

PEMBANGUNAN JALAN BEBAS HAMBATAN IBU KOTA NEGARA SEGMENT JEMBATAN PULAU BALANG – SP. RIKO

Salman¹, Marnida², Toto³

Satuan Kerja Pelaksanaan Pembangunan IKN 2 Provinsi Kalimantan Timur

Email: s4lfarizi@gmail.com¹, marnida.ariyani@gmail.com², totomochamadtaufik@gmail.com³

Informasi

Volume : 2
Nomor : 2
Bulan : Februari
Tahun : 2025
E-ISSN : 3062-9624

Abstract

The construction of the Nusantara Capital City (IKN) Expressway, Segment Pulau Balang Bridge – Sp. Riko, is part of the toll road network supporting accessibility in East Kalimantan Province. In this project, a geotechnical analysis was conducted on the embankment at STA 1+325 to STA 1+475 to ensure the stability and bearing capacity of the subsoil. The investigation results indicate that the surface soil conditions in the area exhibit low stability characteristics, with an average cone resistance (q_c) value ranging from 4 to 8 kg/cm² at a depth of 2 meters, indicating very soft to soft soil consistency. To address the soil bearing capacity issue, various improvement methods were applied, including subsoil replacement with granular material up to 2 meters thick and stability analysis using PLAXIS 2D software. The modeling results show that the safety factor without treatment was 1.350 under service conditions and 1.116 under seismic conditions, which did not meet design criteria. After implementing the 2-meter replacement method, the safety factor increased to 1.715 under service conditions and 1.258 under seismic conditions, thus meeting stability standards. Therefore, the 2.0-meter replacement method is recommended as an effective solution to enhance the bearing capacity and embankment stability in the study area.

Keywords: Embankment Stability, Soil Bearing Capacity, Replacement, Geotechnical Analysis.

Abstrak

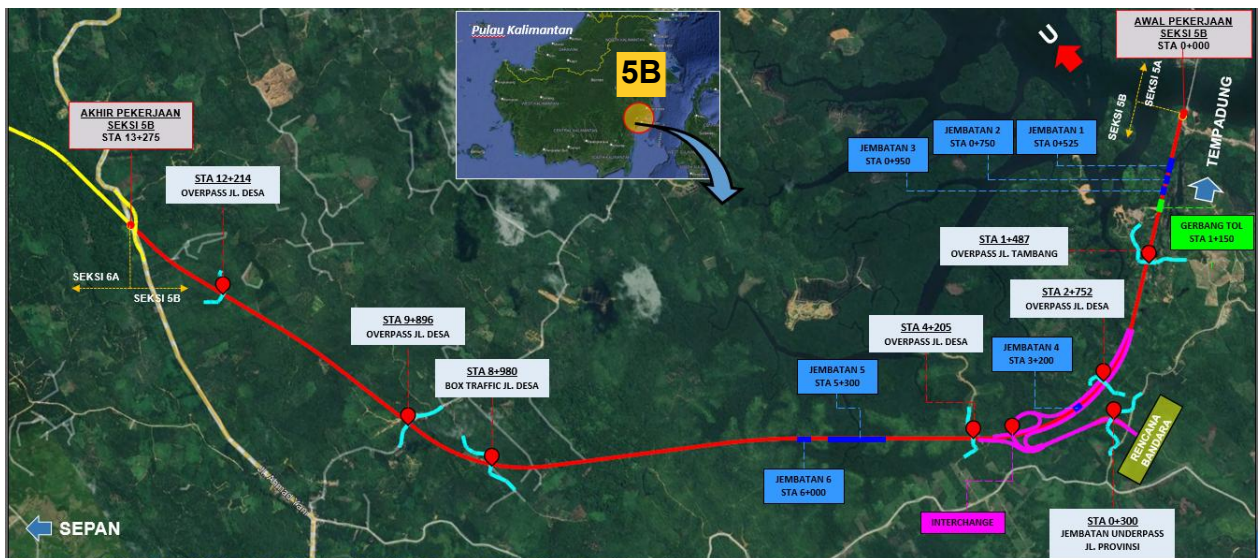
Pembangunan Jalan Bebas Hambatan Ibu Kota Negara (IKN) Segmen Jembatan Pulau Balang – Sp. Riko merupakan bagian dari jaringan jalan tol yang mendukung aksesibilitas di Provinsi Kalimantan Timur. Pada proyek ini, dilakukan analisis geoteknik terhadap timbunan di STA 1+325 hingga STA 1+475 untuk memastikan stabilitas dan daya dukung tanah dasar. Hasil investigasi menunjukkan bahwa kondisi tanah permukaan di area tersebut memiliki karakteristik yang kurang stabil, dengan nilai tahanan konus rata-rata pada kedalaman 2 meter berkisar antara 4 – 8 kg/cm², menunjukkan konsistensi tanah yang sangat lunak hingga lunak. Untuk mengatasi permasalahan daya dukung tanah, dilakukan berbagai metode perbaikan, termasuk penggantian tanah dasar (replacement) dengan tanah granular setebal 2 meter serta analisis stabilitas menggunakan perangkat lunak PLAXIS 2D. Hasil pemodelan menunjukkan bahwa faktor keamanan tanpa penanganan adalah 1.350 dalam kondisi layan dan 1.116 dalam kondisi gempa, yang tidak memenuhi kriteria desain. Setelah dilakukan replacement, faktor keamanan meningkat menjadi 1.715 dalam kondisi layan dan 1.258 dalam kondisi gempa, sehingga memenuhi standar stabilitas. Oleh karena itu, metode replacement 2.0

meter direkomendasikan sebagai solusi efektif untuk meningkatkan daya dukung tanah dan stabilitas timbunan di area tersebut.

Kata Kunci: Stabilitas Timbunan, Daya Dukung Tanah, Replacement, Analisis Geoteknik

A. PENDAHULUAN

Jalan Bebas Hambatan IKN seksi 5B merupakan bagian dari jaringan jalan tol penunjang Ibu Kota Negara Nusantara di Provinsi Kalimantan Timur. Berdasarkan Rencana Teknik Akhir (RTA), panjang total Jalan Tol IKN seksi 5B ini adalah 13.275 m, dengan penanganan struktur pada jalan tol ini yang terdiri atas 2 jembatan dengan total panjang 337 m, 6 lokasi pileslab dengan total panjang 1241 m, dan 5 overpass dengan total panjang 570.7 m.



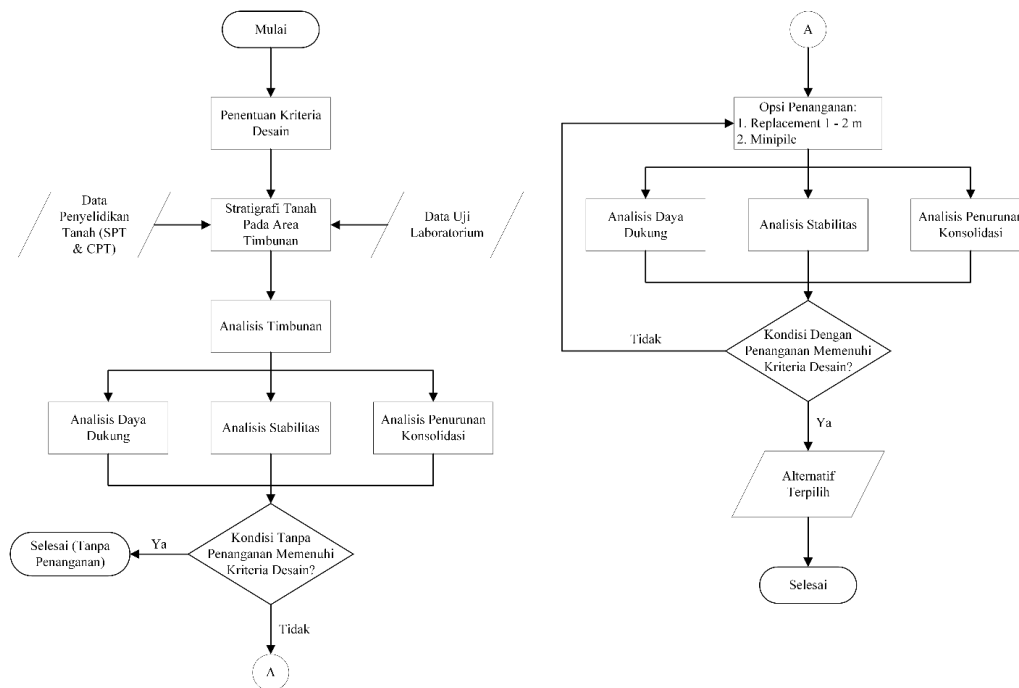
Gambar Error! No text of specified style in document.. Lokasi jalan Tol IKN seksi 5B

Pada laporan ini ditampilkan review desain timbunan STA 1+325 s.d 1+475 pada lokasi pekerjaan Pembangunan Jalan Bebas Hambatan IKN segmen Jembatan Pulau Balang – Sp. Riko.

Lingkup Pekerjaan

Ruang lingkup pekerjaan dalam laporan ini adalah perencanaan penanganan timbunan di STA 1+325 s.d 1+475 pada pekerjaan Pembangunan Jalan Bebas Hambatan IKN segmen Jembatan Pulau Balang – Sp. Riko. Lingkup pekerjaan review desain yang ditampilkan dalam laporan ini meliputi interpretasi data tanah dan penyusunan parameter tanah desain di STA 1+325 s.d 1+475, serta melakukan analisis daya dukung tanah dan stabilitas timbunan pada kondisi tanpa penanganan dan dengan penanganan

(bila diperlukan) di STA 1+325 s.d 1+475. Tahapan analisis geoteknik stabilitas timbunan pada Tol IKN Seksi 5B secara umum dapat diilustrasikan dalam diagram alir berikut.



Gambar 1. Diagram Alir Perencanaan Timbunan pada Tol IKN Seksi 5B

B. METODE PENELITIAN

Penelitian ini dilakukan dengan pendekatan geoteknik untuk menganalisis stabilitas timbunan pada Jalan Bebas Hambatan IKN Segmen Jembatan Pulau Balang – Sp. Riko, khususnya pada STA 1+325 hingga STA 1+475. Metode penelitian melibatkan pengumpulan data tanah melalui uji sondir (CPT) dan pengujian laboratorium untuk memperoleh parameter geoteknik seperti kuat geser tanah, sudut geser dalam, modulus elastisitas, serta berat volume tanah. Data yang diperoleh kemudian digunakan dalam analisis daya dukung tanah dasar, stabilitas timbunan, dan penurunan konsolidasi menggunakan persamaan empiris serta pemodelan dengan perangkat lunak PLAXIS 2D. Analisis dilakukan untuk kondisi tanpa penanganan dan dengan penanganan berupa penggantian tanah dasar (replacement) setebal 2 meter guna meningkatkan daya dukung tanah serta memastikan angka keamanan memenuhi standar yang ditetapkan dalam SNI 8460:2017.

Selanjutnya, metode pemodelan stabilitas dilakukan dengan pendekatan phi-c reduction untuk menentukan faktor keamanan (FS) pada berbagai kondisi beban, baik dalam keadaan statis maupun gempa. Analisis dilakukan pada kondisi layan dan kondisi gempa untuk mengevaluasi efektivitas metode perkuatan yang diterapkan. Faktor keamanan minimum yang ditargetkan adalah $FS \geq 1.5$ untuk kondisi jangka panjang dan $FS > 1.1$ untuk kondisi gempa. Hasil pemodelan menunjukkan bahwa sebelum penanganan, faktor keamanan tidak memenuhi

standar yang ditetapkan, sedangkan setelah dilakukan replacement, angka keamanan meningkat dan memenuhi persyaratan desain. Oleh karena itu, metode replacement dengan ketebalan 2.0 meter direkomendasikan sebagai solusi yang efektif untuk memastikan stabilitas timbunan di lokasi penelitian.

C. HASIL DAN PEMBAHASAN

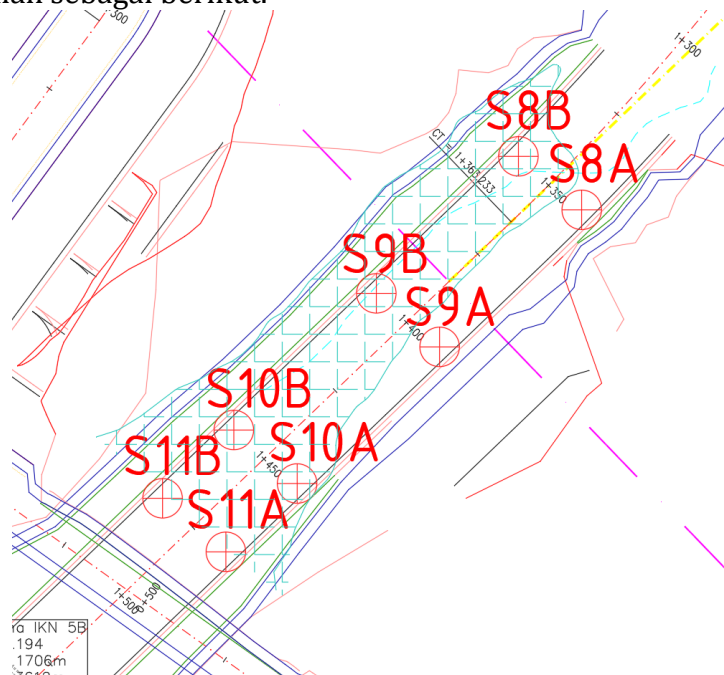
KONDISI GEOTEKNIK

Hasil penyelidikan tanah untuk mendeskripsikan kondisi geoteknik pada Tol IKN Seksi 5B di area timbunan akan dijelaskan pada bab ini. Tabel 1 menunjukkan data tanah yang digunakan dalam analisis daya dukung tanah dan stabilitas timbunan pada STA 1+325 s.d 1+475 di jalan utama.

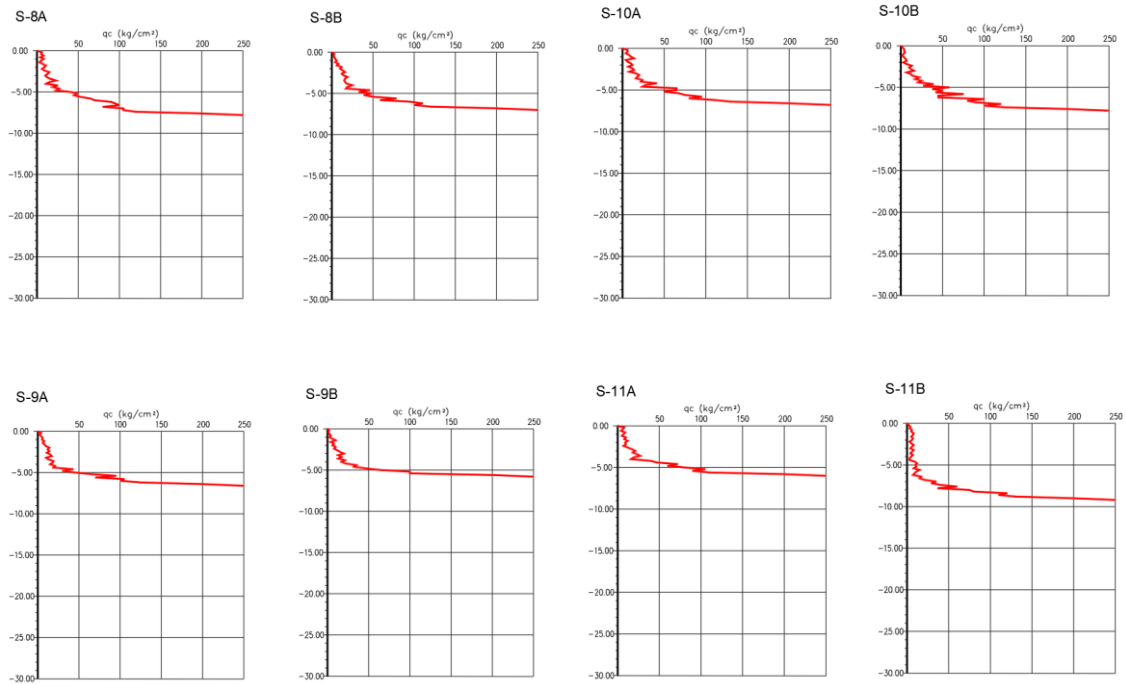
Tabel 1. Data Tanah untuk Analisis Timbunan di STA 1+325 s.d 1+475

Data Tanah Yang Digunakan	
S-8A	S-8B
S-9A	S-9B
S-10A	S-10B
S-11A	S-11B

Layout penyelidikan tanah dan simplified grafik qc sondir dari data penyelidikan tanah di atas adalah sebagai berikut.



Gambar 3. Layout Penyelidikan Tanah Area Timbunan STA 1+325 s.d 1+475



Gambar 4. Simplified sondir Area Timbunan STA 1+325 s.d 1+475

Tabel berikut ini menampilkan rekapitulasi nilai tahanan konus (q_c) sondir pada area timbunan di STA 1+325 s.d 1+475. Berdasarkan Gambar 2. dan Tabel 2. menunjukkan bahwa kondisi tanah permukaan pada STA 1+325 s.d 1+475 kurang baik dengan variasi kedalaman 1 – 5 meter. Hal tersebut dibuktikan oleh nilai rata-rata tahanan konus pada kedalaman 2 m adalah sekitar 4 – 8 kg/cm² yang memiliki konsistensi sangat lunak hingga lunak.

Tabel Error! No text of specified style in document.. Streetmap Data Tanah Sondir (qc) Pada Timbunan STA 1+325 s.d 1+475

STA Asli	1+350		1+400		1+450		1+475	
Tinggi timbunan (m)	5.60	5.60	5.20	5.20	4.60	4.60	4.70	4.70
MAT (m)	-	-	-	-	-	-	-	-
0.20	6.00	3.00	4.00	2.00	6.00	2.00	8.00	2.00
0.40	5.00	2.00	2.00	1.00	6.00	4.00	6.00	4.00
0.60	8.00	3.00	4.00	2.00	4.00	4.00	4.00	3.00
0.80	4.00	4.00	6.00	4.00	8.00	5.00	9.00	6.00
1.00	8.00	6.00	5.00	2.00	10.00	3.00	7.00	5.00
1.20	5.00	4.00	8.00	6.00	14.00	2.00	5.00	8.00
1.40	3.00	8.00	6.00	10.00	4.00	4.00	10.00	7.00
1.60	7.00	6.00	8.00	4.00	6.00	6.00	8.00	5.00
1.80	11.00	12.00	10.00	8.00	10.00	7.00	12.00	7.00
2.00	9.00	10.00	14.00	6.00	12.00	3.00	9.00	6.00
2.20	6.00	13.00	12.00	10.00	7.00	7.00	10.00	3.00
2.40	9.00	16.00	14.00	8.00	12.00	13.00	7.00	5.00
2.60	15.00	12.00	11.00	12.00	14.00	10.00	12.00	8.00
2.80	13.00	14.00	15.00	15.00	8.00	12.00	17.00	6.00
3.00	10.00	19.00	17.00	20.00	16.00	16.00	21.00	4.00
3.20	12.00	16.00	10.00	13.00	20.00	7.00	18.00	8.00
3.40	16.00	15.00	13.00	17.00	18.00	12.00	23.00	6.00
3.60	23.00	16.00	19.00	13.00	16.00	14.00	27.00	4.00
3.80	15.00	18.00	18.00	21.00	24.00	22.00	19.00	7.00
4.00	11.00	25.00	15.00	17.00	22.00	17.00	16.00	5.00
4.20	25.00	19.00	21.00	22.00	41.00	25.00	39.00	3.00
4.40	19.00	17.00	19.00	35.00	28.00	21.00	47.00	3.00
4.60	27.00	46.00	43.00	32.00	24.00	39.00	72.00	9.00
4.80	23.00	33.00	30.00	47.00	65.00	27.00	60.00	12.00
5.00	41.00	48.00	45.00	65.00	65.00	58.00	80.00	10.00
5.20	49.00	39.00	65.00	100.00	50.00	38.00	105.00	11.00
5.40	45.00	50.00	95.00	100.00	68.00	50.00	90.00	8.00
5.60	53.00	78.00	70.00	200.00	75.00	42.00	110.00	15.00
5.80	65.00	59.00	105.00	250.00	95.00	75.00	200.00	11.00
6.00	70.00	95.00	100.00		80.00	45.00	250.00	9.00
6.20	90.00	110.00	125.00		110.00	45.00		7.00
6.40	95.00	100.00	200.00		130.00	100.00		17.00
6.60	100.00	120.00	250.00		200.00	80.00		15.00
6.80	80.00	200.00			250.00	90.00		21.00
7.00	105.00	250.00				120.00		35.00
7.20	105.00					100.00		29.00
7.40	120.00					125.00		40.00
7.60	200.00					200.00		60.00
7.80	250.00					250.00		37.00
8.00								75.00
8.20								80.00
8.40								120.00
8.60								110.00
8.80								130.00
9.00								200.00
9.20								250.00

Kriteria Desain

Kriteria desain yang disampaikan mengikuti standar perencanaan yang ada, dengan beberapa kriteria desain minimum yang harus dipenuhi selama konstruksi. Salah satunya adalah kriteria angka keamanan, yang mencakup faktor keamanan minimum untuk lereng tanah pada kondisi statis dan dinamis. Untuk kondisi statis, faktor keamanan minimum ditentukan berdasarkan rekomendasi pada Tabel 3.1, sedangkan untuk kondisi gempa dengan analisis pseudostatik, faktor keamanan harus lebih besar dari 1.1 ($FK > 1.1$), dengan menggunakan koefisien seismik yang dihitung berdasarkan percepatan puncak permukaan (PGA), kelas situs, dan faktor amplifikasi.

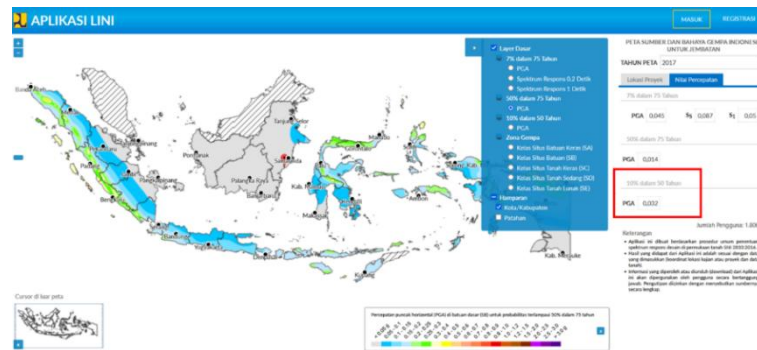
Berdasarkan SNI 8460:2017, kriteria angka keamanan minimum untuk desain dan analisis stabilitas lereng timbunan/galian adalah sebagai berikut: kondisi jangka pendek saat penambahan tinggi timbunan ≥ 1.20 , kondisi jangka pendek akhir masa konstruksi ≥ 1.350 , kondisi jangka panjang ≥ 1.50 , dan untuk kondisi gempa ≥ 1.1 (timbunan) dan > 1 (galian).

Tabel **Error! No text of specified style in document.** Faktor Keamanan Lereng Galian (Sumber: SNI 8460:2017)

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah ^a	Tinggi ^b
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif	1,5	2,0 atau lebih
^a Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi di lapangan. ^b Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.		

Kriteria Beban

Berikut adalah beban-beban yang akan diperhitungkan dalam proses desain dan analisis timbunan Tol IKN Seksi 5B. Beban tanah timbunan diasumsikan memiliki berat volume kering sebesar 17 kN/m^3 , dan tinggi timbunan yang diaplikasikan sudah memperhitungkan penurunan konsolidasi yang akan terjadi. Beban lalu lintas diperhitungkan sebesar 15 kN/m^2 , yang diaplikasikan pada jalan utama dan jalan akses simpang susun. Untuk beban gempa, analisis timbunan dilakukan dengan metode keseimbangan batas menggunakan gaya gempa yang direpresentasikan dalam model pseudostatik. Koefisien gempa yang digunakan adalah percepatan puncak di permukaan (PSA) dengan faktor keamanan minimum terhadap gempa ($FK > 1.1$ untuk timbunan dan $FK > 1$ untuk galian). Koefisien gempa horizontal (K_h) ditentukan sebesar 50% dari percepatan puncak horizontal, dengan penentuan kelas situs dan faktor amplifikasi. Berdasarkan nilai NSPT rata-rata lebih besar dari 15 di sekitar area pembangunan, kelas situs tanah yang digunakan adalah tanah sedang (SD). Perhitungan percepatan gempa di permukaan berdasarkan kelas situs tanah sedang adalah $PSA = 0.032 \times 2.902 = 0.093 \text{ g}$. Selanjutnya, nilai koefisien gempa untuk analisis galian dan timbunan dihitung sebagai $k_h = 0.5 \times PSA = 0.5 \times 0.093 = 0.046 \text{ g}$.



Gambar 5. Nilai PGA Kota Balikpapan Periode Ulang 500 Tahun (Sumber: Aplikasi LINI)

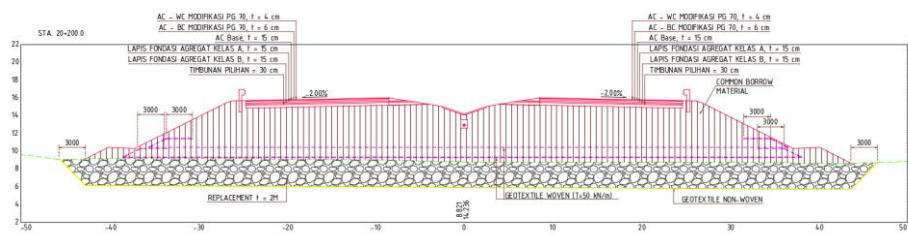
Tabel 4. Faktor Amplifikasi PGA (Sumber: SNI 1726:2019)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA = 0,5	PGA ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
SE	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1
SF	SS ^(a)					

METODE PENANGANAN TIMBUNAN

Penggantian Tanah Dasar (Replacement)

Alternatif penanganan pertama adalah mengganti tanah dasar dengan tanah granular untuk mengurangi tebal compressible layer, yang dapat mengurangi penurunan konsolidasi dan meningkatkan daya dukung tanah dasar terhadap timbunan. Keunggulan dari metode ini adalah durasi konstruksi yang relatif cepat dan metode kerja yang mudah, namun tantangan utama adalah kelangkaan material granular di sekitar lokasi proyek. Metode kerja yang digunakan meliputi pengupasan tanah dasar, pemasangan geotekstil non-woven sebagai separator, dan penumpukan tanah granular. Berdasarkan pertimbangan kontraktor, ketebalan tanah granular maksimal yang dapat digunakan adalah 2 m, dengan geotekstil yang memiliki kuat tarik ultimit sebesar 50 kN/m.

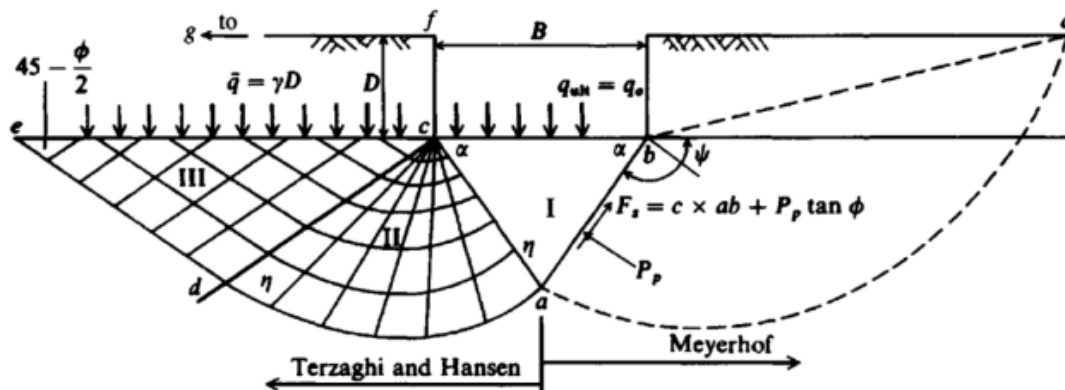


Gambar 6. Skematik Penanganan Tanah Dasar dengan Replacement

METODE ANALISIS

Analisis Stabilitas Daya Dukung Tanah Dasar

Metode perhitungan fondasi dangkal bervariasi, seperti yang dikemukakan oleh Terzaghi, Hansen, dan Meyerhoff. Pada perencanaan Tol IKN Seksi 5B, digunakan metode Meyerhoff karena mempertimbangkan faktor bentuk, kedalaman, dan kemiringan beban pada fondasi.



Gambar 7. Bentuk Keruntuhan Fondasi Dangkal (Sumber: Terzaghi (1970), Meyerhoff (1963), dan Hansen (1970))

Bowles (1977) merekomendasikan persamaan perhitungan yang dapat digunakan untuk menentukan daya dukung fondasi dangkal berdasarkan Meyerhoff (1963) dan Vesic (1975) sebagai berikut.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Keterangan:

q_u = Daya dukung ultimit

c = Kohesi tanah

γ = Berat volume tanah

q = Tegangan overburden efektif di elevasi dasar fondasi (setara γD_f)

D_f = Elevasi tapak fondasi terhadap permukaan tanah

B = Lebar tapak fondasi

s_c, s_q, s_γ = Faktor bentuk tapak fondasi

d_c, d_q, d_γ = Faktor bentuk kedalaman fondasi

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan beban

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung berdasarkan persamaan berikut.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Tabel Error! No text of specified style in document.. Faktor Daya Dukung (Sumber: Bowles, 1977)

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Tabel 6. Faktor Koreksi untuk Bentuk Tapak, Kedalaman, dan Kemiringan Beban (Sumber: Das, 2011)

Factor	Relationship	Reference
Shape	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	DeBeer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	
Depth	$\frac{D_f}{B} \leq 1$	Hansen (1970)
	For $\phi = 0$:	
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	For $\phi' > 0$:	
	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$	
	$F_{cd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1$	
	$\frac{D_f}{B} > 1$	
For $\phi = 0$:		
$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)}{\tan \phi'}$		
$F_{qd} = 1$		
$F_{\gamma d} = 1$		
For $\phi' > 0$:		
$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$		
$F_{cd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)}{\tan \phi'}$		
$F_{qd} = 1$		
Inclination	$F_{ci} = F_{qs} \left(1 - \frac{\beta^2}{90^\circ}\right)$	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)$	

β = inclination of the load on the foundation with respect to the vertical

Metode Analisis Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi fondasi ditentukan menggunakan persamaan konsolidasi 1D Terzaghi sebagai berikut.

- Kasus OC ($\sigma'_{v0} < P'_c$ & $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < P'_c$)

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Kasus OC-NC ($\sigma'_{v0} < P'_c$ & $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' \geq P'_c$)

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{P'_c}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{P'_c} \right)$$

- Kasus NC ($\sigma'_{v0} = P'_c$ & $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' \geq P'_c$)

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Keterangan:

C_c = Compression Index

C_s = Recompression Index

e_0 = Initial Void Ratio

H = Tebal compressible Layer (m)

σ'_{v0} = Initial Effective Overburden Pressure (kPa)

$\Delta\sigma'$ = Pertambahan tegangan efektif (kPa)

P'_c = Preconsolidation Pressure (kPa)

Durasi konsolidasi ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2}$$

Keterangan:

T_v = Time factor

c_v = Laju konsolidasi (cm²/detik)

H_{dr} = Drainage path (m)

t = Durasi konsolidasi (detik)

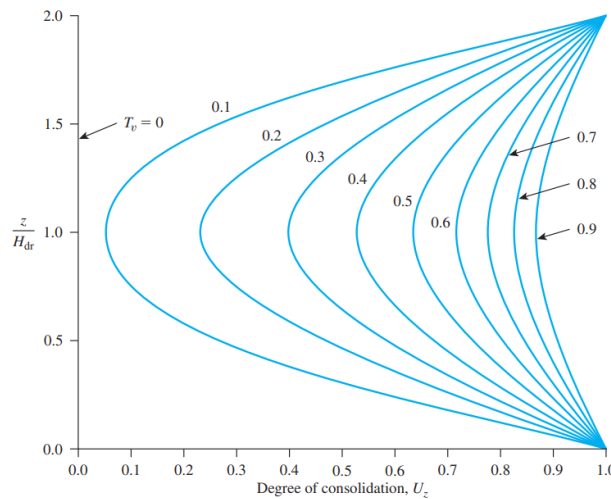
Nilai T_v tersebut dapat digunakan untuk menentukan derajat konsolidasi sehingga dapat ditentukan penurunan pada waktu tertentu. Derajat konsolidasi dapat ditentukan berdasarkan kondisi berikut.

- Derajat konsolidasi (U) lebih kecil atau sama dengan 60%

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2$$

- Derajat konsolidasi (U) lebih besar dari 60%

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%)$$

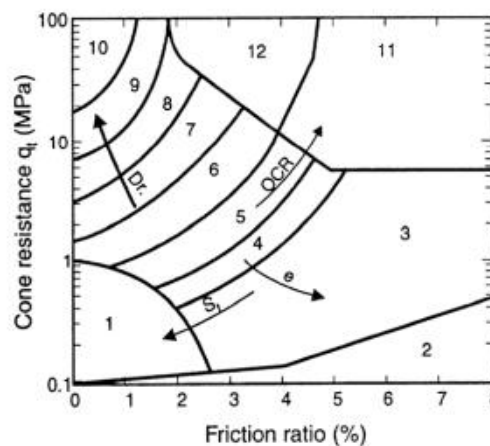


Gambar 8. Hubungan Derajat Konsolidasi, Drainage Path, dan Time Factor (Das, 2014)

Referensi Penentuan Parameter Tanah

Penentuan Jenis Tanah Dari Data Sondir

Melalui uji CPT di lapangan kita bisa menentukan lapisan dan tipe tanah dengan menggunakan grafik berdasarkan nilai cone resistance dan sleeve friction. Grafik yang pertama kali digunakan untuk menentukan jenis tanah memakai nilai tahanan konus (qc) dan friction ratio ($Fr = (fs/qc) \times 100\%$) dipublikasikan oleh Schmertmann (1978) dan Douglas bersama Olsen (1981), akan tetapi grafik yang dipublikasikan oleh Robertson et al. (1986) lebih sering dipakai dibandingkan dengan grafik yang lain (Long, 2008 dalam Robertson, 2010).



Gambar 9. Zona Tipe Tanah (Robertson et al,1986)

Grafik SBT (Soil Behavior Type) awal Robertson et al (1986) didasarkan pada cone resistance, qt (atau qc) pada skala log dengan friction ratio (Fr) pada skala normal. Tabel 6. Tipe Jenis Tanah Dari CPT (Robertson 1990)

Zone	Soil Behaviour Test
1	<i>Sensitive Fine Grained</i>
2	<i>Organic Material</i>
3	<i>Clay</i>
4	<i>Silty Clay to Clay</i>
5	<i>Clayey silt to silty clay</i>
6	<i>Sandy Silt to Clayey Silt</i>
7	<i>Silty Sand to Sandy Silt</i>
8	<i>Sand to Silty Sand</i>
9	<i>Sand</i>
10	<i>Gravelly Sand</i>
11	<i>Very Stiff Fine Grained*</i>
12	<i>Sand to Clayey sand*</i>

Legend :

1	Sensitive Fine Grained	5	Clayey Silt to Silty Clay	9	Sand
2	Clay (Organic by Robertson)	6	Sandy Silt to Clayey Silt	10	Gravelly Sand to sand
3	Clay	7	Silty Sand to Sandy Silt	11	Very Stiff Fine Material
4	Silty Clay to Clay	8	Sand to Silty Sand	12	Sandy to Clayey Sand

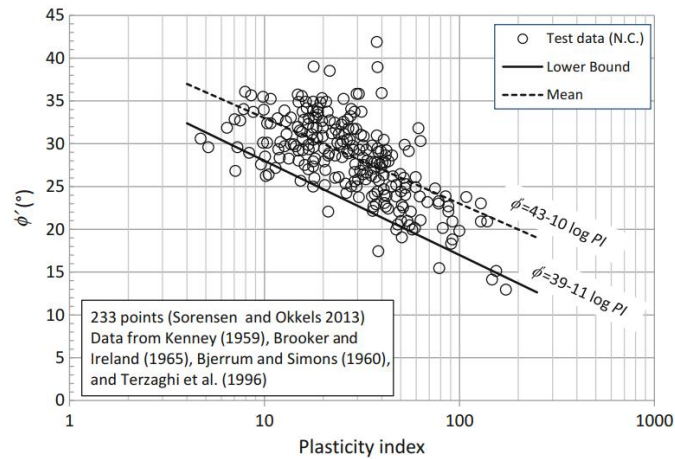
Kuat Geser Undrained

Tabel 7. Kuat Geser Tanah (sumber: Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Parameter	Relationship	Comments
Undrained strength ($C_u - kPa$)	$C_u = q_c/N_k$ $C_u = \Delta u/N_k$	Cone factor (N_k) = 17 to 20 17-18 for normally consolidated clays 20 for over-consolidated clays Cone factor (N_k) = 2 to 8
Undrained strength ($C_u - kPa$), corrected for overburden	$C_u = (q_c - P'_0)/N_k$	Cone factor (N_k) = 15 to 19 15-16 for normally consolidated clays 18-19 for over-consolidated clays
Coefficient of horizontal consolidation ($c_h - sq$ m/year)	$c_h = 300/t_{50}$	t_{50} - minutes (time for 50% dissipation)
Coefficient of vertical consolidation ($c_v - sq$ m/year)	$c_h = 2 c_v$	Value may vary from 1 to 10

Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam tanah pasir maupun tanah lempung (untuk kondisi jangka panjang) diperlukan dalam analisis timbunan dan galian. Sudut geser dalam tanah pasir dapat diperoleh dengan uji geser langsung, sedangkan pada tanah lempung dapat diperoleh dengan uji triaksial CU. Hasil laboratorium tidak diperoleh untuk setiap kedalaman maupun setiap jenis tanah sehingga diperlukan bantuan korelasi untuk melengkapi kekurangan tersebut. Korelasi sudut geser pada tanah lempung menggunakan grafik dari Sorensen dan Okkels (2013) yang menghubungkan dengan indeks plastisitas seperti berikut.



Gambar 10. Korelasi Sudut Geser Dalam pada Tanah Lempung (Sumber: Sorensen dan Okkels, 2013)

Tabel 8. Sudut Geser Dalam, kepadatan relative tanah pasir dengan qc sondir (sumber: Bergdahl et al, 1993)

Kepadatan relatif	q_c (MPa)	ϕ' (derajat)
Sangat lemah	0.0-2.5	29-32
lemah	2.5-5.0	32-35
Sedang	5.0-10.0	35-37
Besar	10.0-20.0	37-40
Sangat Besar	>20.0	40-42

Berat Volume Tanah

Dalam menentukan berat volume tanah pada analisis stabilitas timbunan diperlukan korelasi untuk menentukan parameter tersebut. Berikut tabel dibawah ini untuk menentukan parameter berat volume tanah.

Tabel 9. Berat Jenis Tanah (sumber: Robetson et al, 1986)

Table 1. Approximate soil unit weight (γ) based on soil behaviour type (after Lunne et al., 1997)

Soil Behaviour Type (SBT)*	Approximate unit weight, γ (kN/m ³)
1	17.5
2	12.5
3	17.5
4	18.0
5	18.0
6	18.0
7	18.5
8	19.0
9	19.5
10	20.0
11	20.5
12	19.0

*SBT based on charts by Robertson et al., (1986)

Tabel 10. Berat Jenis Tanah (sumber: Handbook of Geotechnical Investigation and DesignTables)

Table 7.3 Representative range of dry unit weight.

Type	Soil description	Unit weight range (kN/m ³)	
		Dry	Saturated
Cohesionless	Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)	12	18
Compacted	Hard sedimentary (Conglomerate, sandstone)	14	19
Broken rock	Metamorphic	18	20
	Igneous	17	21
Cohesionless	Very loose	14	17
	Loose	15	18
Sands and gravels	Medium dense	17	20
	Dense	19	21
	Very dense	21	22
Cohesionless	Loose	14	17
	Uniformly graded	16	19
Sands	Well graded	16	19
	Dense	18	20
	Uniformly graded	19	21
Cohesive	Soft – organic	8	14
	Soft – non organic	12	16
	Stiff	16	18
	Hard	18	20

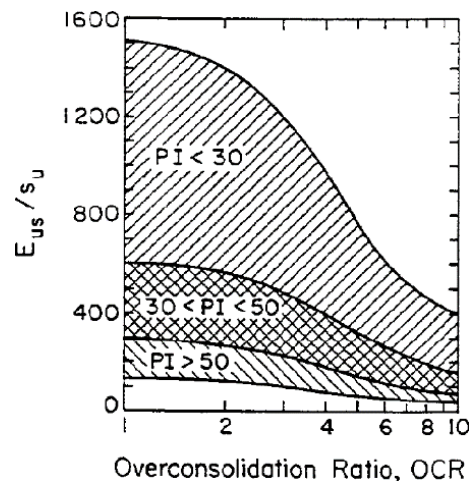
Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas tanah terbagi menjadi dua jenis, yakni modulus elastisitas kondisi undrained (E_u) dan modulus elastisitas efektif (E'). Karena tidak dilakukan penentuan modulus elastisitas berdasarkan uji triaksial, maka digunakan korelasi untuk menentukan parameter tersebut. Berikut merupakan korelasi yang digunakan pada masing-masing tanah pasir maupun tanah lempung.

Tabel 11. Korelasi modulus E_s dari beberapa metode uji (sumber: European Conference on Standard Penetration Testing 1974)

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$ $E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \ln N$ $E_s = (35\,000 \text{ to } 50\,000) \log N$	$E_s = 2 \text{ to } 4q_c$ $E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	
Sand (overconsolidated)	$E_s = 18\,000 + 750N$ $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)} (OCR)^{1/2}$	$E_s = 6 \text{ to } 30q_c$
Gravelly sand and gravel	$E_s = 1200(N + 6)$ $E_s = 600(N + 6) \quad N \leq 15$ $E_s = 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = 3 \text{ to } 6q_c$
Silty sand	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = 1 \text{ to } 2q_c$
Soft clay	—	$E_s = 3 \text{ to } 8q_c$
Clay	Using the undrained shear strength s_u in units of s_u $I_p > 30$ or organic $I_p < 30$ or stiff $E_{s(OCR)} = E_{s(nc)} (OCR)^{1/2}$	$E_s = 100 \text{ to } 500s_u$ $E_s = 500 \text{ to } 1500s_u$

Modulus elastisitas pada tanah pasir dapat ditentukan berdasarkan korelasi yang dikemukakan oleh Vesic (1970), yaitu $E_s = (1 + D_r^2)q_c$, di mana D_r adalah derajat kejenuhan dan q_c adalah tegangan konfina. Sedangkan untuk tanah lempung, modulus elastisitas undrained dapat ditentukan berdasarkan grafik yang dikemukakan oleh Duncan dan Buchignani (1976).



Gambar 11. Korelasi E_u terhadap OCR dan PI (Sumber: Duncan dan Buchignani, 1976)

Modulus elastisitas efektif pada tanah lempung dapat ditentukan berdasarakan persamaan berikut.

$$E' = \frac{2}{3} (1 + \nu) E_u$$

Umumnya, persamaan tersebut dapat disederhanakan lebih lanjut menjadi $0.7 - 0.8 E_u$.

Angka Poisson

Tabel 12. Angka Poisson Berdasarkan Jenis Tanah (Sumber: Das, 2014)

Jenis Tanah	Angka Poisson
Loose Sand	0.2 - 0.4
Medium Sand	0.25 - 0.4
Dense Sand	0.3 - 0.45
Silty Sand	0.2 - 0.4
Soft Clay	0.15 - 0.25
Medium Clay	0.2 - 0.5

Metode Analisis Stabilitas Timbunan

Program bantu Plaxis 2D digunakan dalam perhitungan stabilitas global dengan memodelkan potongan galian atau timbunan beserta perkuatan yang diperlukan. Input analisis dibagi menjadi dua bagian: input parameter dan input geometri, dengan model material yang digunakan adalah model Mohr-Coulomb. Perhitungan dilakukan dengan dua metode, yaitu plastic analysis dan phi-c reduction. Plastic analysis digunakan untuk mencari deformasi pada dinding penahan tanah serta gaya-gaya dalam yang bekerja pada komponen struktural, yang nantinya menjadi input untuk pengecekan kekuatan struktural sheet pile yang akan digunakan. Penentuan angka keamanan dilakukan melalui analisis phi-c reduction, yang prinsipnya adalah reduksi parameter kekuatan tanah, baik kohesi (c) maupun sudut geser dalam (φ), secara proporsional.

$$\sum M_{sf} = \frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r}$$

ANALISIS GEOTEKNIK TIMBUNAN

Analisis Daya Dukung Tanah Dasar di Area Timbunan STA 1+325 s.d 1+475

Tabel 13. Daya Dukung Tanah Dasar STA 1+325 s.d 1+475

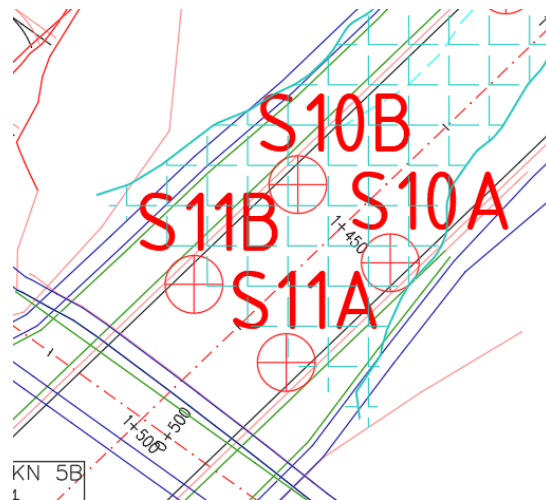
No	STA	Tinggi Timbunan (m)	Analisis Daya Dukung Tanah Dasar Pada Timbunan STA 1+325 s.d 1+475				Tanpa Penanganan				Replacement						
			Beban Tanah (ton)	Kendaraan (ton/m2)	Total Beban (kPa)	Data Tanah	N-SPT	Jenis Tanah	Undrained Shear Strength (kPa)	Daya Dukung Tanah Dasar (kPa)	SF Aktual	Evaluasi Daya Dukung Izin	Undrained Shear Strength (kPa)	Daya Dukung Tanah Dasar (kPa)	SF Aktual	Evaluasi Daya Dukung Izin	Penanganan Lanjutan
1	1+350	5.6	9.52	1.50	110.2	S-8A, S-8B	data sondir	Clay	18	92.52	0.84	NOT OK	53	272.42	2.47	OK	-
2	1+400	5.2	8.84	1.50	103.4	S-9A, S-9B	data sondir	Clay	11	56.54	0.55	NOT OK	65	334.10	3.23	OK	-
3	1+450	4.6	7.82	1.50	93.2	S-10A, S-10B	data sondir	Clay	18	92.52	0.99	NOT OK	57	292.98	3.14	OK	-
4	1+475	4.7	7.99	1.50	94.9	S-11A, S-11B	data sondir	Clay	20	102.80	1.08	NOT OK	28.5	146.49	1.54	OK	-

Dapat dilihat dari hasil analisis perhitungan daya dukung tanah dasar pada STA 1+325 s.d 1+475 sebagian besar area tidak memenuhi angka keamanan dengan SF > 1.5, sehingga diperlukan penanganan berupa replacement 1 - 2 meter. Jika setelah dilakukan replacement daya dukung tanah dasar masih tidak memenuhi angka keamanan, maka diperlukan penanganan lanjutan berupa minipile.

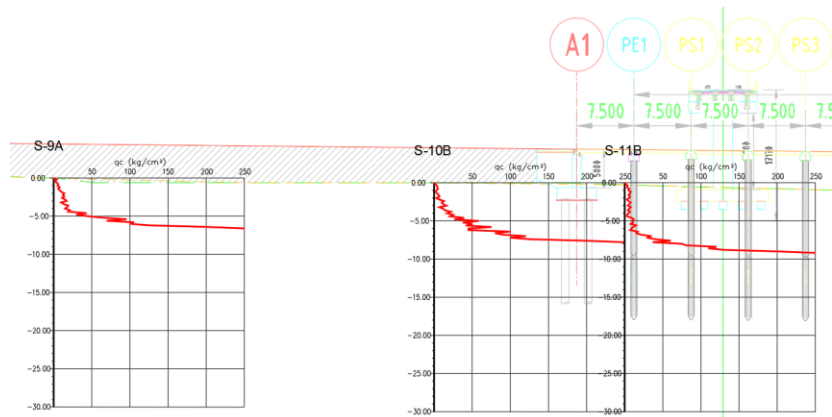
Analisis Pemodelan Timbunan STA 1+450

Plan dan Profil

Penanganan sekitar STA 1+450 menggunakan data tanah S-10A dan S-10B dalam analisis. Lokasi data tanah beserta variasi tinggi timbunan dapat dilihat berdasarkan plan dan profil berikut.

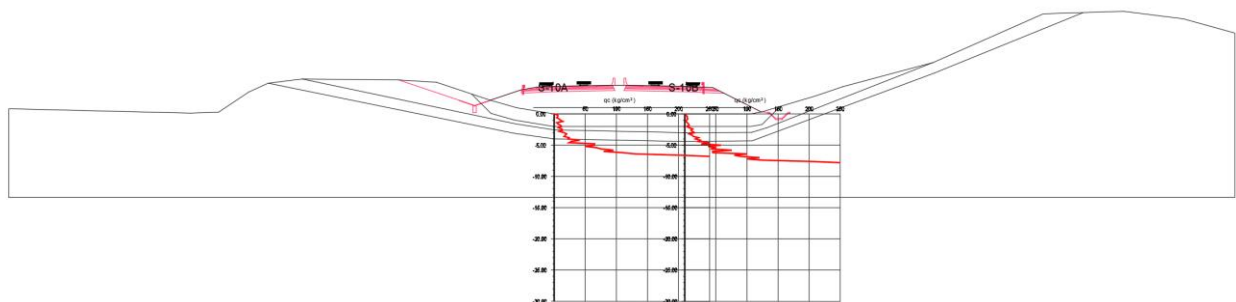


Gambar 12. Plan Penanganan Timbunan Sekitar STA 1+450



Gambar 13. Profil Memanjang Timbunan Sekitar STA 1+450

Berdasarkan profil di atas, diperoleh bahwa variasi tinggi timbunan di sekitar STA 1+450 adalah 4 – 5 m, sedangkan tinggi timbunan di STA 1+450 adalah 4.6 m. Berdasarkan data penyelidikan tanah yang diperoleh, profil melintang dapat dibentuk sebagai berikut.



Gambar 14. Profil Melintang Timbunan STA 1+450

Lapisan permukaan tanah dasar STA 1+450 terdiri atas tanah lunak dengan q_c bernilai 0 – 10 kg/cm^2 dan ketebalan sekitar 2.5 m. Lapisan tanah kedua memiliki nilai q_c berkisar 10 – 20 kg/cm^2 mencapai kedalaman hingga 4 m. Lapisan tanah selanjutnya berkonsistensi padat hingga sangat padat dengan nilai $q_c > 150 \text{ kg/cm}^2$ dan mencapai kedalaman hingga akhir penyondiran.

Analisis Penurunan

Parameter konsolidasi pada setiap lokasi didapatkan dari data hasil pengujian laboratorium yang memiliki karakteristik sebagai berikut.

Tabel 14. Parameter Konsolidasi

Parameter Konsolidasi				
Cc	Cs	e0	Pc	Cv
0.3	0.0375	1.1	165	0.002

Selanjutnya dilakukan analisis konsolidasi yang diawali dengan tanpa penanganan. Jika didapatkan nilai penurunan konsolidasi $> 100 \text{ mm}$, maka dilakukan pencarian solusi penanganan dengan melihat sisa penurunan yang terjadi.

Tabel 15. Perhitungan Konsolidasi STA 1+450 (tanpa penanganan)

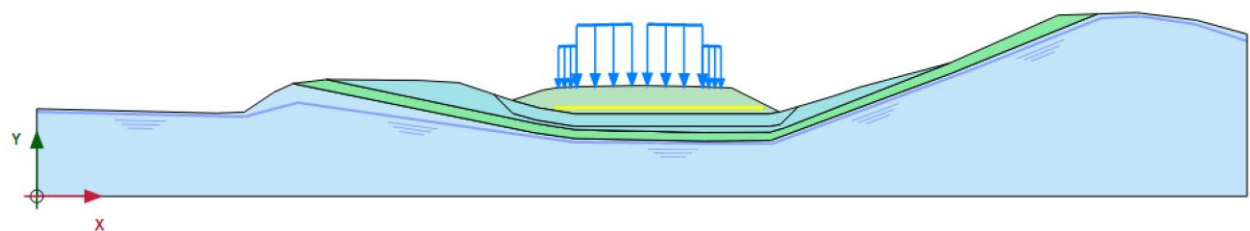
													Total (mm)	88.9
Consolidation Settlement Timbunan Sekitar BC (Tanpa Treatment)														
Depth	Soil Type	Consolidated	H _i m	Δσ' _(i) kN/m ²	γ _{sat} kN/m ³	σ _o		C _c	C _s	e _o	P _c	Kondisi	Consolidation Settlement (mm)	
						3	1.7							
0 - 1	Clay	Consolidation	1	90.19	13.4	3	1.7	0.3	0.0375	1.1	165	OC	30.9	
1 - 2	Clay	Consolidation	1	90.19	13.4	3	5.1	0.3	0.0375	1.1	165	OC	22.7	
2 - 3	Clay	Consolidation	1	88.29	13.4	3	8.5	0.3	0.0375	1.1	165	OC	18.9	
3 - 4	Clay	Consolidation	1	86.47	13.4	3	11.9	0.3	0.0375	1.1	165	OC	16.4	
4 - 5	Clay	-	1	84.73	13.4	3	15.3	-	-	-	-	-	-	
5 - 6	Clay	-	1	83.05	13.4	3	18.7	-	-	-	-	-	-	
6 - 7	Clay	-	1	81.44	13.4	3	22.1	-	-	-	-	-	-	
7 - 8	Clay	-	1	79.89	13.4	3	25.5	-	-	-	-	-	-	
8 - 9	Clay	-	1	78.39	13.4	3	28.9	-	-	-	-	-	-	
9 - 10	Clay	-	1	76.95	13.4	3	32.3	-	-	-	-	-	-	
10 - 11	Clay	-	1	75.57	13.4	3	35.7	-	-	-	-	-	-	

Berdasarkan hasil analisis dan perhitungan, nilai penurunan konsolidasi pada area STA 1+450 adalah 88.9 mm (tanpa penanganan). Karena nilai penurunan < 100 mm, maka nilai penurunannya sudah memenuhi kriteria desain.

Analisis Stabilitas PLAXIS

Pemodelan analisis stabilitas timbunan dengan PLAXIS dilakukan dengan opsi tanpa penanganan dan dengan penanganan berupa replacement 2.0 m, karena untuk menaikkan daya dukung tanah dasar yang tidak memenuhi syarat angka keamanan SF > 1.5. Model geometri, parameter input dan output analisis stabilitas ditampilkan seperti pada gambar berikut.

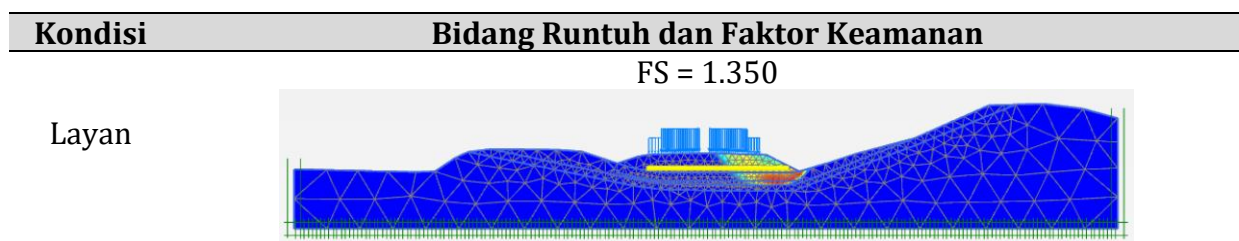
Tanpa Penanganan

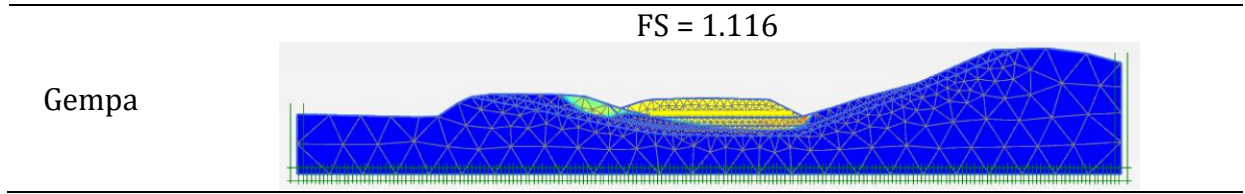


Depth (m)	Deskripsi	Drainage	qc (kg/cm2)	fs (kg/cm2)	FR	Gamma unsat	Gamma Sat	sigma vo	cu (kPa)	c'(kPa)	phi'	Eu (kPa)	E' (kPa)	v'
0 - 2.5	Clay	Undrained B	2.0	0.2	10.00	14.84	15.84	19.80	10.01	1.00	-	3003.40	2012.28	0.30
2.5 - 4	Clay	Undrained B	12.0	0.3	2.50	15.99	16.99	32.54	64.86	6.49	-	19457.68	13036.65	0.30
4 - 15	Clay	Undrained B	150	2	1.33	19.14	20.14	143.32	300.00	30.00	-	90000.00	60300.00	0.30
Timbunan	Clay	Undrained B	-	-	-	17	18	-	45	4.50	-	13500.00	9045.00	0.30

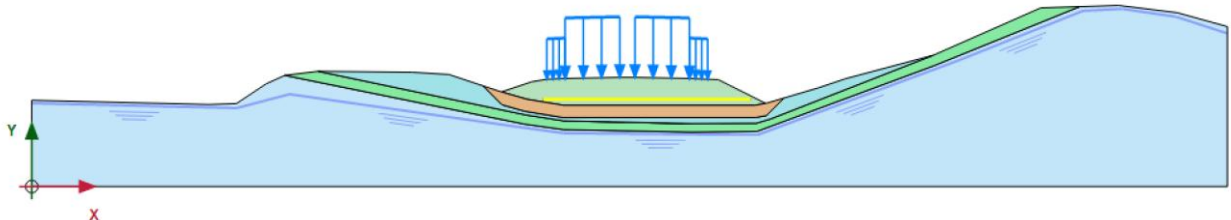
Gambar 15. Pemodelan Timbunan BC STA 1+450

Tabel 16. Hasil pemodelan timbunan STA 1+450 (Tanpa penanganan)





Penanganan (Replacement 2.0 m)

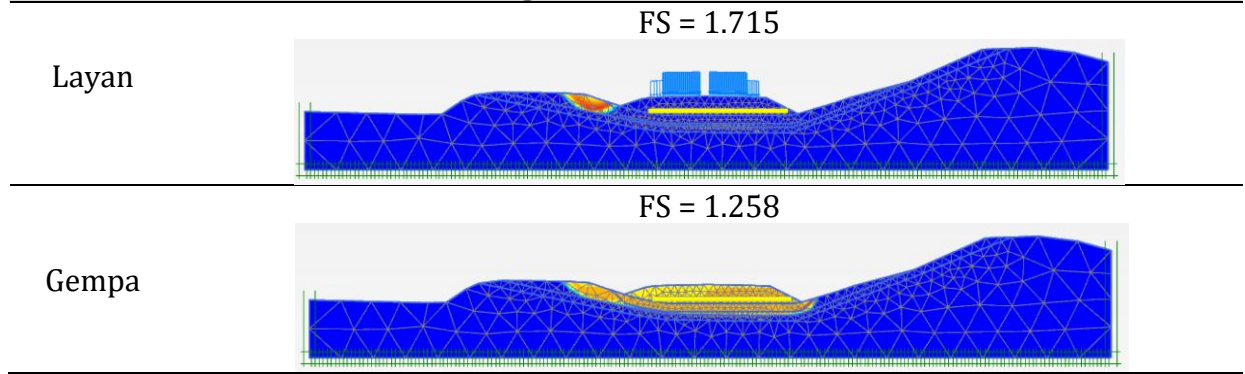


Depth (m)	Deskripsi	Drainage	qc (kg/cm ²)	fs (kg/cm ²)	FR	Gamma unsat	Gamma Sat	sigma vo	cu (kPa)	c'(kPa)	phi'	Eu (kPa)	E' (kPa)	v'
0 - 2.5	Clay	Undrained B	2.0	0.2	10.00	14.84	15.84	19.80	10.01	1.00	-	3003.40	2012.28	0.30
2.5 - 4	Clay	Undrained B	12.0	0.3	2.50	15.99	16.99	32.54	64.86	6.49	-	19457.68	13036.65	0.30
4 - 15	Clay	Undrained B	150	2	1.33	19.14	20.14	143.32	300.00	30.00	-	90000.00	60300.00	0.30
Timbunan	Clay	Undrained B	-	-	-	17	18	-	45	4.50	-	13500.00	9045.00	0.30
Replacement	Sand	Drained	-	-	-	17	18	-	-	10.00	37.00	-	150000.00	0.30

Gambar 16. Pemodelan Timbunan BC STA 1+450

Tabel 17. Hasil pemodelan timbunan STA 1+450 (Replacement 2.0 m)

Kondisi Bidang Runtuh dan Faktor Keamanan



Penanganan Timbunan




Gambar 17. Penanganan Timbunan Sekitar STA 1+45

RESUME

Berdasarkan perhitungan dan analisis yang dilakukan, berikut merupakan rekapitulasi penanganan yang dilakukan pada salah satu area timbunan STA 1+325 s.d 1+475 yang berupa replacement 2.0 m.

No.	STA	Data Tanah	Tinggi Timbunan (m)	Analisis Tanpa Penanganan				Evaluasi Stabilitas Timbunan (PLAXIS)				Analisis dengan Replacement				Evaluasi Stabilitas Timbunan (PLAXIS)				Analisis Dengan Minipile				Evaluasi Stabilitas Timbunan (PLAXIS)				
				Evaluasi Daya Dukung		Evaluasi Konsolidasi		SF Layan		SF Gempa		Tebal Replacement		Evaluasi Daya Dukung		Evaluasi Konsolidasi		SF Layan		SF Gempa		Pangang Minipile		Evaluasi Daya Dukung		Evaluasi Konsolidasi		SF Layan
1	1+450	S-10A dan S-10B	4.60	0.99	NOT OK	88.9	OK	1.350	NOT OK	1.116	OK	Replacement 2.0 m	3.14	OK	<100	OK	1.711	OK	1.258	OK	Tidak dilakukan analisis				Tidak dilakukan analisis			

No	Lokasi	Penanganan	Desain Tipikal Penanganan
1	STA 1+450	Replacement 2.0 m	

D. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil analisis geoteknik pada timbunan STA 1+325 hingga STA 1+475, ditemukan bahwa kondisi tanah dasar di lokasi penelitian memiliki daya dukung yang rendah, dengan nilai tahanan konus (qc) berkisar antara 4 – 8 kg/cm² pada kedalaman 2 meter, yang menunjukkan tanah sangat lunak hingga lunak. Analisis stabilitas menggunakan PLAXIS 2D menunjukkan bahwa tanpa penanganan, faktor keamanan (FS) tidak memenuhi standar desain dengan nilai 1.350 untuk kondisi layan dan 1.116 untuk kondisi gempa. Setelah dilakukan perbaikan menggunakan metode replacement setebal 2 meter, faktor keamanan meningkat menjadi 1.715 dalam kondisi layan dan 1.258 dalam kondisi gempa, sehingga memenuhi persyaratan desain SNI 8460:2017. Oleh karena itu, disarankan untuk menerapkan metode replacement 2 meter sebagai solusi yang efektif dalam meningkatkan daya dukung tanah dan stabilitas timbunan. Selain itu, untuk memastikan efektivitas metode yang digunakan, diperlukan pemantauan selama konstruksi guna mengontrol kemungkinan penurunan konsolidasi dan memastikan stabilitas timbunan dalam jangka panjang.

E. DAFTAR PUSTAKA

Bowles, J.E. (1997). Analisis dan Perancangan Fondasi. Jakarta: Erlangga. Hal. 125-130.
 Das, B.M. (2014). Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis). Jakarta: Erlangga. Hal. 87-92.

- Duncan, J.M., & Buchignani, A.L. (1976). *Advanced Soil Mechanics*. Jakarta: Penerbit Universitas Indonesia. Hal. 145-150.
- Hansen, B. (1970). *Metode Perhitungan Daya Dukung Tanah*. Bandung: ITB Press. Hal. 60-65.
- Meyerhoff, G.G. (1963). *Dasar-Dasar Rekayasa Geoteknik*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press. Hal. 112-118.
- Robertson, P.K. (1990). *Pengujian CPT dalam Rekayasa Tanah*. Jakarta: Gramedia. Hal. 75-80.
- Robertson, P.K., & Campanella, R.G. (1986). *Penentuan Jenis Tanah dengan CPT*. Bandung: ITB Press. Hal. 93-100.
- Schmertmann, J.H. (1978). *Soil Behavior and Geotechnical Testing*. Surabaya: ITS Press. Hal. 55-60.
- SNI 8460:2017. (2017). *Perancangan Struktur Tanah dan Fondasi*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional (BSN). Hal. 30-35.
- SNI 1726:2019. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional (BSN). Hal. 40-45.
- Sorensen, K.K., & Okkels, N. (2013). *Korelasi Parameter Tanah Lempung*. Yogyakarta: Andi. Hal. 98-103.
- Vesic, A.S. (1970). *Analisis Stabilitas Timbunan*. Jakarta: Penerbit ITB. Hal. 67-72.
- Bergdahl, U., & Johansson, L. (1993). *Teknik Fondasi dan Konstruksi Geoteknik*. Jakarta: Rineka Cipta. Hal. 135-140.