

**PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH PADA RUAS  
JALAN TOL SAMARINDA-BALIKPAPAN  
SEGMENT 2 STA 06+525 – 06+650**

***DESIGN OF RETAINING WALL AT SAMARINDA-  
BALIKPAPAN TOLL ROAD SEGMENT 2  
STA 06+525 – 06+650***

**Amir Wardana<sup>1)</sup>, Priyo Suroso<sup>2)\*</sup>, Budi Nugroho<sup>3)</sup>, Raudah Ahmad<sup>4)</sup>, Aiun Hayatu<sup>5)</sup>**  
 amirwardana34@gmail.com<sup>1)</sup>, priyo.suroso@ymail.com<sup>2)</sup>, [budinugroho@polnes.ac.id](mailto:budinugroho@polnes.ac.id)<sup>3)</sup>,  
[raudah@polnes.ac.id](mailto:raudah@polnes.ac.id)<sup>4)</sup>, [aiun.hayatu@polines.ac.id](mailto:aiun.hayatu@polines.ac.id)<sup>5)</sup>

<sup>1,2,3,4</sup>Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda

<sup>5</sup>Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Semarang

<sup>1,2,3</sup>Jl. Cipto Mangunkusumo Kampus Gunung Panjang, Kota Samarinda 75131, Kalimantan Timur

<sup>4</sup>Jl. Prof. Soedarto, Tembalang, Kec. Tembalang, Kota Semarang 50275, Jawa Tengah

Korespondensi Naskah : Priyo Suroso

**INTISARI**

Perancangan dinding penahan tanah (DPT) pada proyek pembangunan ruas jalan tol Samarinda-Balikpapan STA 06+525 – STA 06+650 dilakukan sebagai suatu penanganan dalam mengatasi kelongsoran tanah timbunan lapisan jalan. Perhitungan ini bertujuan untuk menganalisa stabilitas lereng, menentukan tipe DPT yang sesuai, menentukan dimensinya, menghitung beban yang bekerja, menganalisa kontrol stabilitas geser, guling, daya dukung tanah, retaknya konstruksi, dan stabilitas lereng setelah penanganan dengan DPT serta menghitung penulangannya. Perhitungan stabilitas lereng menggunakan metode irisan Fellenius (1927), koefisien tekanan tanah lateral dengan mempertimbangkan pengaruh gempaberdasarkan RSNI 2833;2013, daya dukung tanah menggunakan teori Vessic (1975), kapasitas dukung tiang pancang menggunakan teori Briaud et al (1985) dan penulangan menggunakan SNI 03-2847-2002. Angka keamanan bidang longsor paling kritis 1,7 dengan tinggi 4,5m dari muka tanah, maka direncanakan DPT tipe kantilever dengan dimensi H=5m, B=3,5m. Didapatkan nilai  $FK_{geser} = 1,87$ ;  $FK_{guling} = 2,84$ ;  $FK_{DDT} = 0,78$ ; Kontrol retak badan DPT diperoleh tegangan terjadi 854,57 kN/m<sup>3</sup>, kaki DPT dengan tegangan geser = 478,55 kN/m<sup>2</sup> dan tegangan tarik = 2459,50 kN/m<sup>2</sup>, sedangkan tumit DPT memiliki tegangan geser = 207,76 kN/m<sup>2</sup> dan tegangan tarik = 2185,98 kN/m<sup>2</sup>; FK minimum stabilitas lereng setelah penanganan = 2,20. Digunakan pondasi tiang pancang *spun pile prestressed* untuk menambah daya dukung tanah dengan diameter = 40cm, panjang = 14m. Bahan material DPT yang digunakan adalah beton bertulang dengan tulangan momen D22mm, tulangan bagi D16mm dan tulangan geser Ø13mm.

**Kata kunci:** Dinding penahan tanah, Kelongsoran, Stabilitas, Pondasi tiang pancang.

**ABSTRACT**

*Design of retaining wall (DPT) on the Samarinda-Balikpapan toll road construction project STA 06 + 525 - STA 06 + 650 is carried out as a handling in overcoming the*

*landslide of road piles. Calculation of slope stability using the Fellenius slice method (1927), the coefficient of lateral soil pressure by considering the earthquake effect based on RSNI 2833; 2013, the carrying capacity of the soil using Vessic theory (1975), reaction offoundation soil using the theory of Briaud et al (1985) and repeability using SNI 03-2847-2002. The most critical area of landslide safety is 1.7 with a height of 4.5m from the ground, so cantilever type of retaining wall is planned with dimensions of  $H = 5m$ ,  $B = 3.5m$ . Safety factor of sliding = 1.87; Overturning = 2.84; Reaction of foundation soil = 0.78; Retaining wall body have compressive stress is  $854.57 \text{ kN} / m^3$ , retaining wall too with shear stress =  $478.55 \text{ kN} / m^2$  and tensile stress =  $2459.50 \text{ kN} / m^2$ , while the heel retaining wall has a shear stress =  $207.76 \text{ kN} / m^2$  and tensile stress =  $2185.98 \text{ kN} / m^2$ ; Safety factor critical stability of slopes after handling = 2.20. Spun pile prestressed foundation was used to strengthen the reaction of foundation soil with diameter = 40cm, length = 14m. DPT material used is reinforced concrete with re-bar D22mm, distribution bar for D16mm and  $\emptyset 13mm$  shear reinforcement.*

**Keywords:** Retaining wall, Landslide, Stability, Pile foundation.

## PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Ruas jalan tol Samarinda – Balikpapan, merupakan jalan alternatif bebas hambatan yang menghubungkan dua kota terbesar di Provinsi Kalimantan Timur yakni Kota Samarinda dan Balikpapan. Tujuan dibangunnya jalan tol ini ialah meningkatkan pelayanan distribusi barang dan jasa guna menunjang pertumbuhan ekonomi, mempersingkat waktu tempuh dan diharapkan dapat menjadi cikal bakal ruas jalan trans Kalimantan.

Proyek pembangunan jalan tol ini dibagi dalam beberapa tahap, tahap I dilaksanakan tahun 2011-2013 yang dibagi dalam 5 paket. Sedangkan Tahap II istilah paket diubah menjadi seksi, dilaksanakan mulai tahun 2015 dan dijadwalkan akan selesai pada akhir tahun 2018. Pada seksi satu, pengerjaannya dibagi menjadi lima segmen. Pada segmen dua yang dikerjakan oleh PT. Bangun Cipta Kontraktor terjadi kelongsoran tanah timbunan di sepanjang salah satu sisi jalan yakni arah dari Kota Balikpapan - Kota Samarinda tepatnya pada STA 06+525 – STA 06+650. Tanah timbunan jalan yang sudah dikerjakan ini mengalami kelongsoran dengan turun memenuhi sisi samping bawah rencana jalan. Berdasarkan data potongan melintang yang diperoleh dari PT. Bangun Cipta Kontraktor diketahui tanah timbunan memiliki ketinggian rata-rata 8 m dari elevasi asli dan berdasarkan data pengujian SPT diketahui jenis tanah berupa lempung merah berpasir yang bersifat lunak.

Kelongsoran ini dapat disebabkan oleh kondisi tanah yang kurang baik terlebih lagi timbunan cukup tinggi.

Hal ini tentunya bisa sangat membahayakan pengguna jalan tol Samarinda-Balikpapan apabila kelongsoran kembali terjadi akibat ketidakstabilan timbunan sebagai lapisan jalan. Akibat hal tersebut, maka tujuan pembuatan jalan tol ini untuk mewujudkan transportasi yang aman, nyaman dan memiliki konstruksi yang awet tidak dapat tercapai. Oleh karena itu diperlukan suatu solusi sebagai penanganan terhadap kelongsoran timbunan tersebut, salah satunya dengan membangun konstruksi dinding penahan tanah.

Menurut Sosrodarsono dan Nakazawa (2000) dinding penahan tanah merupakan suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng dimana kestabilannya tidak dapat dijamin oleh lereng itu sendiri. Dalam pemilihan tipe dinding penahan tanah harus mempertimbangkan segala aspek teknis yang berkaitan dengan kondisi di lapangan, seperti kondisi tanah dan ketinggian lereng. Secara umum perancangan dinding penahan tanah harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan persyaratan lain seperti: aman terhadap geser, guling, daya dukung tanah, retak (*crack*) dan aman terhadap stabilitas lereng serta harus memenuhi persyaratan standar dimensi dinding penahan tanah sesuai dengan tipenya. Tujuan dari penelitian ini adalah dapat merencanakan dinding penahan tanah sebagai penanggulangan pada tanah

timbunan Kota Balikpapan - Kota Samarinda tepatnya pada STA 06+525 – STA 06+650 menggunakan metode LEM (*limit equilibrium method*).

**LANDASAN TEORI**

**Longsor**

Gerakan tanah/longsor adalah perpindahan massa tanah/batuan pada arah tegak, mendatar atau miring dari kedudukan semula (Direktorat Jendral Bina Marga, 2004). Pada permukaan tanah yang tidak horizontal, tanah cenderung turun ke bawah yang dipengaruhi oleh gaya gravitasi. Jika gaya ini sedemikian besar sehingga perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsoranya terlampaui, maka akan terjadi kelongsoran lereng (Hardiyatmo, 2003).

Klasifikasi longsor oleh Coates (1977) dalam Zakaria (2009), dibagi dalam tiga jenis, yaitu gelincir (*slide*), jatuhan (*fall*), dan aliran (*flow*).

**Analisa Stabilitas Lereng**

Analisa stabilitas lereng, ialah suatu analisis untuk menentukan faktor aman dari bidang longsor yang potensial (Hardiyatmo, 2003). Dalam analisis stabilitas lereng terdapat dua metode yang digunakan yaitu metode keseimbangan batas (*Limit Equilibrium Method*) dan metode elemen hingga (*Finite Element Method*).

LEM (*Limit Equilibrium Method*) adalah metode yang menggunakan keseimbangan gaya. Metode ini didahului dengan mengasumsi bidang-bidang kelongsoran yang dapat terjadi. Metode LEM ini disebut juga metode irisan (*method of slice*). Untuk menghitung faktor aman lereng, dapat digunakan metode irisan berdasarkan metode Fellenius.

Dalam Hardiyatmo (2003), analisis stabilitas lereng cara Fellenius (1927) menanggapi gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah tegak lurus bidang.

Analisa stabilitas lereng ini dilakukan pada beberapa bidang longsor yang berbeda-beda dengan *cartrial and error*, lalu dapat diketahui angka keamanan (*safety factor*) dari masing-masing bidang longsor tersebut. Sehingga dapat ditentukan bidang longsor

yang paling kritis untuk digunakan dalam menentukan perletakan dinding penahan tanah. Bidang longsor yang paling kritis mempunyai angka keamanan dibawah 1,2 menurut Hardiyatmo (2014).

Dalam Hardiyatmo (2003), faktor aman (FK) didefinisikan sebagai:

$$FK = \frac{\text{Jumlah momen penahan}}{\text{Jumlah momen penggerak}}$$

$$FK = \frac{\sum [(c \cdot \Delta L) \cdot R] + [(W \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg } \phi) \cdot R]}{\sum (W \cdot \sin \alpha) \cdot R}$$

**Dinding Penahan Tanah**

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat dimana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri, dipengaruhi oleh kondisi gambaran topografi tempat itu (Sosrodarsono dkk., 2000).

Terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, yaitu dinding penahan balok batu, penahan tipe gravitasi dan semi gravitasi, dinding penahan beton sandaran, dinding penahan kantilever, penyokong (*counterfort*).

**Perancangan Dinding Penahan Tanah**

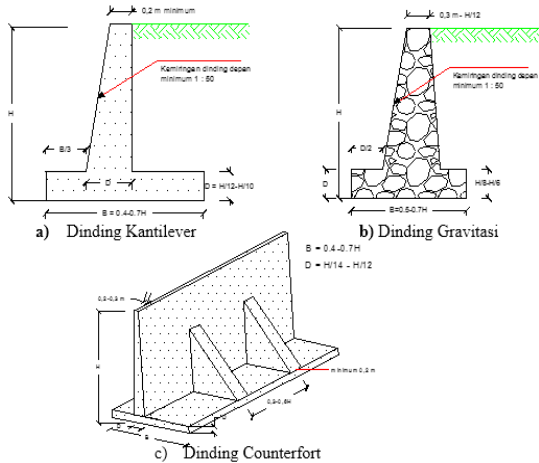
Secara umum, langkah-langkah hitungan perancangan struktur dinding penahan tanah dapat dilakukan sebagai berikut (Hardiyatmo, 2014):

1. Menganalisis stabilitas lereng (kontrol terhadap kelongsoran);
2. Dipilih bentuk dinding penahan tanah, termasuk memilih dimensi dinding vertikal tebal, dan lebar pelat fondasi. Tabel berikut dapat dijadikan pertimbangan dalam menentukan tipe:

Jenis	Tinggi (m)		
	5	10	15
Tembok penahan batu / pasangan	efektif (1-5)		
Tembok penahan tipe gravitasi	efektif (2-5)		
Tembok penahan tipe balok kantilever		efektif (3-10)	
Tembok penahan dengan dinding penopang		efektif (6-12)	

Sumber : Sosrodarsono dkk, 2000

Sedangkan syarat dimensi dinding penahan tanah berdasarkan tipenya ditunjukkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Syarat dimensi dinding penahan tanah berdasarkan tipenya

3. Menghitung gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah;
4. Menentukan letak resultan gaya-gaya yang bekerja yang selanjutnya digunakan untuk perhitungan kestabilan dinding penahan tanah terhadap penggulingan, penggeseran & retaknya konstruksi (*crack*) dan dipastikan aman terhadap faktor aman yang ditentukan;
5. Menghitung tekanan tanah yang terjadi pada dasar pondasi;
6. Menghitung pondasi berdasarkan kekuatan tanahnya dan beban yang diterima, dilanjutkan perhitungan penulangan dinding penahan tanah.

**Tekanan Tanah Lateral**

Tekanan tanah lateral, adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah (Hardiyatmo, 2003). Tekanan tanah yang diperhitungkan dalam merencanakan dinding penahan tanah berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Koefisien tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menggunakan teori Rankine dan Coulomb. Teori Coulomb (1776) memperhatikan pengaruh gesekan antara dinding penahan tanah dengan tanah urug dibelakangnya. (Hardiyatmo, 2003). Perhitungan tekanan tanah lateral perlu memperhitungkan ketahanan terhadap pengaruh beban gempa pada struktur dinding penahan tanah, dalam RSNI 2833:2013 disebutkan perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang

penting dalam pembangunan konstruksi jembatan. perhitungan ini menggunakan pendekatan yang diusulkan oleh Mononobe-Okabe.

Adapun persamaan untuk tekanan tanah aktif akibat beban gempa menurut Mononobe-Okabe dalam Das (1993) yaitu sebagai berikut:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1-K_v) \cdot K_{ae}$$

Persamaan koefisien tekanan tanah aktif seismik menurut Mononobe-Okabe:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \theta + \alpha) \left( 1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \alpha) \cos(\beta - \alpha)} \right)^2}$$

Sedangkan jarak titik resultan gaya  $P_{ae}$  terhadap dasar dinding penahan yaitu:

$$y = \frac{P_a \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0,6H)}{P_{ae}}$$

Persamaan untuk tekanan tanah pasif akibat beban gempa menurut Mononobe-Okabe dalam Das (1993) yaitu sebagai berikut:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1-K_v) \cdot K_{pe}$$

Persamaan koefisien tekanan tanah pasif seismik menurut Mononobe-Okabe :

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \theta - \alpha) \left( 1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta + \beta)}{\cos(\delta + \theta - \alpha) \cos(\beta - \alpha)} \right)^2}$$

Sedangkan jarak titik resultan gaya  $P_{pe}$  terhadap dasar dinding penahan yaitu :

$$y = \frac{P_p \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{pe}(0,6H)}{P_{pe}}$$

**Beban Yang Bekerja Diatas Tanah Urug**

Beban yang bekerja diatas tanah urug/struktur akan berbeda pengaruhnya pada tanah, pengaruh beban tersebut akan sesuai dengan bentuk beban itu sendiri. Pengaruh beban diatas tanah urug menurut Hardiyatmo (2014) dibagi menjadi 4 beban yaitu beban terbagi rata, titik, garis, dan merata memanjang sebagai berikut:

1. Beban Terbagi Rata

Tekanan akibat beban terbagi rata pengaruh tanah setebal 0,6 m ialah:

$$q = 0,6 \times \gamma_{\text{tanah}}$$

2. Beban Garis

Tekanan tanah lateral akibat beban garis menurut Terzaghi (1954) ialah:

$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}, \text{ untuk } m > 0,4$$

$$\sigma_h = \frac{q}{H} \frac{0,203 n}{(0,16 + n^2)^2}, \text{ untuk } m \leq 0,4$$

3. Beban Terbagi Rata Memanjang

Tekanan tanah akibat beban terbagi rata memanjang menurut Terzaghi (1943) ialah:

$$\sigma_h = \frac{2q}{H} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

**Stabilitas Dinding Penahan Tanah**

Menurut Surendro (2015) didalam perencanaan dinding penahan tanah harus mampu memenuhi bahaya geser, guling, dan tidak terjadi keruntuhan.

1. Stabilitas Terhadap Penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan ditetapkan >1,5 untuk tanah dasar granular dan > 2 untuk tanah kohesif, dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_{gl} = \frac{\sum M_{\text{omen Perlawanan}}}{\sum M_{\text{omen pengguling}}} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

2. Stabilitas Terhadap Penggeseran

Faktor aman terhadap penggulingan ditetapkan > 1,5 untuk tanah dasar granular dan > 2 untuk tanah kohesif, dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_{gs} = \frac{\sum \text{Gaya Penahan Geser}}{\sum \text{Gaya Horizontal}} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h}$$

3. Daya Dukung Tanah

Perhitungan kapasitas dukung menggunakan teori Vessic (1975):

$$Q_u = dciccN_c + dqiqD\gamma N_q + d\gamma i\gamma 0,5B\gamma N_\gamma$$

Faktor keamanan didefinisikan dalam Hardiyatmo (2014) sebagai:

$$F_{ddt} = \frac{q_u}{q} \geq 3$$

**Stabilitas Kekuatan Konstruksi Dinding Penahan Tanah**

Menurut Surendro (2015), setiap bagian konstruksi dinding penahan tanah yang rawan retak perlu dilakukan pengecekan kekuatannya, bagian yang diperkirakan mudah retak ialah: badan, kaki, tumit.

1. Stabilitas Kekuatan Badan

Besarnya tegangan yang terjadi pada badan dinding penahan tanah ialah:

$$\sigma_{\text{mak}} = \frac{V}{A} + \frac{M}{I_{bx^2 \cdot by}} \text{ atau } \sigma_{\text{mak}} = \frac{V}{b \cdot L} + \frac{M}{I_{bx^2 \cdot L}} \leq \sigma'_{bk}$$

2. Stabilitas Kekuatan Kaki / Tumit

Stabilitas kekuatan kaki / tumit ditinjau terhadap kekuatan geser dan tarik dinding penahan tanah, dengan persamaan :

Kekuatan Geser:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{D}{d \cdot L}$$

Kekuatan Tarik:

$$\sigma = \frac{M}{\frac{1}{6} L \cdot d^2}$$

**Pondasi Tiang**

Secara umum pemakaian pondasi tiang dipergunakan apabila tanah dasar di bawah bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan, dan juga letak tanah keras yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat dari beban bangunan terletak pada posisi yang sangat dalam (Surendro, 2015).

Kapasitas ultimit tiang didefinisikan:

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) didefinisikan:

$$Q_a = Q_u / SF$$

Kapasitas ujung tiang berdasarkan data SPT menurut Briaud et al. (1985):

$$Q_b = A_b (19,7 \cdot \sigma_r \cdot N_{60}')^{0,36}$$

Sedangkan kapasitas gesek tiang:

$$Q_s = A_s (0,224 \cdot \sigma_r \cdot N_{60}')^{0,29}$$

Kapasitas ujung tiang berdasarkan data Laboratorium menurut Terzaghi (1943):

$$Q_b = A_b \cdot (1,3 \cdot c \cdot N_c + L \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma)$$

Kapasitas gesek tiang berdasarkan data Laboratorium dengan parameter sudut gesek

$$Q_{s1} = K \cdot d \cdot P_o \cdot \text{tg } \delta \cdot A_s$$

Sedangkan dengan parameter kohesi:

$$Q_{s2} = \alpha \cdot c \cdot A_s$$

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 mn'}$$

Besarnya beban maksimum kelompok tiang ( $Q_g$ ) harus > dari beban aksial tiang ( $P_{maks}$ ) atau ( $P_{maks} < Q_g$ )

$$P_{\text{max}} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_i}{\sum x^2}$$

**Penulangan Dinding Penahan Tanah**

Rancangan penulangan beton mengacu pada peraturan “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)”.

Gaya lintang dan momen terfaktor:

Momen

$$M_u = 0,5\gamma y^2 K_a \left(\frac{y}{3}\right)(1,2) + 0,5 q y^2 K_a (1,6)$$

Gaya Lintang Terfaktor

$$V_u = 0,5\gamma y^2 K_a(1,2) + q y K_a (1,6)$$

Kebutuhan tulangan geser:

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\right) b_w d$$

$$\phi V_n = \phi V_c + V_u$$

Kebutuhan tulangan momen:

$$\left(-\frac{1}{2} \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b\right) a^2 + (0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$a = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 a_1 c}}{2 \cdot a_1}$$

Luas Penampang (As):

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_s}$$

Jumlah Tulangan (n):

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

Jarak Antar Tulangan (s):

$$s = \frac{\text{Jarak perimeter}}{n-1}$$

**METODOLOGI PENELITIAN**

**Analisa Permasalahan**

Berdasarkan penjelasan yang telah dijelaskan pada latar belakang, maka dapat disimpulkan diperlukannya perencanaan dinding penahan tanah guna mengatasi kelongsoran pada lokasi yang ditinjau.

**Pengumpulan Data**

1. Data Primer

Menurut Kriyantono (2006), data primer adalah data yang diperoleh dari sumber data pertama atau tangan pertama di lapangan. Data primer pada perencanaan dinding penahan tanah meliputi foto lokasi penelitian.

2. Data Sekunder

Menurut Kriyantono (2006), data sekunder adalah data yang diperoleh dari sumber kedua atau sumber sekunder. Lokasi penelitian ini berada pada ruas jalan tol Samarinda-Balikpapan Segmen 2 STA 06+525 – 06+650.



**Gambar 2.** ruas jalan tol Samarinda-Balikpapan Segmen 2 STA 06+525 – 06+650

Data pengujian tanah yang dibutuhkan dalam perancangan dinding penahan tanah ditampilkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Data pengujian tanah

No. BH	Elevasi (m)	$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	Simbol tanah	Nama tanah
BH 01 (Elev. 29.00)	-(29,00 – 24,00)	17	10,3	12	SC	Clayey sand
	-(24,00 – 19,00)	17,7	11,0	14	CL	Clay
	-(19,00 – 14,00)	17,3	13,4	20	CL	Clay
BH 02 (Elev. 25.50)	-(25,50 – 20,50)	17,6	12,3	16	CL	Clay
	-(20,50- 15,50)	17,5	11,9	15	CL	Clay
	-(15,50 – 10,50)	17,8	12,6	17	CL	Clay

Sumber : Laboratorium Teknik Sipil POLNES, 2017

**Tahapan Perencanaan**

Adapun tahapan perencanaan dalam penelitian ini ditunjukkan pada Gambar 2 dan Gambar 3.

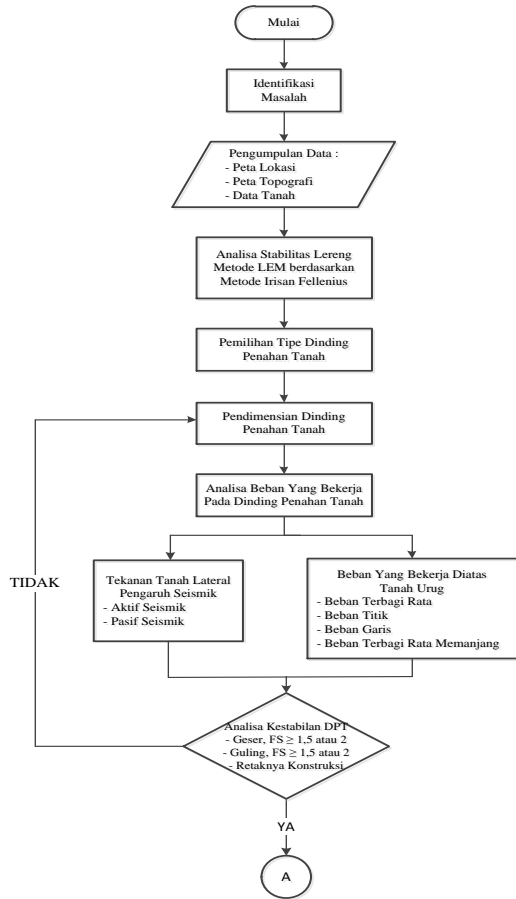
**PEMBAHASAN**

**Analisa Stabilitas Lereng Kondisi Asli (Existing)**

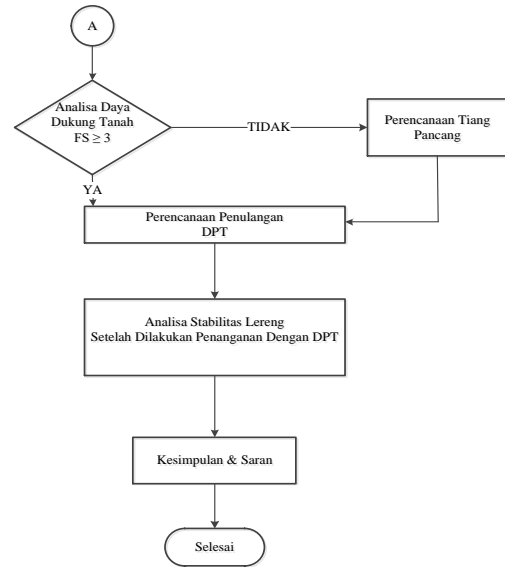
Dari hasil analisa lereng pada 10 bidang longsor diperoleh hasil dalam Tabel 1.

Tabel 1 Hasil analisa lereng pada 10 bidang longsor

TRIAL	R (Jari-Jari)	L (Lebar)	Keterangan	Faktor Keamanan
1	19.91	16.08		3.95
2	36.59	35.27		5.34
3	26.22	16.44		1.83
4	41.15	35.83		2.81
5	43.52	33.03		2.14
6	24.03	17.10		2.59
7	38.29	20.36		2.21
8	27.14	19.26		1.71
9	74.06	26.50		2.23
10	60.76	26.41		1.92



Gambar 2. Bagan Alir Penelitian

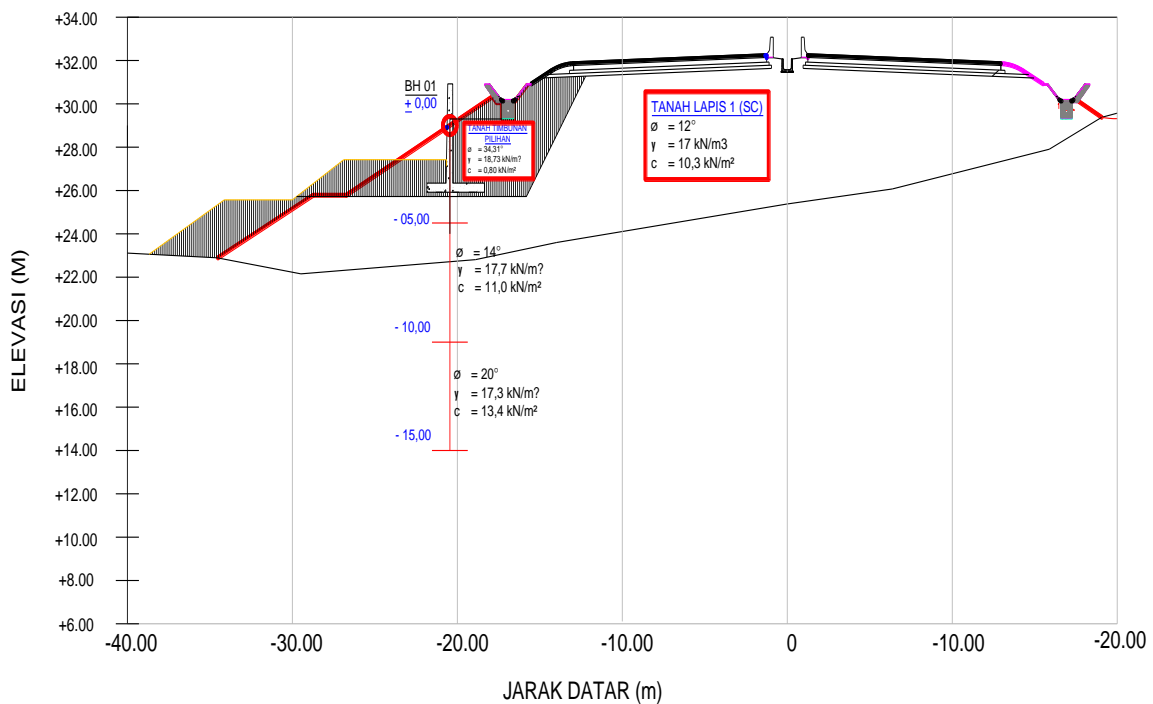


Gambar 3. Bagan Alir Penelitian

Diperoleh bidang longsor paling kritis dengan angka keamanan 1,71, maka digunakan sebagai pertimbangan dalam menentukan tipe dan tinggi dinding penahan tanah.

**Perencanaan Dinding Penahan Tanah**

Dinding penahan tanah direncanakan ditempatkan seperti Gambar 4.



Gambar 4. Rencana Penempatan dinding penahan tanah

**Perencanaan Dinding Penahan Tanah**

Dinding penahan tipe kantilever dipilih karena memiliki beberapa keunggulan seperti tinggi konstruksi dapat mencapai 10 m dan kemandapan konstruksi diperoleh dari berat sendiri struktur serta berat tanah diatas tumpukan struktur.

Dimensi dinding penahan tanah direncanakan sebagai berikut :

- H = 5,00 m                      D = 0,50 m
- B = 3,50 m                      b1 = 0,30 m
- h1 = 4,50 m                      b2 = 1,20 m
- b3 = 0,40 m                      b4 = 1,90 m

**Perhitungan Tekanan Tanah Lateral**

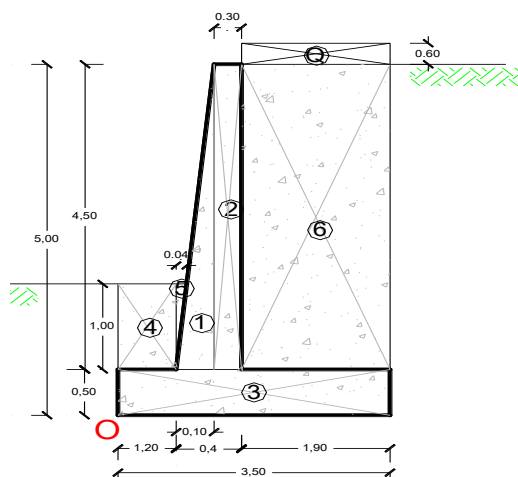
Dari hasil perhitungan diperoleh tekanan tanah aktif seismik (Paeh) = 67,5616 kN, Jarak titik resultan gaya ke dasar (Ya) = 1,8396 m, Momen guling (Mgl) = 114,5132 kN.m

Tekanan tanah pasif seismik P (Ppeh) = 169,8606 kN, Jarak titik resultan gaya ke dasar (Ya) = 0,4772 m, Momen guling (Mthn) = 81,0611 kNm.

**Rekapitulasi Perhitungan Beban**

Dari perhitungan beban yang meliputi tekanan tanah, beban terbagi rata, beban garis, beban rata memanjang, diperoleh gaya horizontal aktif = 131,8645 kN, momen guling = 275,8461 kNm.

**Perhitungan Berat dan Momen**



Gambar 5. Dimensi Dinding penahan tanah

Dari hasil perhitungan diperoleh total berat dinding penahan tanah (ΣW) sebesar =

287,4475 kN, momen tahan pengaruh berat sendiri (ΣMT) struktur = 609,3231 kN.m

**Kontrol Stabilitas Dinding**

**a). Stabilitas Terhadap Geser**

$$FK_{geser} = \frac{\sum Rh}{\sum Pah} > 1,5$$

$$= \frac{246,3087}{131,8645} > 1,5$$

$$= 1,87$$

**b). Stabilitas Terhadap Guling**

$$FK_{guling} = \frac{\sum MT}{\sum Mgl} > 1,5$$

$$= \frac{782,2973}{275,8461} > 1,5$$

$$= 2,84$$

**c). Daya Dukung Tanah**

$$qult = ( dc \cdot Ic \cdot Cd \cdot Nc ) + ( dq \cdot Iq \cdot Df \cdot \gamma \cdot Nq ) + ( d\gamma \cdot I\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N\gamma )$$

$$= ( 1,17 \cdot 0,54 \cdot 10,30 \cdot 9,39 ) + ( 1,11 \cdot 0,70 \cdot 1,50 \cdot 17 \cdot 3,06 ) + ( 1 \cdot 0,52 \cdot 0,50 \cdot 3,50 \cdot 17 \cdot 0,179 )$$

$$= 149,4899 \text{ kN/m}^2$$

$$Qmak = \frac{\sum V}{B} (1 + \frac{6e}{B})$$

$$= \frac{385,37}{3,50} (1 + \frac{6 \cdot (0,44)}{3,50})$$

$$= 192,3618 \text{ kN/m}^2$$

$$FK_{ddt} = \frac{qult}{q}$$

$$= \frac{149,49}{192,36}$$

$$= 0,78 < 3 \text{ (Tidak Aman!)}$$

Karena tidak memenuhi faktor aman, maka digunakan perkuatan dengan tiang pancang.

**Kontrol Retaknya Konstruksi**

**a). Kontrol Retak Bagian Kaki Depan**

Kontrol Terhadap Geser:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{D}{h \cdot 2 \cdot L}$$

$$= \frac{3}{2} \cdot \frac{159,51}{0,50 \cdot 1,00}$$

$$= 478,5532 \text{ kN/m}^2 < \tau_{ijin} = 1870,6 \text{ kN/m}^2$$

Kontrol Terhadap Tarik:

$$\sigma_{tarik} = \frac{M}{W}$$

$$= \frac{102,4792}{0,0417}$$

$$= 2459,5009 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{ijin} = 623,54$$



**b). Kontrol Retak Bagian Tumit**

Kontrol Terhadap Geser:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{D}{h^2 \cdot L}$$

$$= \frac{3}{2} \cdot \frac{69,25}{0,50 \cdot 1,00^2}$$

$$= 207,7597 \text{ kN/m}^2 < \tau_{ijin} = 1870,6 \text{ kN/m}^2$$

Kontrol Terhadap Tarik:

$$\sigma_{tarik} = \frac{M}{W}$$

$$= \frac{91,08}{0,0417}$$

$$= 2185,9855 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{ijin} = 623,54$$

Dalam PBI (1971) apabila tegangan tarik melebihi tegangan ijin, maka beton diperhitungkan sebagai beton bertulang.

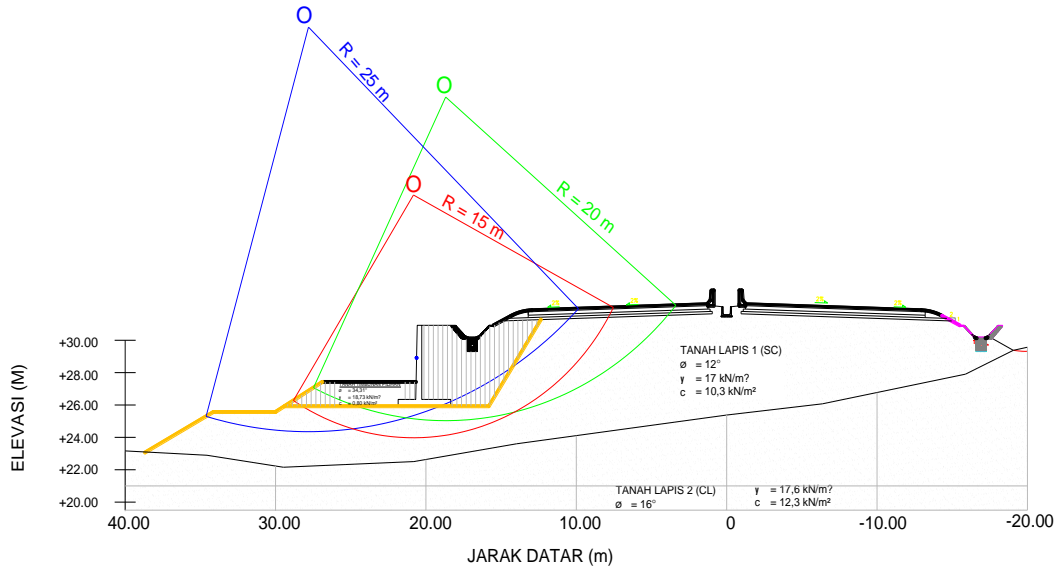
**c). Kontrol Retak Bagian Badan**

$$\sigma' = \frac{\Sigma V}{L \cdot b^3} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \cdot L \cdot b^3^2}$$

$$= \frac{39,38}{1,00 \cdot 0,40^3} + \frac{20,16}{\frac{1}{6} \cdot 1,00 \cdot 0,40^2}$$

$$= 854,5720 \text{ kN/m}^2 < 30000 \text{ kN/m}^2$$

**Analisa Stabilitas Lereng Setelah Penanganan Dengan DPT**



**Gambar 6.** Analisa stabilitas lereng setelah penanganan dengan Dinding penahan tanah

Dari hasil analisa lereng setelah penanganan pada 3 bidang longsor diperoleh hasil sebagai berikut:

Percobaan	Radius (m)	Syarat Faktor Keamanan	Faktor Keamanan Setelah Perkuatan	Keterangan
1	15	1.2	2.355	<span style="color: red;">—————</span>
2	20	1.2	2.907	<span style="color: green;">—————</span>
3	25	1.2	2.185	<span style="color: blue;">—————</span>

**Perhitungan Pondasi Tiang Pancang**

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang berdasarkan data SPT dan laboratorium

Diketahui:

- Diameter tiang (D) = 0,40 m
- Panjang tiang (L) = 14 m
- Jarak antar tiang (s) = 1 m
- Jumlah baris tiang (m') = 1
- Jumlah tiang dalam baris (n') = 3

a) Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Berdasarkan uji SPT:

Tahanan Ujung Tiang (Qb) :

$$Q_b = A_b \cdot f_b$$

$$f_b = 19,7 \cdot \sigma_r \cdot (N60')^{0,36}$$

$$= 19,7 \cdot 100 \cdot (23)^{0,36}$$

$$= 6115,1029 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_b = A_b \cdot f_b$$

$$= 0,12 \cdot 6115,10$$

$$= 768,4465 \text{ kN}$$

Tahanan Gesek Tiang (Qs):

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$f_s = 0,224 \cdot \sigma_r \cdot (N60')^{0,29}$$

$$= 0,224 \cdot 100 \cdot (23)^{0,29}$$

$$= 55,7867 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = A_s \cdot f_s$$

$$= 17,59 \cdot 55,79$$

$$= 981,4517 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Ultimit (Qu):

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= 768,4465 + 981,4517 - 26,7400$$

$$= 1723,1582 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{1723,16}{2,5}$$

$$= 689,2633 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Tiang Tunggal (Qa):

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{1723,16}{2,5}$$

$$= 689,2633 \text{ kN}$$

Efisiensi Tiang Pancang:

$$\theta = \arctan \frac{D}{s}$$

$$= \arctan \frac{0,40}{1,00}$$

$$= 21,8014$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m' + (m' - 1)n'}{90 m'n'}$$

$$= 1 - 21,80 \frac{(3 - 1)1 + (1 - 1)3}{90 \cdot 1,3}$$

$$= 0,8385$$

Kapasitas Dukung Ultimit Kelompok Tiang

$$Q_{ag} = E_g \times Q_a$$

$$= 0,84 \times 689,26$$

$$= 577,9528 \text{ kN}$$

Berdasarkan uji laboratorium :

Tahanan Gesek Tiang Dari Kohesi (Qs1):

Lapisan	Kedalaman (m)	Cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$f_b$ $f_b = C_u \cdot \alpha$	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (kN)
1	0 - 1.92	10.30	1.00	10.30	2.41	24.85
2	1.92 - 6.92	11.00	1.00	11.00	6.28	69.11
3	6.92 - 14	13.40	1.00	13.40	8.90	119.22
Qs total						213.1860

Tahanan Gesek Tiang Dari Sudut Gesek (Qs2):

Lapisan	Kedalaman (z) (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Po' z \cdot \gamma$	Kd	$\phi$	$\delta$	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (kN)
1	0 - 1.92	17.00	32.64	1	12	12.00	2.41	16.7392
2	1.92 - 6.92	17.70	121.14	1	14	14.00	6.28	189.7748
3	6.92 - 14.00	17.30	243.62	1	20	20.00	8.89	788.9129
Total =								995.4269

Tahanan gesek total (Qs) :

$$= Q_{s1} + Q_{s2}$$

$$= 213,1860 + 995,4269$$

$$= 1208,6129 \text{ kN}$$

Tahanan ujung (Qb) :

$$Q_b = A_b \cdot (1,3 \cdot c_b \cdot N_c) + (\gamma \cdot L \cdot N_q) + (0,4 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma)$$

$$= 0,1257 \cdot ((1,3 \cdot 13,40 \cdot 14,82) + (17,80 \cdot 14 \cdot 5,6) + (0,4 \cdot 17,30 \cdot 0,40 \cdot 3,5))$$

$$= 204,0995 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Ultimit (Qu):

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= 204,0995 + 1208,6129 - 26,7400$$

$$= 1385,9724 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{1385,97}{2,5}$$

$$= 554,3890 \text{ kN}$$

Kapasitas Dukung Ultimit Kelompok Tiang = 0,84 x 554,39

Q<sub>ag</sub> = E<sub>g</sub> x Q<sub>a</sub> = **464,8597 kN**

No	Kapasitas Daya Dukung Aksial Tiang Pancang	Kapasitas Maksimum Tiang Tunggal Dalam Kelompok Tiang (Q <sub>ag</sub> )	Satuan
1	Berdasarkan Uji SPT	577.9528	kN
2	Berdasarkan Uji Laboratorium	464.8596	kN
	Daya Dukung Terkecil	464.8596	kN

b) Perhitungan P maksimum

ΣW = 385,3671 kN

ΣM<sub>gl</sub> = 275,8461 kN.m

ΣM<sub>T</sub> = 782,2973 kN.m

ΣM<sub>y</sub> = ΣM<sub>T</sub> - ΣM<sub>gl</sub>

= 782,30 - 275,85

= 506,4512 kN.m

ΣX<sup>2</sup> = N<sub>x</sub> . X<sub>maks</sub><sup>2</sup>

= 2 . 1,0<sup>2</sup>

= 2,00 m<sup>2</sup>

P<sub>maks.</sub> =  $\frac{\Sigma P_v}{n} + \frac{M_y \cdot X_{maks}}{\Sigma X^2} < Q_{ag}$

=  $\frac{385,37}{3} + \frac{506,45 \cdot 1,00}{2,00} < 464,8596 \text{ kN}$

= 381,6813 kN < 464,8596 kN

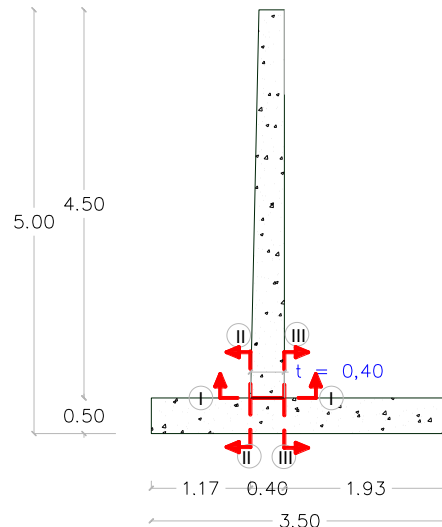
(Aman !)

#### 4.6 Perhitungan Penulangan DPT

Diketahui:

γ <sub>beton</sub>	=	25 kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>tanah urug</sub>	=	18,73 kN/m <sup>3</sup>
D tulangan utama	=	22 mm
D tulangan geser	=	13 mm
D tulangan bagi	=	16 mm
f' <sub>c</sub>	=	25 mPa
f <sub>y</sub> tul.utama	=	400 mPa
f <sub>y</sub> tul.geser	=	240 mPa
bw	=	1000 mm
ε <sub>cu</sub>	=	0,003
E <sub>s</sub>	=	200000 mPa

Pada perhitungan dinding penahan tanah dibagi menjadi 3 potongan, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 7.



Gambar 7. Potongan dinding penahan tanah untuk perhitungan tulangan

a) Penulangan Badan (Potongan I-I)

M<sub>u</sub> = 305,6476 kN.m

V<sub>u</sub> = 159,8332 kN

Tulangan Geser

V<sub>c</sub> =  $(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$

=  $(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 339)$

= 282500 N = 282,50 kN

φV<sub>n</sub> = φV<sub>c</sub> > V<sub>u</sub>

= 0,75 . V<sub>c</sub> > V<sub>u</sub>

= 0,75 . 282,50 > V<sub>u</sub>

= 211,8750 > 159,8332

(Tidak memerlukan tulangan geser!)

Tetap digunakan tulangan geser D13, dengan jarak maksimum sesuai SNI 03-2847-200, yaitu D13-500

Tulangan Momen

M<sub>u</sub> = 305,6476 kN.m

= 305647554,62 N.mm

Rasio penulangan (ρ)

ρ<sub>min</sub> =  $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$

ρ =  $\frac{A_s}{bw \cdot d} = \frac{3081,11}{1000 \cdot 339,00} = 0,0091 > \rho_{min}$

maka digunakan ρ = 0,0136

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0090 \cdot 1000 \cdot 339,00 \\ &= 3081,1116 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 22 mm

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{3081,11}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 22^2} \\ &= 8,10 \approx 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{9-1} = 125 \text{ mm, maka digunakan D 22 - 125 mm}$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0018 \cdot 1000 \cdot 339,00 \\ &= 610,2000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 16 mm

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{610,20}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2} \\ &= 3,035 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{3-1} = 500 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$$

b) Penulangan Kaki Depan (Potongan II-II)

$$M_u = 148,3107 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 229,8148 \text{ kN}$$

Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 439 \\ &= 365833 \text{ N} = 365,8333 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c > V_u \\ &= 0,75 \cdot V_c > V_u \\ &= 0,75 \cdot 365,83 > V_u \\ &= 274,3750 > 229,8148 \end{aligned}$$

(Tidak memerlukan tulangan geser!)

Tulangan Momen

$$\begin{aligned} M_u &= 148,3108 \text{ kN.m} \\ &= 148310660,57 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho &= \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1080,79}{1000 \cdot 439,00} = 0,0026 > \rho_{\min} \end{aligned}$$

maka digunakan  $\rho = 0,0035$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 339,00 \\ &= 1536,5000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 22 mm

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{1536,5000}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 22^2} \\ &= 4,04 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm, maka digunakan D 22 - 250 mm}$$

c) Penulangan Tumit (Potongan III-III)

$$M_u = 124,8529 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 87,8974 \text{ kN}$$

Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= \left(\frac{1}{6}\right) \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 439 \\ &= 365833 \text{ N} = 365,8333 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c > V_u \\ &= 0,75 \cdot V_c > V_u \\ &= 0,75 \cdot 365,83 > V_u \\ &= 274,3750 > 87,8974 \end{aligned}$$

(Tidak memerlukan tulangan geser!)

Tulangan Momen

$$\begin{aligned} M_u &= 124,8529 \text{ kN.m} \\ &= 124852888,30 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho &= \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1080,79}{1000 \cdot 439,00} = 0,0026 > \rho_{\min} \end{aligned}$$

maka digunakan  $\rho = 0,0035$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 339,00 \\ &= 1536,5000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 22 mm

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{1536,5000}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 22^2} \\ &= 4,04 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{5-1} = 250 \text{ mm, maka digunakan D 22 - 250 mm}$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0018 \cdot 1000 \cdot 439,00 \\ &= 790,2000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan diameter 16 mm

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{790,20}{0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2} \\ &= 3,93 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{4-1} = 333,330 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

## PENUTUP

### Kesimpulan

Dari perhitungan dan pembahasan yang dilakukan, maka dapat ditarik beberapa kesimpulan, yaitu:

- Analisa stabilitas lereng menggunakan metode Fellenius (1927) dan diperoleh

- nilai faktor keamanan paling kritis yaitu  $1,71 > 1,2$  dimana nilai ini masih tergolong aman tetapi dilakukan penanganan dengan dinding penahan tanah agar tidak terjadi kelongsoran.
- b. Tipe kantilever dipilih sebagai tipe dinding penahan tanah berdasarkan kelebihan yang dimiliki tipe tersebut dengan dimensi dinding:
    - tinggi keseluruhan dinding penahan tanah = 5,00 m
    - tinggi badan dinding penahan tanah = 4,50 m
    - lebar pelat badan atas dinding penahan = 0,30 m
    - lebar pelat badan bawah dinding penahan = 0,40 m
    - tinggi pelat dasar dinding penahan = 0,50 m
    - lebar pelat dasar dinding penahan = 3,50 m
  - c. Gaya aktif total yang bekerja sebagai tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan tanah sebesar = 131,86 kN yang diperoleh akibat tekanan tanah aktif dibelakang dinding, beban garis, beban terbagi rata, dan beban terbagi rata memanjang.
  - d. Diperoleh angka keamanan terhadap kontrol stabilitas geser yaitu  $1,87 > 1,5$  dan kontrol stabilitas guling yaitu  $2,84 > 1,5$ . Maka nilai faktor keamanan terhadap kontrol stabilitas dinyatakan aman. Untuk kontrol daya dukung tanah diperoleh angka keamanan yaitu  $0,78 < 3$  dan dinyatakan tidak aman. Dengan nilai SF tersebut untuk menambah nilai daya dukung tanah digunakan pondasi *concrete spun pile prestressed* dengan dimensi D40 cm, panjang 14 meter. Setelah dihitung nilai beban maksimum yang terjadi dan nilai daya dukung tiang grup, didapatkan  $P_{maks} = 381,68$  kN dan  $Q_{ag} = 464,86$  kN ( $P_{maks} < Q_{ag}$ ). Sedangkan kontrol retak pada bagian badan dinyatakan aman, dimana tegangan maksimum =  $854,5720$  kN/m<sup>2</sup> < tegangan kuat tekan beton yakni 30000 kN/m<sup>2</sup>, sedangkan untuk bagian kaki depan dinding dinyatakan aman dari retak, dengan tegangan geser yang terjadi =  $478,55$  kN/m<sup>2</sup> < tegangan geser ijin =  $1870,60$  kN/m<sup>2</sup>

dan tegangan tarik yang terjadi =  $2459,50$  kN/m<sup>2</sup> > tegangan tarik ijin =  $623,53$  kN/m<sup>2</sup> dinyatakan tidak aman tetapi dapat dilakukan penanganan dengan memberikan penulangan pada beton, sedangkan untuk kaki belakang juga dinyatakan aman, dengan tegangan geser yang terjadi =  $207,76$  kN/m<sup>2</sup> < tegangan geser ijin =  $1870,60$  kN/m<sup>2</sup> dan tegangan tarik yang terjadi =  $2185,98$  kN/m<sup>2</sup> > tegangan tarik ijin =  $623,53$  kN/m<sup>2</sup>, sedangkan berdasarkan kontrol terhadap stabilitas lereng setelah dilakukan penanganan dengan dinding penahan tanah, diperoleh angka keamanan paling kritis yaitu 2,20 dengan angka keamanan sebelumnya yakni lereng dalam kondisi asli yaitu 1,71

- e. Pada perhitungan penulangan didapatkan hasil sebagai berikut:
  - Mutu beton  $f'_c$  = 25 Mpa
  - Mutu tulangan  $f_y$  = 400 Mpa
  - Penulangan dinding vertikal:

Potongan I-I (Badan Dinding Penahan Tanah)  
 Tulangan pokok = D22 – 125 mm  
 Tulangan bagi = D16 – 450 mm  
 Tulangan geser = D13 – 500mm  
 - Tulangan pelat kaki:  
Potongan II-II (Kaki Depan)  
 Tulangan pokok = D22 – 250mm  
 Tulangan bagi = D16 – 300mm  
Potongan II-II (Kaki Belakang)  
 Tulangan pokok = D22 – 250mm  
 Tulangan bagi = D16 – 300mm

### Saran

Dalam perancangan struktur dinding penahan tanah, diperlukan ketelitian dalam perhitungan dengan memperhatikan keamanan dari struktur yang didesain. Beberapa saran dari penulis dalam perancangan dinding penahan tanah, yaitu:

- a. Sebelum melakukan perhitungan, hendaknya didasari oleh data laboratorium dan data lapangan yang lengkap beserta gambar kerjanya;
- b. Sebaiknya dilakukan perbandingan antara perhitungan manual dengan menggunakan program komputer untuk dapat mengetahui tingkat keakuratan perhitungan.

- c. Pada perhitungan selanjutnya hendaknya dilakukan perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) dari dinding penahan tanah yang direncanakan, agar dapat diketahui berapa biaya yang dipakai dalam pelaksanaan pekerjaannya.

**DAFTAR PUSTAKA**

- Badan Standarisasi Nasional T-02. (2005). *Standar Pembebanan Untuk Jembatan*, Bandung: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional 03-2847. (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung*. Bandung: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional 2833. (2013). *Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. Bandung: Departemen Pekerjaan Umum.
- Das, Braja M. (1993). *Mekanika Tanah Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis*, Jilid 2, Terjemahan Noor Endah Mochtar dan Indra Surya B.Mochtar. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah. (2002). *Panduan Geoteknik 4 Desain dan Konstruksi*. Edisi Pertama. Bandung: Viratama Karya dan Trikarla Cipta.
- Direktorat Bina Teknik. (2004). *Buku Petunjuk Teknis Perencanaan Dan Penanganan Longsor*. Jakarta: Direktorat Jenderal Bina Marga.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. (1971). *Peraturan Beton Bertulang Indonesia*. Bandung: Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik.
- Fatria, A.R (2016). *Analisis Perhitungan Stabilitas Lereng Dengan Metode Fellenius Menggunakan Program PHP*. Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil. Universitas Lampung.
- Google Image. (2018). *Peta Jalan Tol Samarinda Balikpapan*. Google Image [https://www.google.co.id/search?q=peta+jalan+tol+samarindabalikpapan&biw=1525&bih=730&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=dhyT\\_E9o6a1CJM%253A%252CYO5M0q5IDkuNEM%252C%20&usg=\\_\\_qsTfbet20Fhd7vafFlx0iHWxBpM%3D&sa=X&ved=0ahUKEwiX7bn4j6zaAhXLR48KHZ5OCq0O9QEIKzAA#imgsrc=dhyT\\_E9o6a1CJM](https://www.google.co.id/search?q=peta+jalan+tol+samarindabalikpapan&biw=1525&bih=730&tbm=isch&source=iu&ictx=1&fir=dhyT_E9o6a1CJM%253A%252CYO5M0q5IDkuNEM%252C%20&usg=__qsTfbet20Fhd7vafFlx0iHWxBpM%3D&sa=X&ved=0ahUKEwiX7bn4j6zaAhXLR48KHZ5OCq0O9QEIKzAA#imgsrc=dhyT_E9o6a1CJM).
- Hardiyatmo, H.C. (2003). *Mekanika Tanah II*. Edisi Ke Tiga. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C. (2014). *Analisis dan Perancangan Fondasi I*. Edisi Ke Tiga. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C. (2015). *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Edisi Ke Tiga. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Highland dan Johnson. (2004). *Landslide Type and Processes*. United State Geological Survey. Amerika Serikat.
- Kriyantono, R. (2006). *Teknik Praktis Riset Komunikasi*. Jakarta: Jakarta Kencana..
- Lastiasih, Y dan Sari, P.T.K. (2015). *Slope Stability Evaluation Using Limit Equilibrium Method (LEM) and Finite Element Method (FEM) for Indonesia Soft Soil*. Surabaya: Fakultas Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh November.
- Nur, OF dan Hakam, A. (2010). *Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah (Retaining Wall) Akibat Beban Dinamis Dengan Simulasi Numerik*. Padang: Jurusan Teknik Sipil Universitas Andalas.
- Pemerintah Republik Indonesia. (2009). *Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 22 Tahun 2009 Tentang Lalu Lintas dan Angkutan Jalan*. Jakarta.
- Sosrodarsono, S. dan Nakazawa, K. (2000). *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Surendro. B. (2015). *Rekayasa Fondasi Teori dan Penyelesaian Soal*. Cetakan Peratama. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Sunggono, KH. (1984). *Buku Teknik Sipil*. Bandung: Nova.
- Zakaria. Z. (2009). *Analisis Kestabilan Lereng Tanah*. Seri Mata Kuliah Geoteknik. Laboratorium Geologi Teknik. Bandung: Fakultas Teknik Geologi. Universitas Padjadjaran.