
Pp1	$0,5.\gamma b2.h4.Kp2.h4$	46.735	3.333	155.783	+
Pp2	$(\gamma b2.h4).Kp3.h5$	457.484	1.300	594.729	+
Pp3	$0,5.\gamma b3.h5.Kp3.h5$	277.015	0.867	240.080	+

Pp4	$2.c2. \sqrt{Ka2}. h4$	78.823	3.700	291.644	+
Pp5	$2.c3. \sqrt{Ka3}. h5$	111.514	1.300	144.969	+
	Σ	971,571		1427,204	

3. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a. Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa perhitungan tahanan geser yang diberikan pada dinding penahan tanah sepanjang 7,2 m berdasar pada tanah keras. Sehingga, $\delta b = \varphi$ tanah dasar dan $cd = c$ tanah dasar.

$$\begin{aligned} R_h &= cd \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta b \\ &= 10 \times 6,5 + 1108,479 \times \tan 40 \\ &= 995,124 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\ &= \frac{995,124 + 971,571}{326,221} \\ &= 6,029 \end{aligned}$$

$F_{gs} > 2$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran terpenuhi.

b. Stabilitas terhadap penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah dihitung dengan perbandingan momen yang menggulingkan atau akibat dari tekanan tanah lateral pada tanah urug yang berotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi dengan momen yang menahan atau akibat dari momen berat sendiri dinding penahan tanah dan momen akibat berat tanah di atasnya.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{penahan} &= \Sigma M_w + \Sigma M_{pasif} \\ &= 4249,837 + 1427,204 \\ &= 5677,041 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_{penahan}}{\Sigma M_{pendorong}}$$

$$= \frac{5677,041}{887,163}$$

$$= 6,399 .$$

$F_{gl} > 2,0$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) sebagai berikut.

$$X_e = \frac{M_w - M_{gl}}{W}$$

$$= \frac{5677,041 - 887,163}{1108,479}$$

$$= 4,321 \text{ m}$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X_e \right|$$

$$= \left| \frac{6,5}{2} - 4,321 \right|$$

$$= 1,071 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1,083 \text{ m}$$

$$B' (\text{lebar efektif}) = B - 2e$$

$$= 6,5 - 2 \times 1,071$$

$$= 4,3577 \text{ m}$$

$$A' = B' \times 1$$

$$= 4,357 \times 1$$

$$= 4,357 \text{ m}^2$$

Berdasarkan Tabel 3.11 dengan nilai $\phi = 40$, didapat nilai faktor-faktor daya dukung tanah sebagai berikut.

$$N_c = 75,31.$$

$$N_q = 64,20.$$

$$N_\gamma = 109,41.$$

Faktor kemiringan beban :

$$i_q = \left(1 - \frac{0,5 H}{V + A' C_u \text{ctg} \phi} \right)^5 \geq 0$$

$$= \left(1 - \frac{0,5 \times 326,221}{1108,48 + 4,357 \times 10 \cdot \text{ctg}40} \right)^5 \geq 0$$

$$= 0,469.$$

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

$$= \frac{0,469 - (1 - 0,469)}{75,31 \times \tan 40}$$

$$= 0,460.$$

$$i_\gamma = \frac{1 - \frac{0,7 H}{V + A' \times C_u \times \text{ctg} \varphi}}{\left(1 - \frac{0,7 \times 326,221}{1108,48 + 4,357 \times 10 \text{ ctg} 40} \right)^5}$$

$$= 0,334.$$

Faktor kedalaman menurut Hansen :

$$d_c = 1 + 0,4 \times \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$= 1 + 0,4 \times \left(\frac{4,8}{6,5} \right)$$

$$= 1,16$$

$$d_q = 1 + 2 \times \left(\frac{D}{B} \right) \times \tan \varphi \times (1 - \sin \varphi)^2$$

$$= 1 + 2 \times \left(\frac{4,6}{6,5} \right) \times \tan 40 \times (1 - \sin 40)^2$$

$$= 1,086.$$

$$d_\gamma = 1.$$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi dengan kedalaman tertentu menurut Hansen:

$$Q_u = (d_c \times i_c \times N_c) + (d_q \times i_q \times D_f \times \gamma \times N_q) + (d_\gamma \times i_\gamma \times 0,5 \times B' \times \gamma \times N_\gamma)$$

$$= (1,16 \times 0,460 \times 75,31) + (1,086 \times 0,469 \times 4,8 \times 17,821 \times 64,20)$$

$$+ (1 \times 0,334 \times 0,5 \times 4,357 \times 17,821 \times 109,41)$$

$$= 4618,135 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q' &= \frac{V}{B'} \\
 &= \frac{1108,48}{4,357} \\
 &= 254,370 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{4618,135}{3} \\
 &= 1539,378 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena $e < B/6$, maka nilai q menggunakan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{maks} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{1108,48}{6,5} \left(1 + \frac{6 \times 1,071}{6,5} \right) \\
 &= 339,149 \text{ kN/m}^2 < Q_{all} = 1539,378 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{min} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{1108,48}{6,5} \left(1 - \frac{6 \times 1,071}{6,5} \right) \\
 &= 1,921 \text{ kN/m}^2 < Q_{all} = 1539,378 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{q_u}{q'} \\
 &= \frac{4618,135}{254,370} \\
 &= 18,155.
 \end{aligned}$$

$F > 2$, maka stabilitas terhadap daya dukung tanah pada dinding penahan tanah terpenuhi.

Hasil rekapitulasi nilai angka aman terhadap stabilitas penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

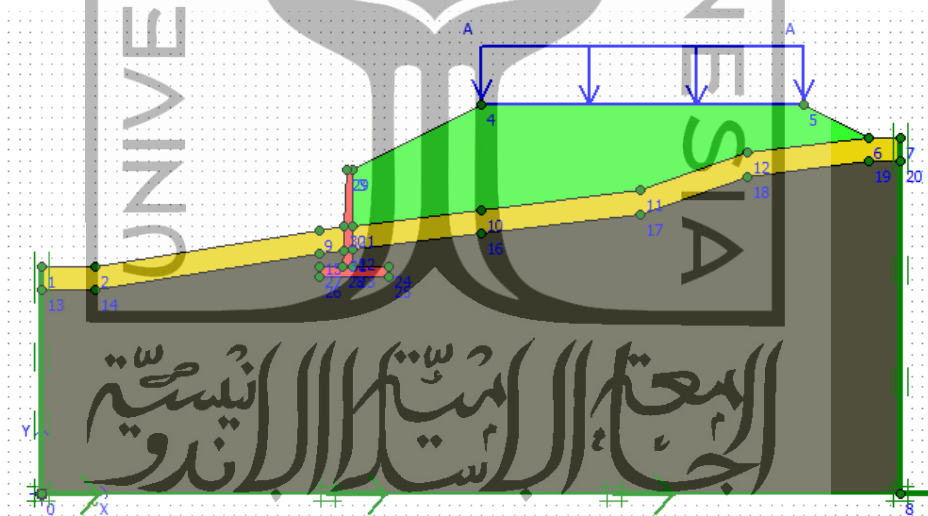
Tabel 5.10 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan Dan Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

No	Kondisi	Nilai SF	Keterangan
1	Stabilitas penggeseran	6,029	Aman
2	Stabilitas penggulingan	6,399	Aman
3	Stabilitas keruntuhan kapasitas dukung tanah	18,155	Aman

5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program Plaxis 8.6

Analisis stabilitas lereng dengan dinding penahan tanah menggunakan program plaxis dilakukan dengan dua kondisi, yaitu kondisi masa konstruksi dan paska konstruksi dan beban-beban yang bekerja meliputi beban struktur perkerasan jalan, beban lalu lintas dan beban gempa dengan nilai percepatan gempa sebesar 0,097 g.

Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program plaxis, pemodelan potongan melintang jalan dimodelkan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.14.



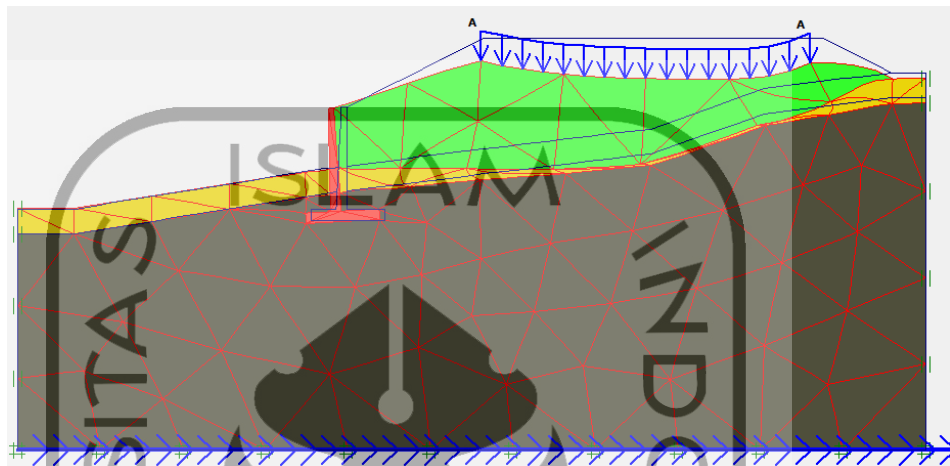
Gambar 5.14 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan DPT Pada Program Plaxis 8.6

Setelah tahapan perhitungan selesai, maka hasil dari perhitungan tersebut dapat dilihat besaran nilainya. Hasil perhitungan analisis lereng dengan dinding penahan tanah menggunakan program plaxis 8.6 adalah sebagai berikut.

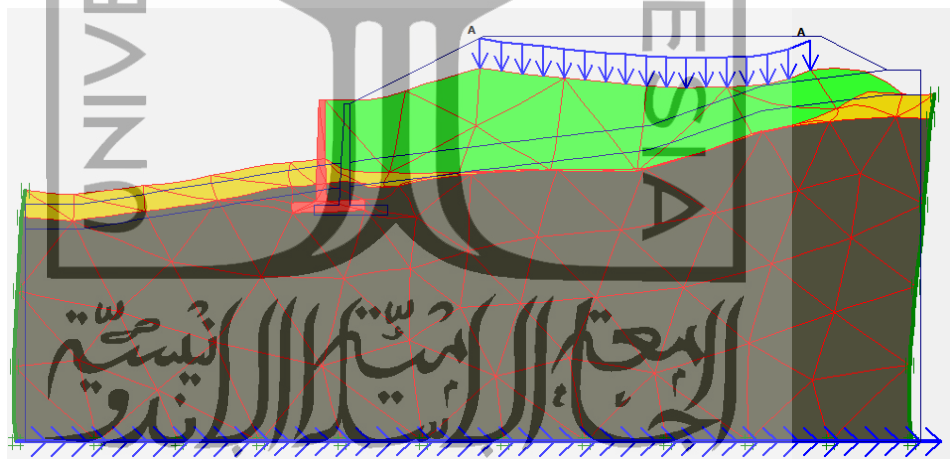
1. Masa Konstruksi

a. *Deformed Mesh*

Deformed mesh yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.15 dan Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.15 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

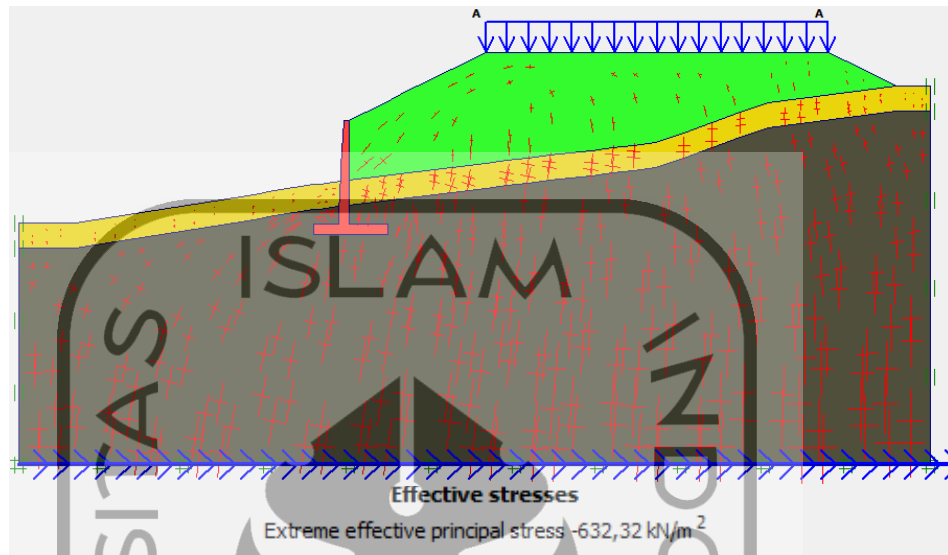


Gambar 5.16 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

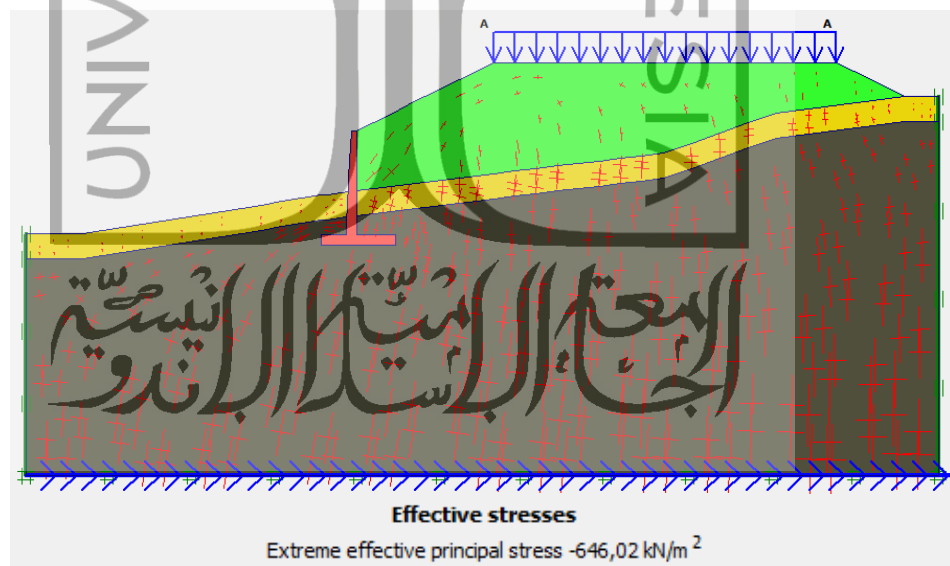
b. Tegangan Efektif

Nilai tegangan efektif pada lereng menggunakan dinding penahan tanah pada kondisi tanpa beban gempa sebesar $-632,32 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan tegangan efektif dengan beban gempa sebesar $-646,02 \text{ kN/m}^2$. Gambar

tegangan efektif tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada gambar 5.17 dan Gambar 5.18.



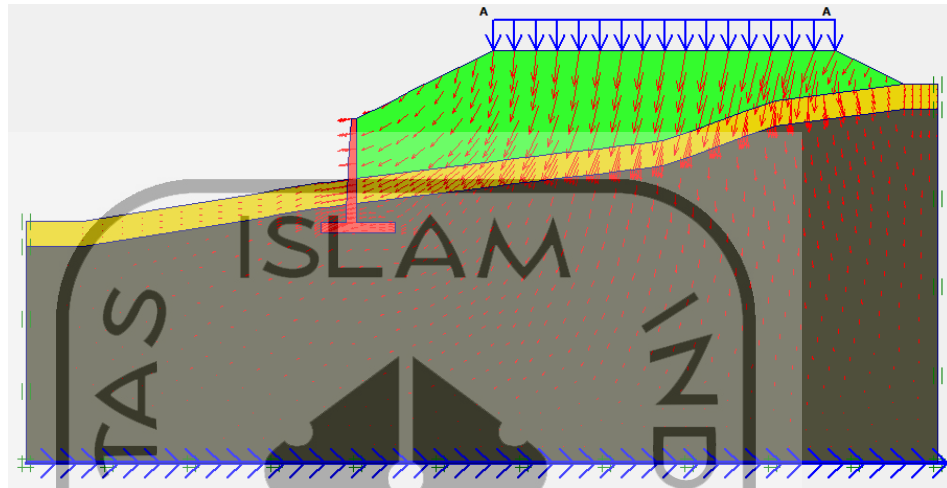
Gambar 5.17 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Kontruksi



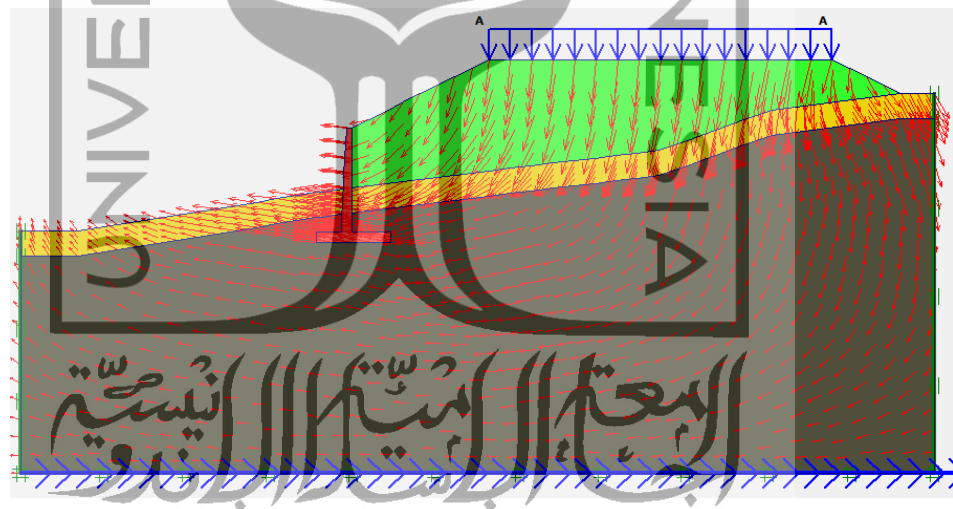
Gambar 5.18 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

c. Arah Pergerakan Tanah

Arah pergerakan tanah pada lereng menggunakan dinding penahan tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20.



Gambar 5.19 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Kontruksi

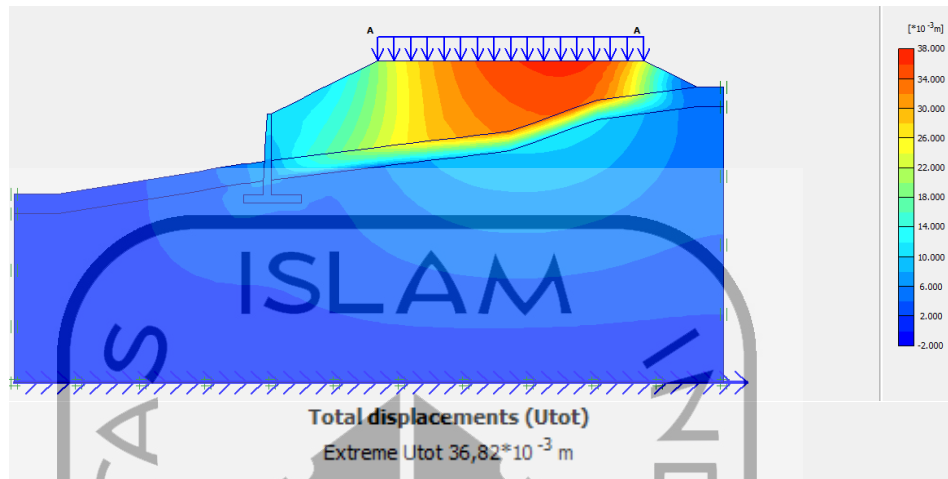


Gambar 5.20 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

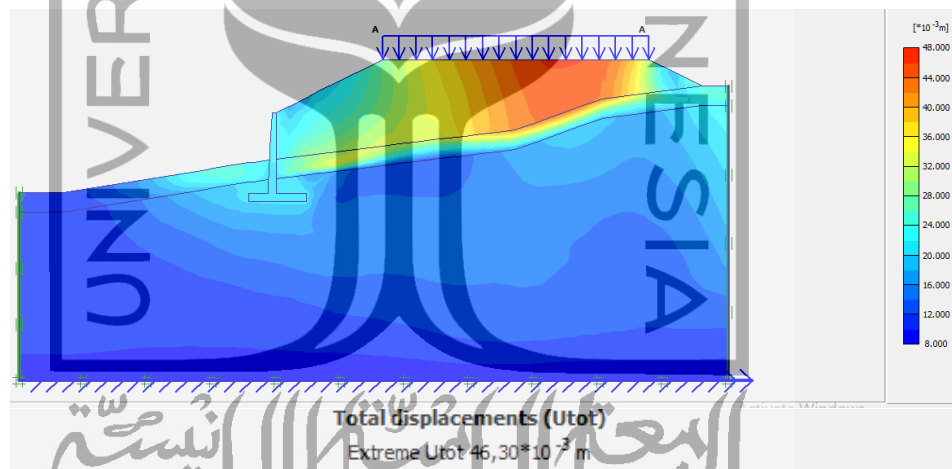
d. Total Displacement

Nilai total *displacement* yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah pada kondisi tanpa beban gempa sebesar 0,03682 m. Sedangkan dengan beban gempa sebesar 0,04630 m. Gambar total

displacement tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.22.



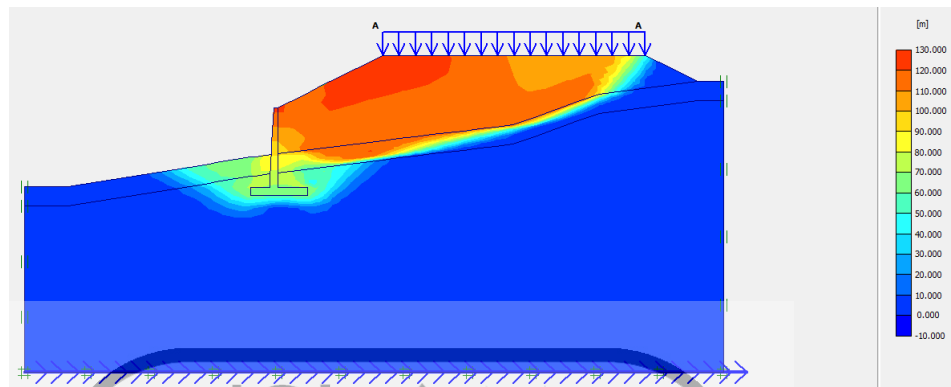
Gambar 5.21 Total Displacement Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



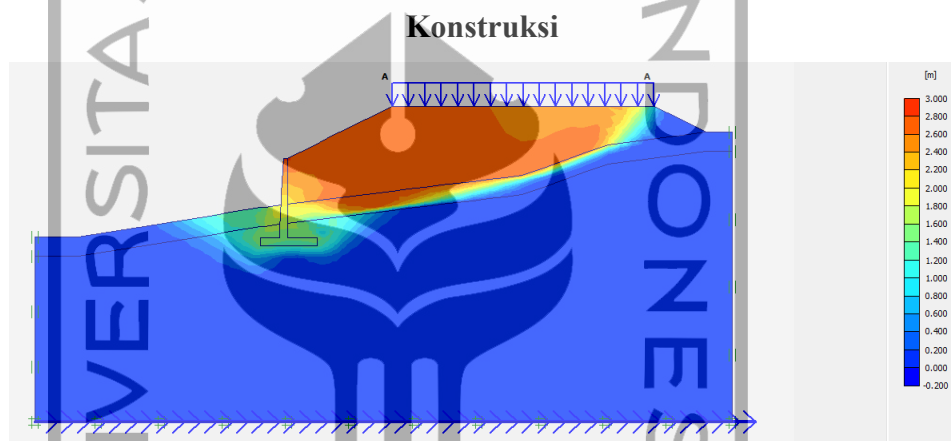
Gambar 5.22 Total Displacement Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

e. Daerah Potensi Longsor

Daerah potensi longsor yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.23 dan Gambar 5.24.



Gambar 5.23 Daerah Potensi Longsor Penguatan Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa



Gambar 5.24 Daerah Potensi Longsor Penguatan Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa

f. Angka Aman

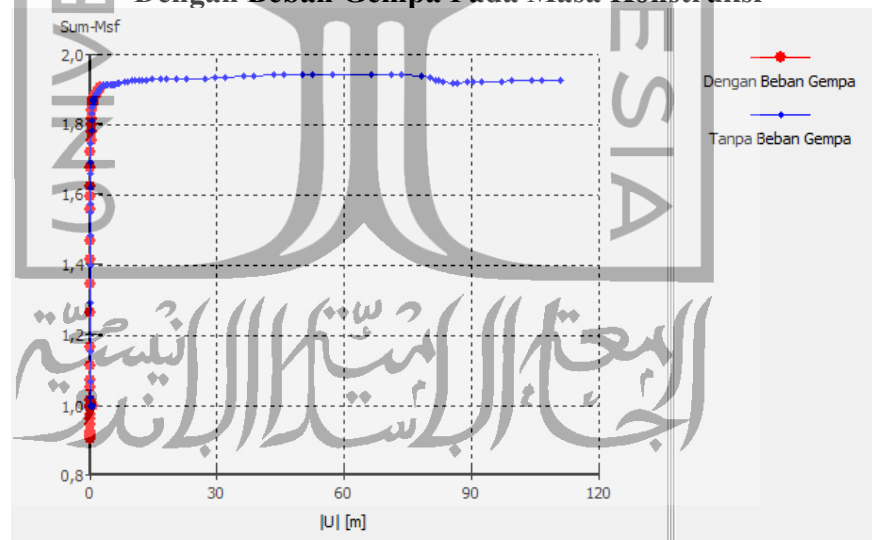
Nilai angka aman pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa sebesar 1,9255. Sedangkan nilai aman dengan beban gempa sebesar 1,9022. Gambar angka aman tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.25 dan Gambar 5.26. Sedangkan grafik nilai angka aman lereng menggunakan DPT pada masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,9255

Gambar 5.25 Angka Aman Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,9022

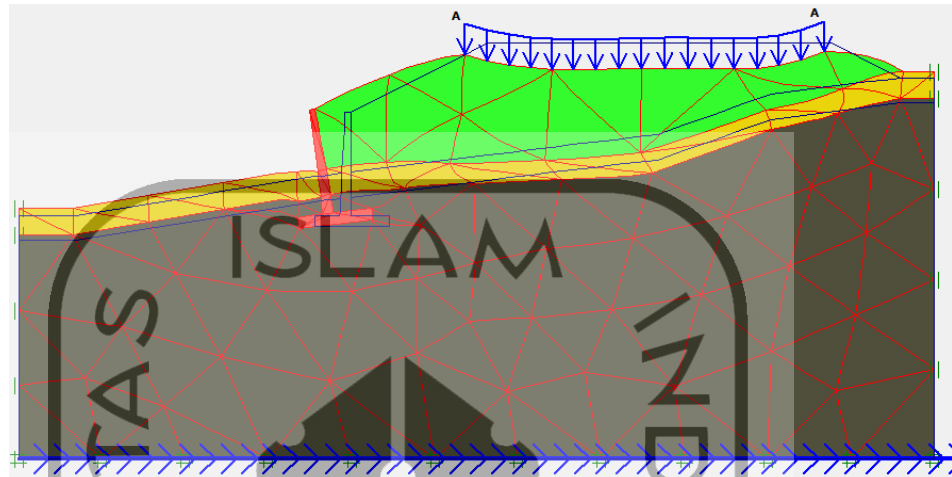
Gambar 5.26 Angka Aman Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Masa Konstruksi



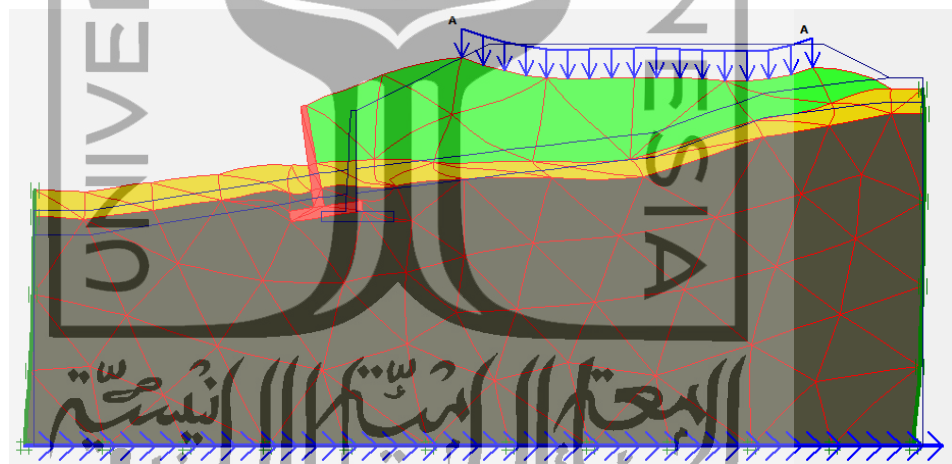
Gambar 5.27 Nilai Angka Aman Lereng Menggunakan DPT Pada Masa Konstruksi

2. Paska Konstruksi

- a. *Deformed mesh* yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.28 dan Gambar 5.29 berikut.



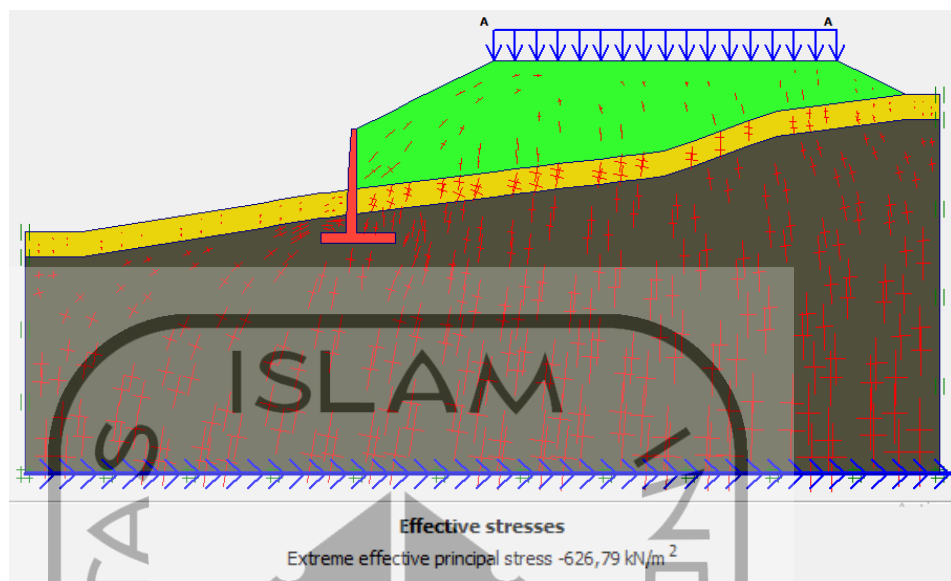
Gambar 5.28 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



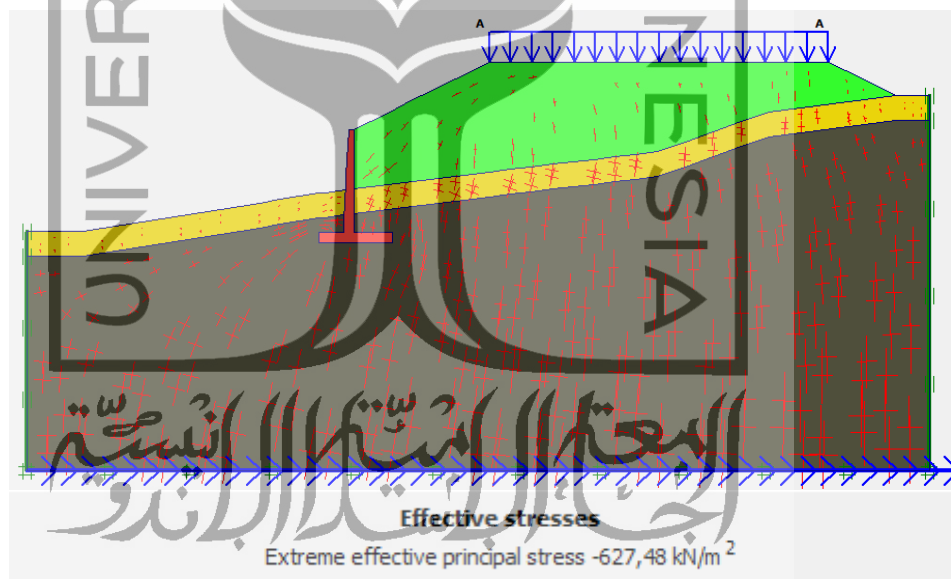
Gambar 5.29 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

- b. Tegangan Efektif

Nilai tegangan efektif pada lereng menggunakan dinding penahan tanah pada kondisi tanpa beban sebesar $-626,79 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan pada kondisi dengan beban gempa sebesar $-627,48 \text{ kN/m}^2$. Gambar tegangan efektif tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.30 dan Gambar 5.31.



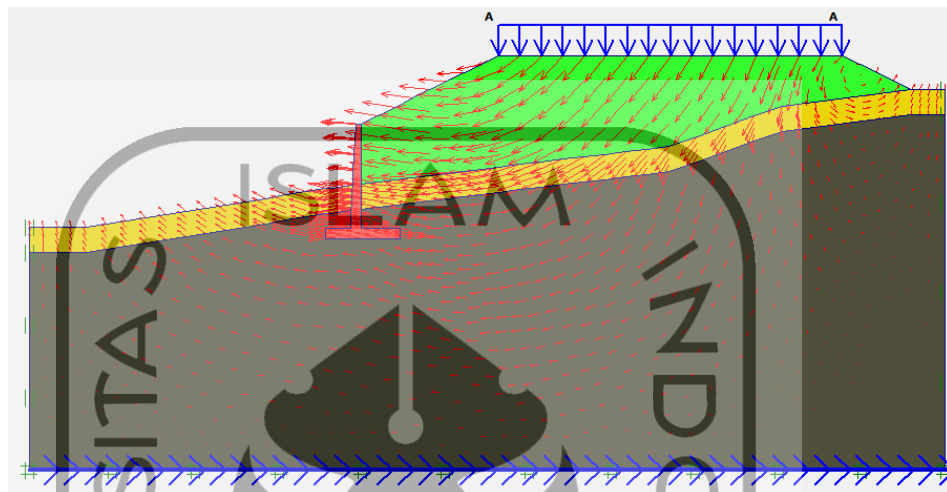
Gambar 5.30 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



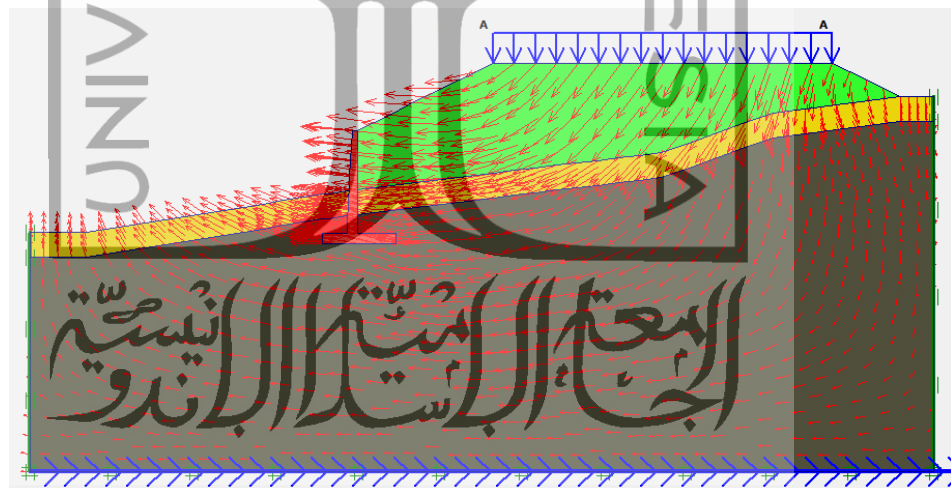
Gambar 5.31 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

c. Arah Pergerakan Tanah

Arah pergerakan tanah pada lereng menggunakan dinding penahan tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.32 dan Gambar 5.33.



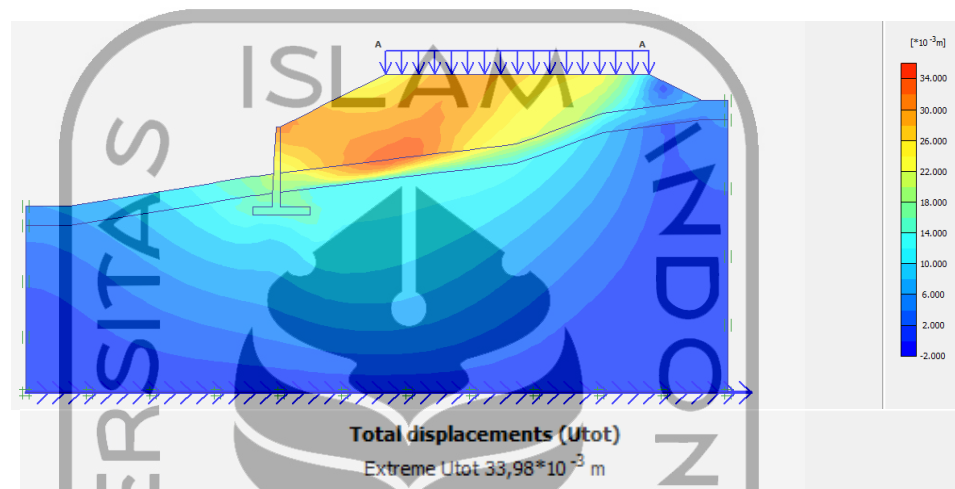
Gambar 5.32 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Kontruksi



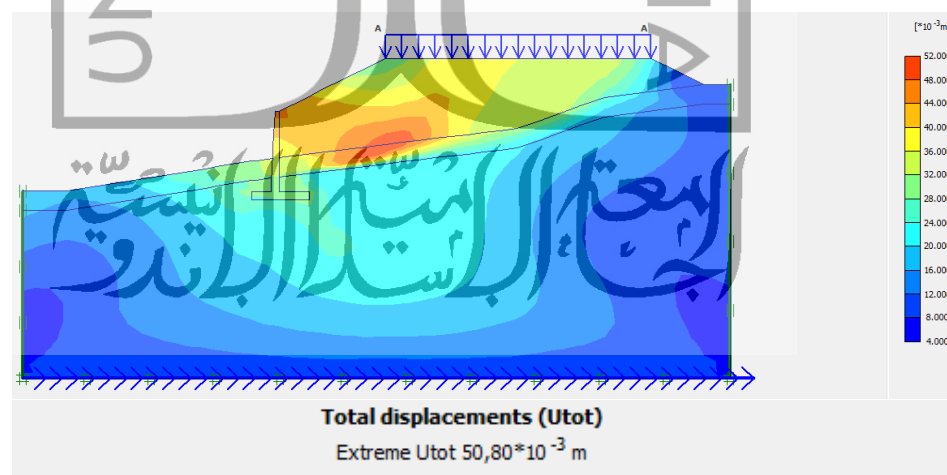
Gambar 5.33 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Kontruksi

d. *Total Displacement*

Nilai total *displacement* yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah pada kondisi tanpa beban gempa sebesar 0,03398 m. Sedangkan dengan beban gempa sebesar 0,05080 m. Gambar total *displacement* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35.



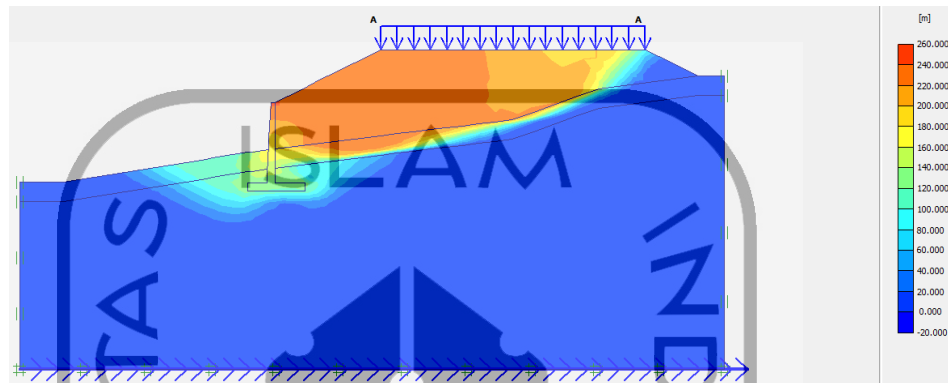
Gambar 5.34 Total *Displacement* Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



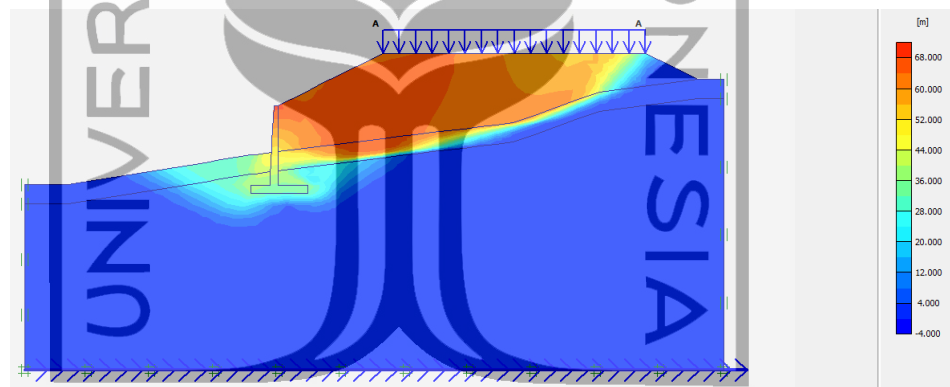
Gambar 5.35 Total *Displacement* Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

e. Daerah Potensi Longsor

Daerah potensi longsor yang terjadi pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.36 dan Gambar 5.37.



Gambar 5.36 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan DPT Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



Gambar 5.37 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan DPT Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

f. Angka Aman

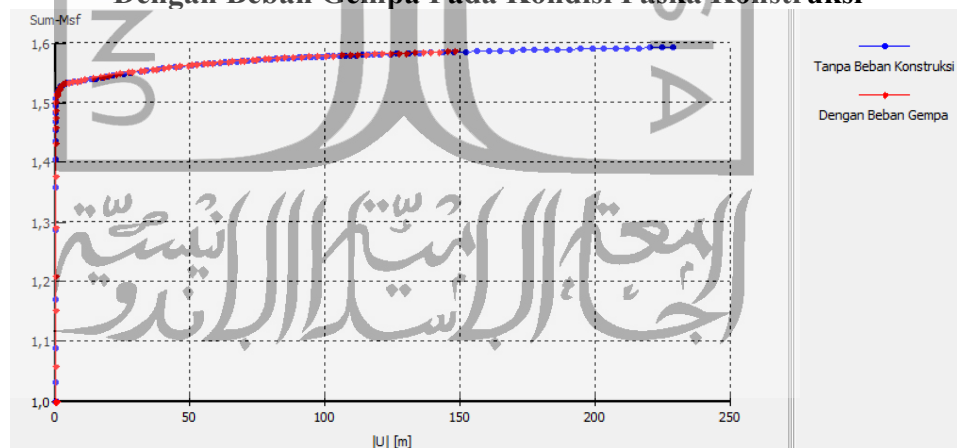
Nilai angka aman pada lereng menggunakan dinding penahan tanah tanpa beban gempa sebesar 1,5927. Sedangkan nilai aman dengan beban gempa sebesar 1,5862. Gambar angka aman tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.38 dan Gambar 5.39. Sedangkan nilai angka aman lereng menggunakan DPT pada paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.40 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5927

**Gambar 5.38 Angka Aman Lereng Menggunakan DPT
Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi**

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5862

**Gambar 5.39 Angka Aman Lereng Menggunakan DPT
Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi**



**Gambar 5.40 Nilai Angka Aman Lereng Menggunakan DPT Pada
Paska Konstruksi**

5.5 Perkuatan Lereng Dengan *Sheet Pile* Baja

Perkuatan lereng dengan *sheet pile* merupakan salah satu alternatif yang sering digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang terjadi. Pada dasarnya dengan tinggi timbunan yang cukup besar, maka diperlukan penambahan angkur dengan jarak tertentu. Perkuatan ini diharapkan mampu meningkatkan nilai *safety factor* lereng tanah timbunan. Analisis ini dilakukan sebagai perbandingan dengan analisis lereng dengan dinding penahan tanah.

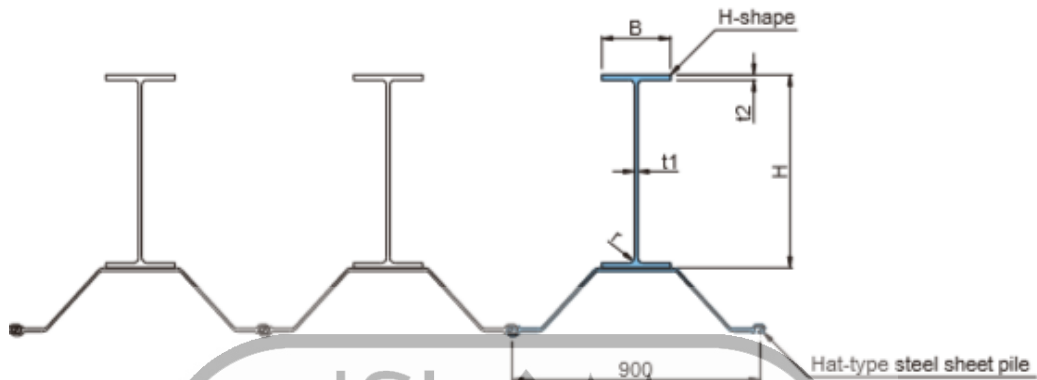
Dalam analisis lereng dengan *sheet pile*, perhitungan tekanan tanah lateral menggunakan metode *simplified*. Metode ini memperhitungkan semua tekanan tanah baik aktif maupun pasif.

5.5.1 Data *Sheet Pile*

Dalam analisis lereng dengan *sheet pile*, digunakan *sheet pile* produksi Nippon Steel tipe Hat+H NS-SP-10H dengan spesifikasi sebagai berikut.

1. Jenis material = Baja
2. *Widerstands moment* = 10440 cm³
3. Lebar (b) = 0,25 m
4. Tinggi (h) = 0,8 m
5. Ketebalan (t1) = 0,016 m
6. Ketebalan (t2) = 0,032 m
7. Modulus Elastisitas Baja = 2×10^8 kN/m²
8. Momen Inersia = 0,005689 m⁴
9. Berat = 3,41 kN

Adapun gambar profil *sheet pile* baja dapat dilihat pada Gambar 5.41.



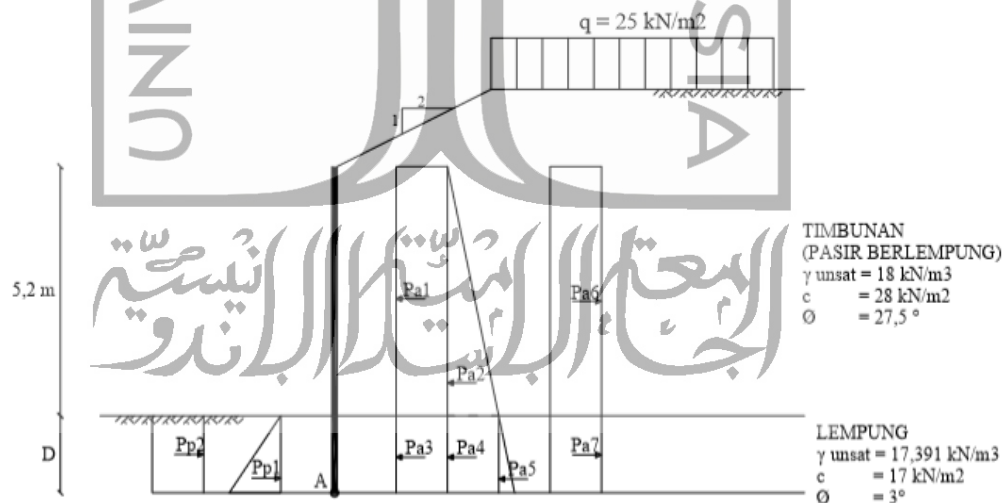
Gambar 5.41 Profil Sheet Pile Baja

(Sumber : www.nssmc.com/product/catalog_download/pdf/K007en.pdf,2019)

5.5.2 Perhitungan Desain Sheet Pile

a. Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral, perhitungan menggunakan cara *simplified*. Dalam perhitungan dengan cara *simplified*, semua tekanan tanah baik aktif maupun pasif diperhitungkan secara utuh. Distribusi tekanan tanah lateral pada *sheet pile* baja dapat dilihat pada Gambar 5.42 berikut.



Gambar 5.42 Distribusi Tekanan Lateral Pada Sheet Pile

a. Koefisien Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

$$K_{a1} = \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \right)$$

$$= \cos\beta \left(\frac{\cos 27 - \sqrt{\cos^2 27 - \cos^2 27,5}}{\cos 27 + \sqrt{\cos^2 27 - \cos^2 27,5}} \right)$$

$$= 0,737$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{3}{2} \right)$$

$$= 0,901$$

$$K_{p2} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{3}{2} \right)$$

$$= 1,110$$

b. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

Berikut merupakan contoh perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada *sheet pile*.

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times K_{a1} \times h1 \\ &= 25 \times 0,737 \times 5,2 \\ &= 95,810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times K_{a1} \times h1 \\ &= 0,5 \times 18 \times 5,2 \times 0,737 \times 5,2 \\ &= 179,356 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= (\gamma b1 \times h1) \times K_{a2} \times D \\ &= (18 \times 5,2) \times 0,901 \times D \\ &= 84,290 D \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa6 &= -2 \times c1 \times \sqrt{K_{a1}} \times h1 \\ &= -2 \times 28 \times \sqrt{0,737} \times 5,2 \\ &= -249,991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0,5 \times \gamma b2 \times D \times K_{p2} \times D \\ &= 0,5 \times 17,391 \times D \times 1,110 \times D \\ &= 9,656 D^2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan Tabel 5.12 berikut

Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)
1	Pa 1	$q.Ka1.h1$	95.810
2	Pa 2	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	179.356
3	Pa 3	$q.Ka2.h2$	22.513 D
4	Pa 4	$(\gamma b1.h1).Ka2.D$	84.290 D
5	Pa 5	$0,5.\gamma b2.D.Ka2.D$	7.831 D ²
6	Pa 6	$-2.c1. \sqrt{Ka1} .h1$	249.991
7	Pa 7	$-2.c2. \sqrt{Ka2} .h2$	32.265 D

Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif

No	Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)
1	Pp 1	$0,5.\gamma b2.D.Kp2.D$	9.656 D ²
2	Pp 2	$2.c2. \sqrt{Kp2} .D$	35.828 D

b. Momen dan Kedalaman Penetrasi pada *Sheet pile*

Pada perhitungan momen *sheet pile*, titik tinjauan momen terletak pada dasar *sheet pile*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Nilai Momen Pada *Sheet Pile*

No	Tekanan Tanah	Gaya (kN)	Lengan Ke A (m)	Momen (kNm)
1	Pa 1	95.810	2,6 + D	249.106 + 95,810D
2	Pa 2	179.356	1,733 + D	310,884 + 179,356 D
3	Pa 3	22.513 D	0,5D	11,257 D ²
4	Pa 4	84.290 D	0,5D	42.145 D ²
5	Pa 5	7.831 D ²	0,667D	5,220 D ³
6	Pa 6	249.991	2,6 + D	649,978 + 249,991 D
7	Pa 7	32.265 D	0,5D	16,132 D ²
8	Pp 1	9.656 D ²	0,667D	6,437 D ³
9	Pp 2	35.828 D	0,5D	17,914 D ²

Berdasarkan perhitungan diatas, maka didapatkan nilai momen sebagai berikut.

$$\Sigma M \text{ total} = 1,217 D^3 - 19,355 D^2 - 25,175 D + 89,987$$

Dalam kondisi seimbang, $\Sigma M \text{ total} = 0$, maka

$$\Sigma M \text{ total} = 0$$

$$1,217 D^3 - 19,355 D^2 - 25,175 D + 89,987 = 0$$

$$D = 16,9 \text{ m.}$$

Nilai kedalaman *sheet pile* didapatkan sebesar 16,9 m. Nilai tersebut dikalikan dengan angka keamanan sebesar 1,2, sehingga panjang kedalaman menjadi 20,28 m \approx 20,3 m. Maka, panjang total *sheet pile* sebesar 25,5 m.

5.5.3 Penentuan Profil *Sheet Pile* Baja

Dalam perencanaan kali ini, digunakan *sheet pile* baja produksi Nippon Steel tipe Hat+H NS-SP-10H dengan nilai tegangan tarik ijin (σ) 400 Mpa. Penentuan tipe *sheet pile* baja didasarkan pada nilai *widerstands moment* yang tersedia di Tabel profil baja produksi Nippon Steel pada Lampiran 4. Berdasarkan perhitungan sebelumnya, maka nilai $\Sigma M \text{ total}$ didapat sebagai berikut.

$$\Sigma M \text{ total} = 1,217 D^3 - 19,355 D^2 - 25,175 D + 89,987$$

$$= 1,217 (20,3^3) - 19,355 (20,3^2) - 25,175 (20,3) + 89,987$$

$$= 1782,82 \text{ kNm.}$$

$$W = \frac{\Sigma M \text{ total}}{\sigma}$$

$$= \frac{1782,82}{210000}$$

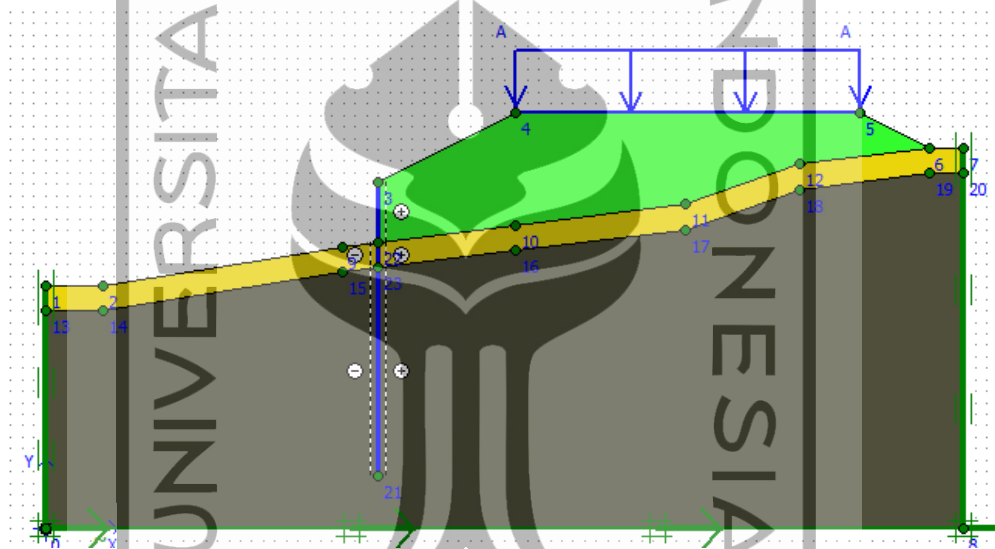
$$= 0,00849 \text{ m}^3$$

$$= 8489,62 \text{ cm}^3$$

Berdasarkan perhitungan didapat nilai *widerstands moment* sebesar $8489,62 \text{ cm}^3 < 10440 \text{ cm}^3$, maka profil *sheet pile* baja yang digunakan aman.

5.5.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan *Sheet Pile* Menggunakan Program Plaxis 8.6

Pada dasarnya, analisis stabilitas lereng dengan *sheet pile* menggunakan program plaxis 8.6 sama dengan analisis stabilitas lereng dengan dinding penahan tanah. Dalam analisisnya dilakukan dengan dua kondisi, yaitu kondisi masa konstruksi dan kondisi paska konstruksi. Pemodelan lereng dengan *sheet pile* pada program plaxis 8.6 dapat dilihat pada Gambar 5.43 berikut.

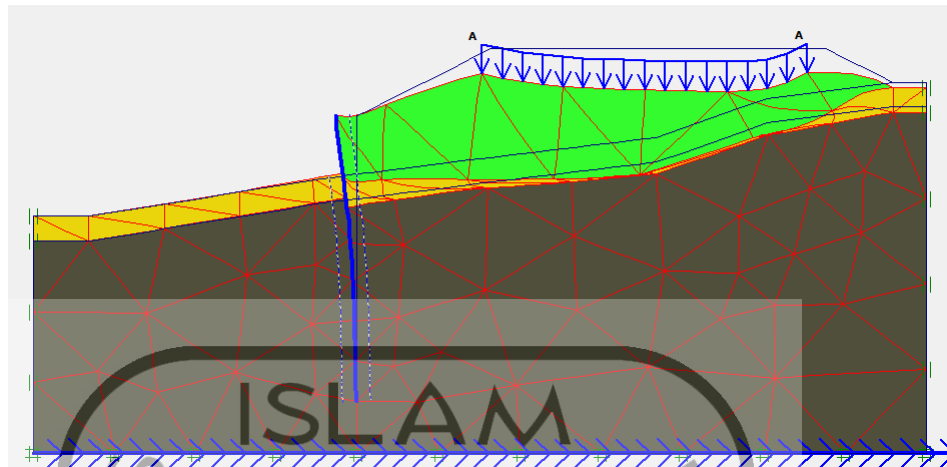


Gambar 5.43 Pemodelan Lereng Dengan *Sheet Pile* Menggunakan Program Plaxis 8.6

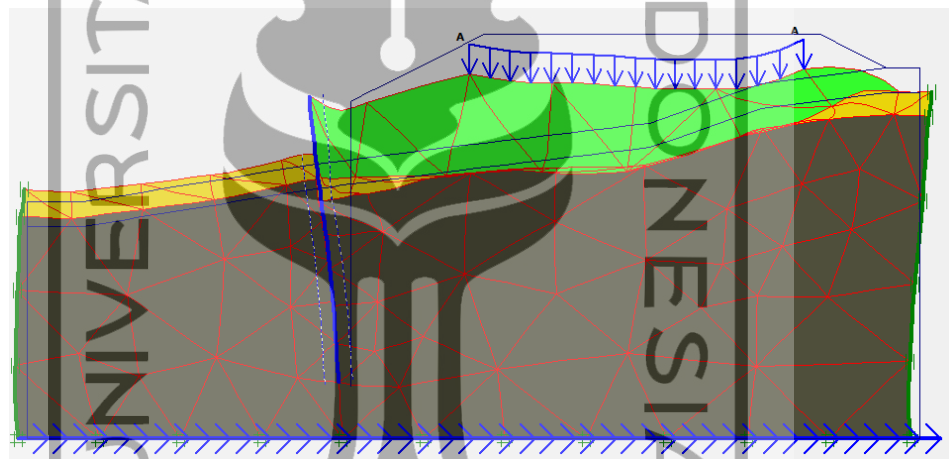
1. Masa Konstruksi

a. *Deformed Mesh*

Deformed Mesh yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.44 dan Gambar 5.45.



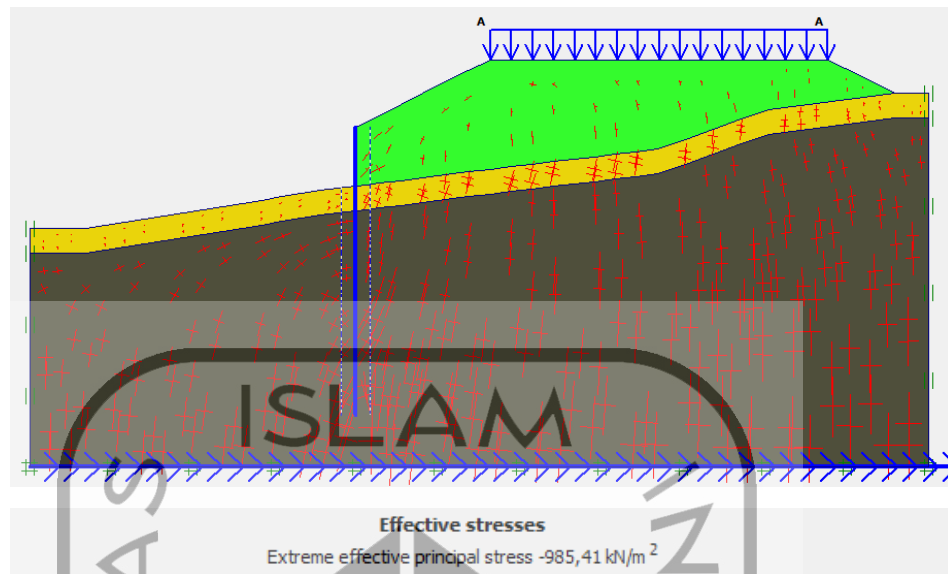
Gambar 5.44 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



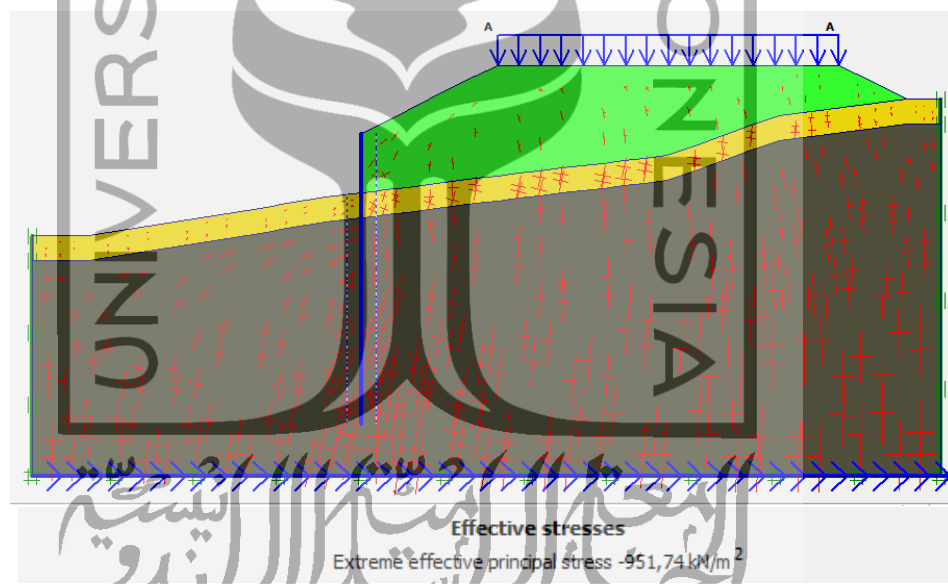
Gambar 5.45 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

b. Tegangan Efektif

Tegangan efektif yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar $-985,41 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan tegangan efektif dengan beban gempa sebesar $-951,74 \text{ kN/m}^2$. Gambar tegangan efektif lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.46 dan Gambar 5.47.



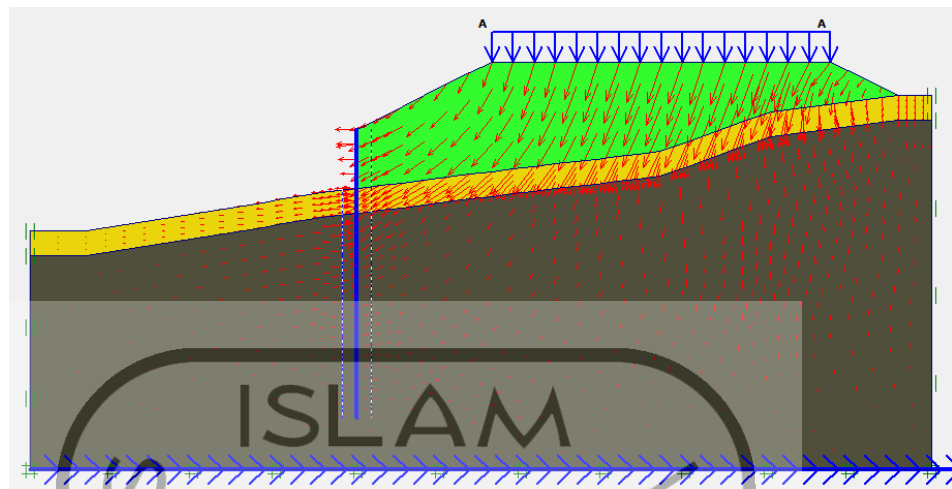
Gambar 5.46 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



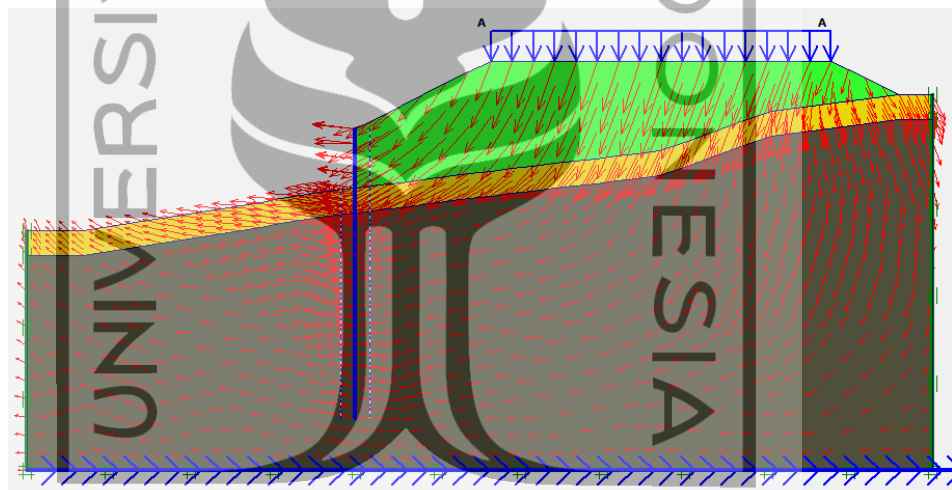
Gambar 5.47 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

c. Arah Pergerakan Tanah

Arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.48 dan Gambar 5.49.



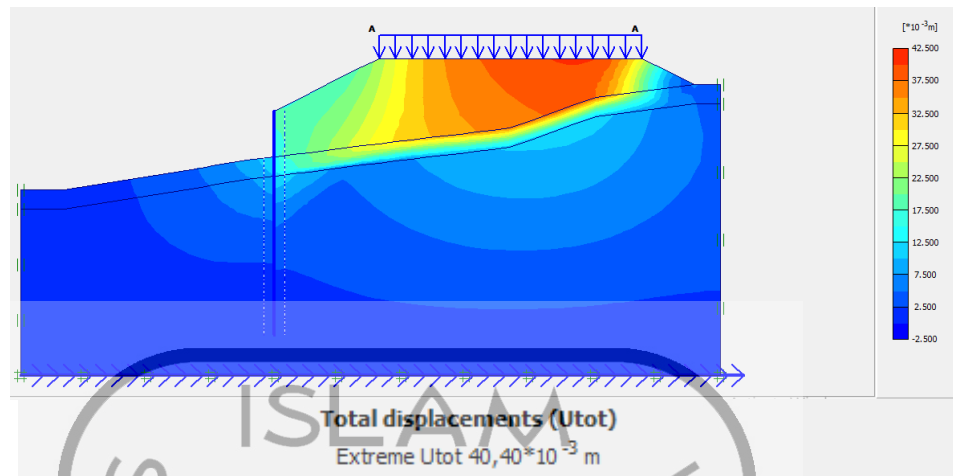
Gambar 5.48 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



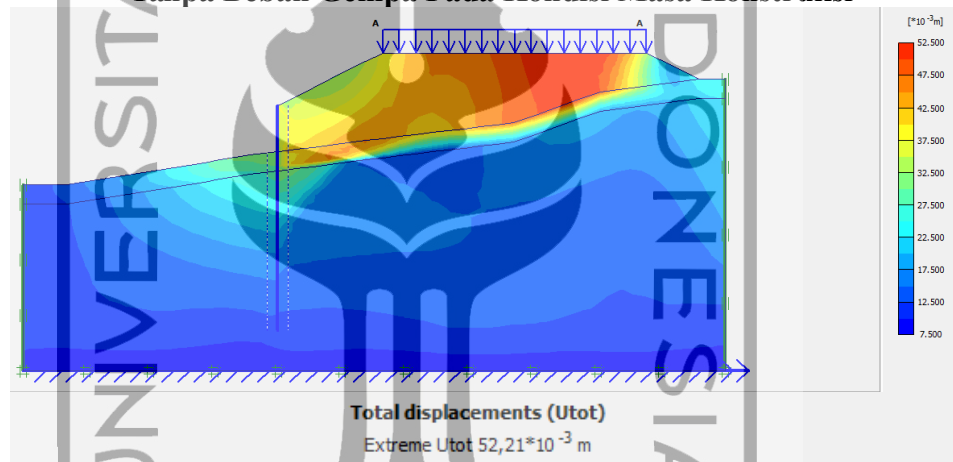
Gambar 5.49 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

d. Total *Displacement*

Total *displacement* yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 0,04040 m. Sedangkan total *displacement* dengan beban gempa sebesar 0,05221 m. Gambar total *displacement* lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.50 dan Gambar 5.51.



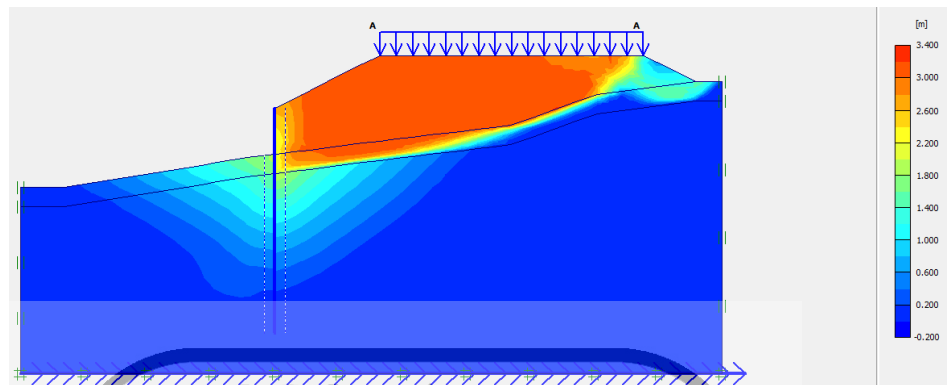
Gambar 5.50 Total *Displacement* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



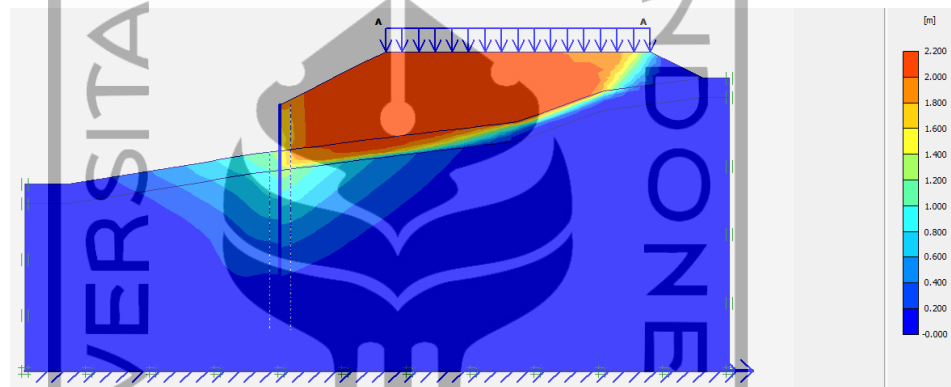
Gambar 5.51 Total *Displacement* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

e. Daerah Potensi Longsor

Daerah potensi longsor yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.52 dan Gambar 5.53.



Gambar 5.52 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi



Gambar 5.53 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

f. Angka Aman

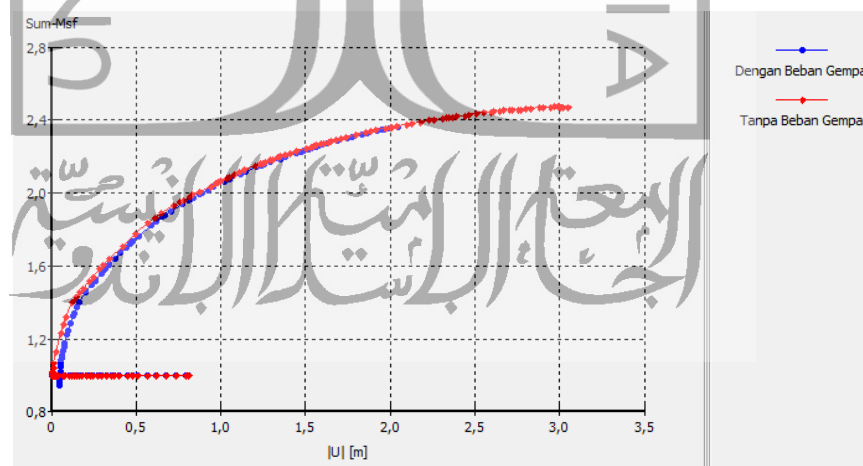
Angka aman yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 2,4686. Sedangkan angka aman dengan beban gempa sebesar 2,3628. Gambar angka aman lereng dengan *sheet pile* baja tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi masa konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.54 dan Gambar 5.55. Sedangkan nilai angka aman pada lereng menggunakan *sheet pile* baja pada masa konstruksi dapat dilihat pada gambar 5.56 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,4686

Gambar 5.54 Angka Aman Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	2,3628

Gambar 5.55 Angka Aman Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Masa Konstruksi

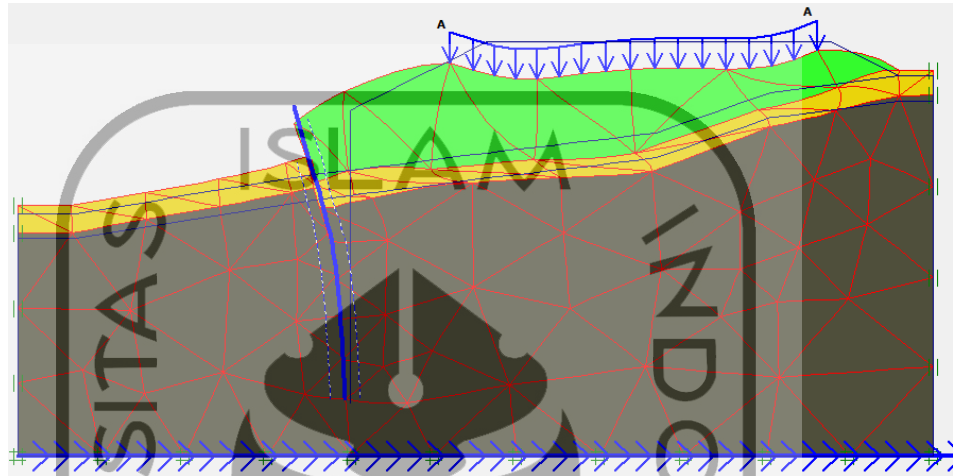


Gambar 5.56 Nilai Angka Aman Pada Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Pada Masa Konstruksi

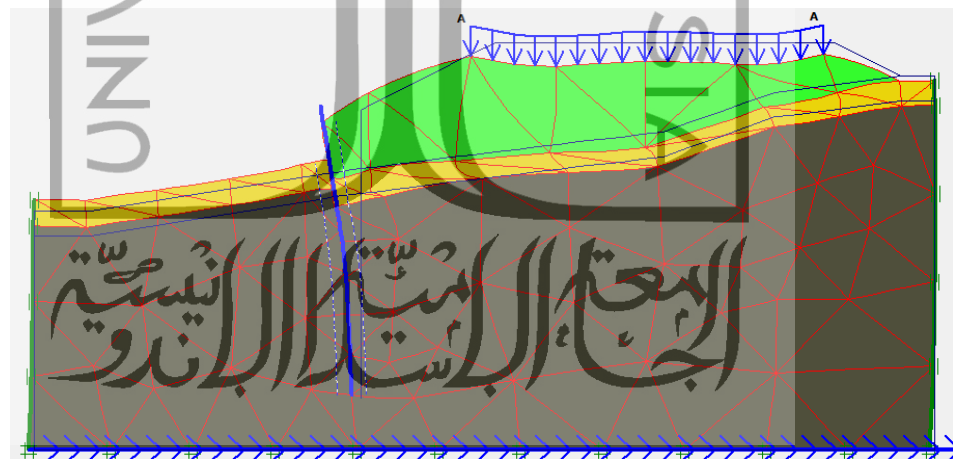
6.5.3 Paska Konstruksi

a. *Deformed Mesh*

Deformed Mesh yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.57 dan Gambar 5.58.



Gambar 5.57 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

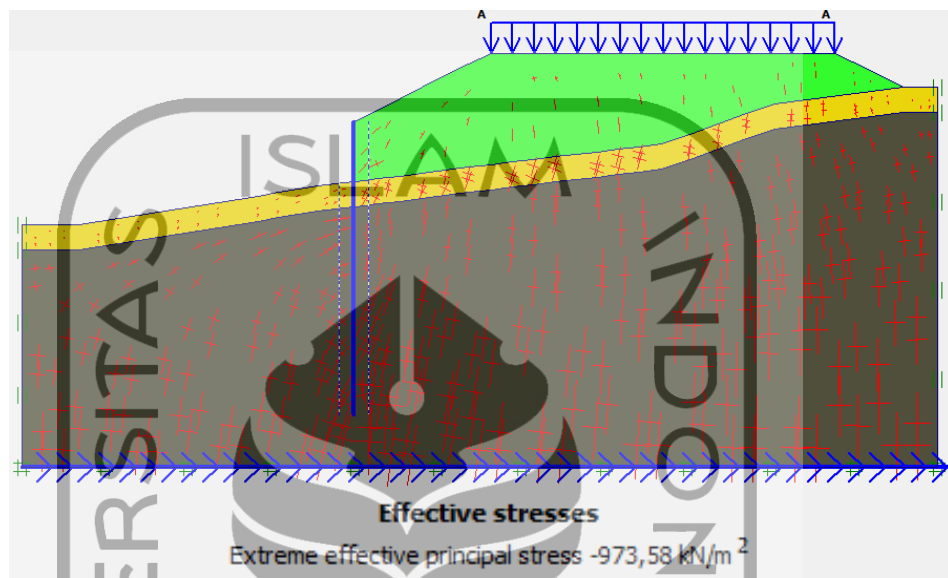


Gambar 5.58 *Deformed Mesh* Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

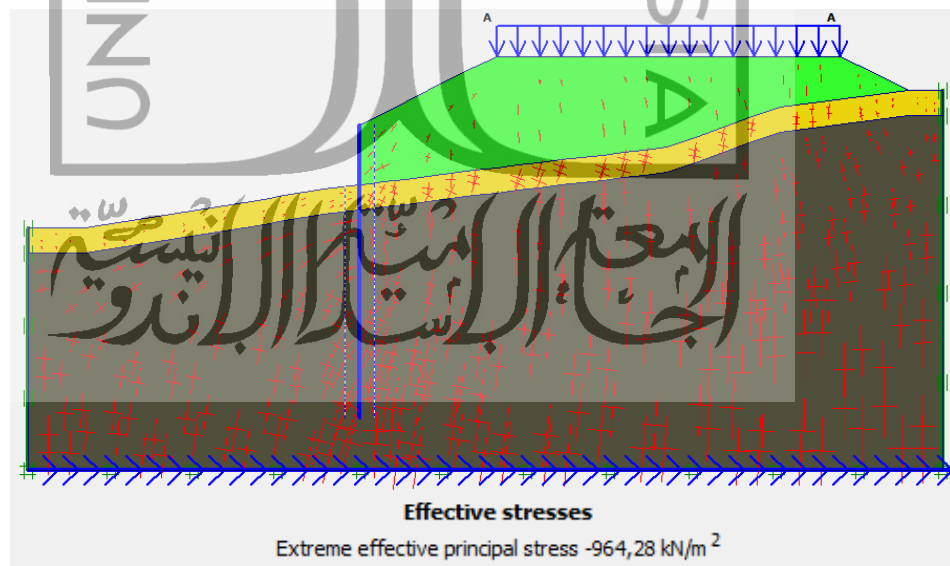
b. Tegangan Efektif

Tegangan efektif yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar $-973,58 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan

tegangan efektif dengan beban gempa sebesar $-964,28 \text{ kN/m}^2$. Gambar tegangan efektif lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.59 dan Gambar 5.60.



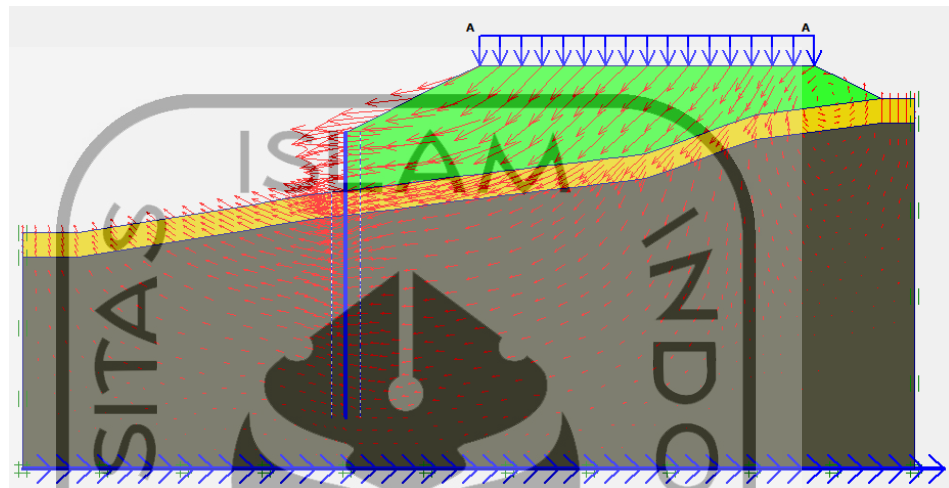
Gambar 5.59 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



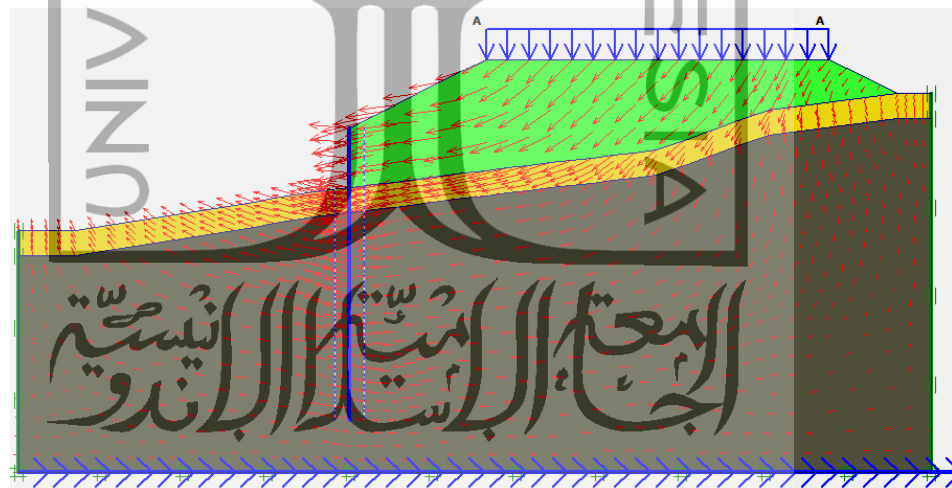
Gambar 5.60 Tegangan Efektif Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

c. Arah Pergerakan Tanah

Arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.61 dan Gambar 5.62.



Gambar 5.61 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

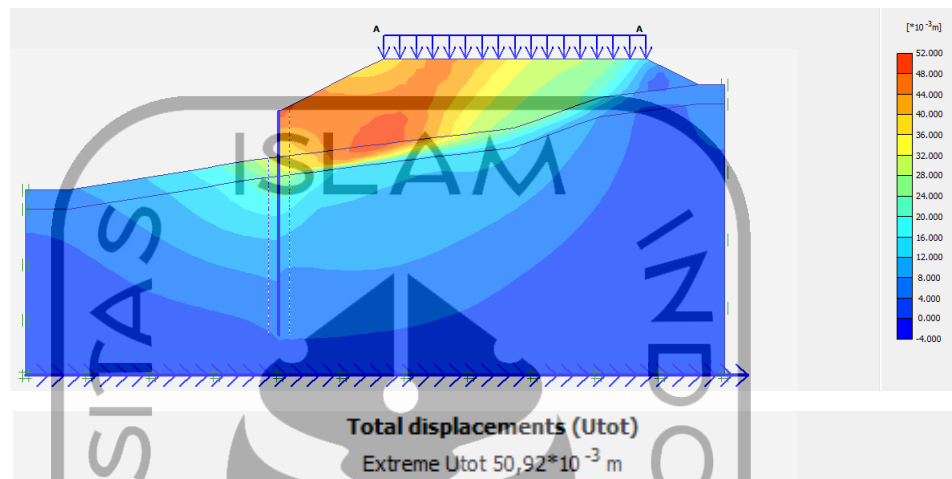


Gambar 5.62 Arah Pergerakan Tanah Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

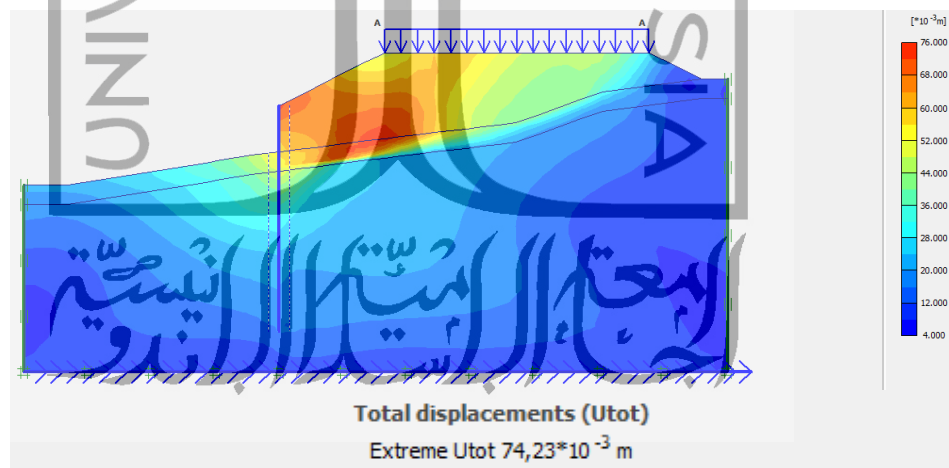
d. Total *Displacement*

Total *displacement* yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 0,05092 m.

Sedangkan total *displacement* dengan beban gempa sebesar 0,07423 m. Gambar total *displacement* lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.63 dan Gambar 5.64.



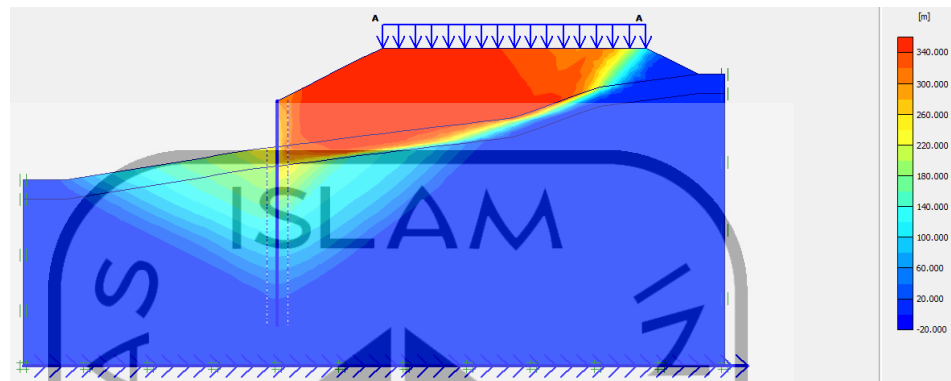
Gambar 5.63 Total Displacement Lereng Menggunakan Sheet Pile Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



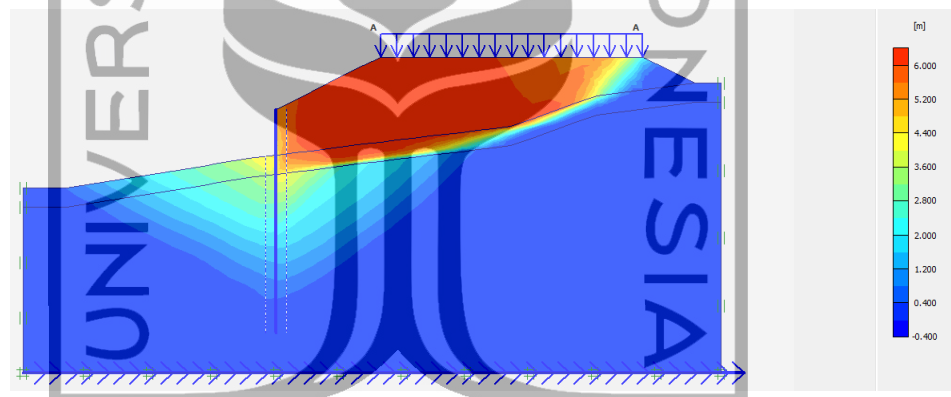
Gambar 5.64 Total Displacement Lereng Menggunakan Sheet Pile Baja Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

- e. Daerah Potensi Longsor

Daerah potensi longsor yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.65 dan Gambar 5.66.



Gambar 5.65 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



Gambar 5.66 Daerah Potensi Longsor Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

f. Angka Aman

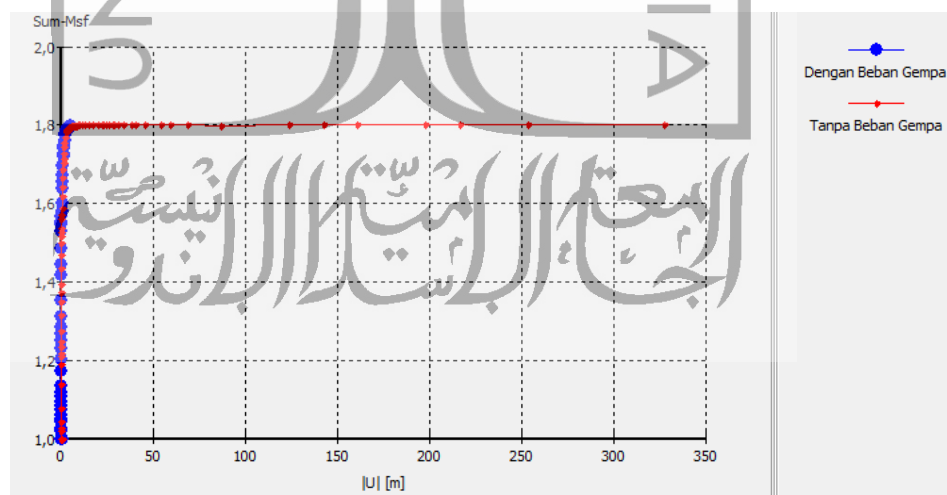
Angka aman yang terjadi pada lereng dengan *sheet pile* pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,8022. Sedangkan angka aman dengan beban gempa sebesar 1,7964. Gambar angka aman lereng dengan *sheet pile* tanpa beban gempa dan dengan beban gempa pada kondisi paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.67 dan Gambar 5.68. Sedangkan nilai aman pada lereng menggunakan *sheet pile* pada paska konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5. 69 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,8022

Gambar 5.67 Angka Aman Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Tanpa Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,7964

Gambar 5.68 Angka Aman Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Dengan Beban Gempa Pada Kondisi Paska Konstruksi



Gambar 5.69 Nilai Angka Aman Lereng Menggunakan *Sheet Pile* Pada Paska Konstruksi

5.6 Pembahasan

Analisis lereng Jalan Tol Balikpapan – Samarinda Sta. 2+850 – 3+050 dilakukan untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut. Dalam penelitian ini, dilakukan analisis lereng timbunan asli, lereng timbunan dengan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *sheet pile* baja . Ketiga keadaan tersebut dianalisis dengan berbagai kondisi yang bertujuan untuk membandingkan hasil ketiganya. Analisis dilakukan dengan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius dan program Plaxis 8.6.

Dari hasil analisis lereng timbunan asli baik pada masa konstruksi maupun paska konstruksi dan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa pada saat dilakukan analisis menggunakan program Plaxis 8.6 tidak dapat diketahui nilai aman dari lereng tersebut atau terjadi *soil body collapses*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut. Perhitungan manual menggunakan metode Fellenius didapatkan nilai angka aman sebesar 0,3376. Dengan hasil tersebut, maka lereng dalam kondisi labil dan tidak aman. Hal tersebut terjadi karena tanah timbunan yang tinggi dan tanah asli pada kedalaman 0 – 2,2 m merupakan tanah lempung. Karena tanah lempung peka terhadap air, sehingga dengan beban yang besar namun tidak didukung dengan tanah dasar yang baik maka lereng tersebut mudah terjadi penurunan dan keruntuhan.

Hasil analisis lereng dengan dinding penahan tanah pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa didapat nilai angka aman sebesar 1,925 dan dengan beban gempa sebesar 1,9022. Sedangkan pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,593 dan dengan beban gempa sebesar 1,586.

Hasil analisis lereng dengan *sheet pile* baja pada masa konstruksi tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 2,469 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 2363. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,8022 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,7964.

Hasil angka aman baik pada lereng dengan dinding penahan tanah tipe kantilever maupun lereng dengan *sheet pile* baja pada kondisi paska konstruksi didapat nilai

yang lebih kecil dibandingkan dengan kondisi masa konstruksi, hal tersebut terjadi karena terjadi penambahan beban lalu lintas pada kondisi paska konstruksi. Selain itu, terjadi penurunan angka aman baik pada masa konstruksi maupun paska konstruksi akibat penambahan beban gempa. Berdasarkan hasil tersebut didapat nilai angka aman $> 1,25$, maka lereng dengan dinding penahan tanah tipe kantilever maupun *sheet pile* baja dalam kondisi aman. Rekapitulasi analisis lereng pada Jalan Tol Balikpapan – Samarinda Sta 2+850 – 3+050 dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut

**Tabel 5.14 Rekapitulasi Stabilitas Lereng Jalan Tol Balikpapan – Samarinda
Sta 2+850 – 3+050**

No	Keterangan	Total <i>Displacement</i>	SF
1	Lereng Timbunan Asli :		
	Masa konstruksi tanpa beban gempa	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>
	Masa konstruksi dengan beban gempa	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>
	Paska konstruksi tanpa beban gempa	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>
	Paska konstruksi dengan beban gempa	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>
2	Lereng dengan dinding penahan tanah :		
	Masa konstruksi tanpa beban gempa	0,03682	1,9255
	Masa konstruksi dengan beban gempa	0,046,30	1,9022
	Paska konstruksi tanpa beban gempa	0,3398	1,5927
	Paska konstruksi dengan beban gempa	0,05080	1,5862
3	Lereng dengan <i>sheet pile</i> baja :		
	Masa konstruksi tanpa beban gempa	0,04040	2,469
	Masa konstruksi dengan beban gempa	0,05221	2,363
	Paska konstruksi tanpa beban gempa	0,05092	1,8022
	Paska konstruksi dengan beban gempa	0,07423	1,7964