

**PERANCANGAN STRUKTUR DINDING PENAHAN TANAH PADA
PEKERJAAN PENANGANAN LONGSORAN JALAN BATU CERMIN
KOTA SAMARINDA**

Jumaidi ¹⁾
Dr. Ir. H. Habir., MT. ²⁾
Suratmi, ST., MT. ³⁾

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas 17 Agustus 1945 Samarinda

ABSTRACT

Landslide are one of the natural disasters that often occur in Indonesia. This is due to geological conditions and processes such as faults, earthquakes, and volcanic activity which continue to this day.

Landslide that occurred on the batu cermin road segment due to rainwater infiltrating into the ground in open slope (without vegetation cover) cause the water content in the soil to increase

The retaining wall is a structure is design and built to withstand lateral soil stress caused by backfill material. The stability of retaining wall is of obtained mainly from its weight and the weight of the soil at the toe and the heel of retaining wall.

The method used in analyzing the stability of retaining wall in the type of counterfort & type buttress is by using Coulomb and Rankine methods, while the method used in analyzing the carrying capacity of the soil occurring using Terzaghi method.

From the calculation results can be concluded that, the stability of the retaining wall in the type of counterfort & buttress type was safe against the stability of the rolling force and the stability of the bearing capacity of the soil, but the stability of the shear force was not sufficient so that the necessary foundation piles to strengthen the structure of the retaining wall .

Keywords: landslide, retaining wall, stability of soil bearing capacity.

INTISARI

Tanah Longsor merupakan salah satu bencana alam yang sering terjadi di Indonesia. Hal ini disebabkan oleh adanya kondisi dan proses geologi seperti patahan , gempa bumi, dan aktivitas vulkanis yang masih terus berlangsung sampai sekarang.

Longsor yang terjadi pada ruas jalan batu cermin akibat air hujan yang berinfiltrasi ke dalam tanah di bagian lereng yang terbuka (tanpa penutup vegetasi) menyebabkan kandungan air dalam tanah meningkat

Bangunan dinding penahan tanah merupakan sebuah struktur yang didesain dan dibangun untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pondasi.

Metode yang digunakan dalam menganalisa stabilitas dinding penahan tanah pada tipe counterfort & tipe buttress adalah dengan menggunakan metode Coulomb dan juga Rankine, sedangkan metode yang digunakan dalam menganalisa daya dukung tanah yang terjadi menggunakan metode Terzaghi.

Dari hasil perhitungan dapat disimpulkan bahwa, Stabilitas dinding penahan tanah pada tipe counterfort & tipe buttress aman terhadap stabilitas gaya guling dan stabilitas daya dukung tanah akan tetapi terhadap stabilitas gaya geser kurang memenuhi sehingga diperlukan pondasi tiang pancang untuk memperkuat struktur dinding penahan tanah tersebut.

Kata kunci : tanah longsor, dinding penahan tanah, stabilitas daya dukung tanah.

PENDAHULUAN

Latar Belakang

Tanah Longsor merupakan salah satu bencana alam yang sering terjadi di Indonesia. Hal ini disebabkan oleh adanya kondisi dan proses geologi seperti patahan, gempa bumi, dan aktivitas vulkanis yang masih terus berlangsung sampai sekarang. Bencana alam tanah longsor adalah salah satu fenomena alam yang dapat terjadi dimanapun dan kapanpun, sehingga dapat menimbulkan kerugian material dan non material bagi kehidupan masyarakat. Bencana alam tanah longsor dapat terjadi karena pola pemanfaatan lahan yang tidak mengikuti kaidah kelestarian lingkungan, seperti gundulnya hutan akibat deforestasi, dan konversi hutan menjadi lahan pertanian, perumahan, pembangunan jalan, rel kereta api dan sebagainya akan mengganggu kestabilan lereng. Peristiwa tanah longsor atau dikenal sebagai perpindahan massa tanah batuan atau kombinasinya secara alami dalam waktu singkat dan dengan volume yang besar yang sering terjadi pada lereng – lereng alam atau buatan yaitu alam mencari keseimbangan baru akibat adanya gangguan atau factor yang mempengaruhinya dan menyebabkan terjadinya pengurangan kuat geser serta peningkatan tegangan geser tanah. Suatu daerah dinyatakan memiliki potensi longsor apabila memenuhi tiga syarat, yaitu : Lereng cukup curam, memiliki bidang lurur berupa lapisan di bawah untuk menjenuhi tanah di atas bidang lurur.

Longsoran yang terjadi pada ruas jalan batu cermin adalah salah satu daerah yang mempunyai kondisi topografi yang bergelombang. Sehingga dibebberapa titik ruas jalan yang berada di lereng perbukitan mengalami longsoran akibat air hujan yang berinfiltrasi ke dalam tanah di bagian lereng yang terbuka (tanpa penutup vegetasi) menyebabkan kandungan air dalam tanah meningkat. Pembangunan dinding penahan tanah (Retaining Wall) merupakan langkah lanjut yang dilakukan pemerintah untuk mengatasi longsoran yang terjadi di ruas jalan tersebut. Dinding penahan tanah merupakan sebuah struktur yang didesain dan dibangun untuk menahan tekanan lateral tanah ketika terdapat perubahan dalam elevasi tanah yang melampaui sudut geser dalam tanah. Bangunan dinding penahan umumnya terbuat dari bahan kayu, pasangan batu, beton hingga baja. Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur bangunan penting utama untuk jalan raya dan bangunan lingkungan lainnya yang berhubungan dengan tanah berkontur atau tanah yang

memiliki elevasi berbeda. Dinding penahan tanah dapat dikatakan aman, apabila dinding penahan tanah tersebut telah diperhitungkan faktor keamanannya, baik terhadap bahaya pergeseran, bahaya penggulingan, penurunan daya dukung tanah, dan patahan. Pada dinding penahan, perhitungan stabilitas merupakan salah satu aspek yang tidak boleh diabaikan maupun dikesampingkan, karena stabilitas dinding penahan sangat mempengaruhi usia dinding penahan itu sendiri, keamanan bangunan dinding, serta kondisi tanah disekitar dinding penahan tanah tersebut.

Dengan perkembangan dari sistem informasi dan teknologi terutama menyangkut dalam hal perhitungan terhadap penerapan metode sipil sudah sangat berkembang. Maka dalam hal ini diperlukan adanya perencanaan dinding penahan tanah yang matang, aman, serta efektif untuk meningkatkan keamanan pada ruas jalan tersebut.

Rumusan Masalah

1. Bagaimana analisa perhitungan dinding penahan tanah pada tipe dinding (Buttress Retaining Wall) dan tipe dinding (Counterfort Retaining Wall) dengan menggunakan metode rankine dan metode coulomb ?

Tujuan Penelitian

1. Untuk dapat mengetahui analisa perhitungan dinding penahan tanah pada tipe dinding (Buttress Retaining Wall) dan tipe dinding (Counterfort Retaining Wall) dengan menggunakan metode rankine dan metode coulomb .

Manfaat Penelitian

1. Diharapkan dapat menjadi referensi ilmiah dalam memperbanyak ilmu pengetahuan serta dapat menjadi bahan acuan bagi peneliti tentang bagaimana penanganan terhadap suatu longsoran yang baik dan benar.
2. Menambah wawasan ilmiah dan pengetahuan penulis secara khusus dibidang penanganan longsoran.
3. Untuk mengetahui faktor - faktor aman dari perhitungan stabilitas terhadap penggulingan, penggeseran, serta stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah.

TINJAUAN PUSTAKA

Tanah

Tanah, di dalam terdiri dari campuran butiran-butiran mineral sengan atau tanpa kandungan bahan organik. Butiran-butiran dengan mudah dipisah-pisahkan satu sama lain dengan kocokan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan, yang prosesnya dapat secara fisik maupun kimia. Sifat- sifat teknis tanah, kecuali dipengaruhi oleh unsur-unsur luar menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut.

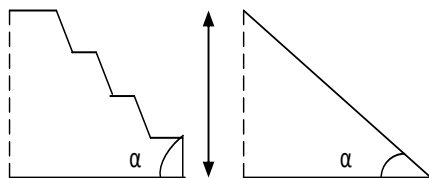
Istilah-istilah seperti krikil, pasir, lanau dan lempung digunakan dalam teknik sipil untuk membedakan jenis-jenis tanah. Pada kondisi alam, tanah dapat terdiri dua atau lebih campuran jenis-jenis tanah dan kadang-kadang terdapat pula kandungan bahan organik. Material campurannya, kemudian dipakai sebagai nama tambahan dibelakang material unsur utamanya. Sebagai contoh, lempung berlanau adalah Tanah lempung yang mengandung lanau, dengan material utamanya adalah lempung dan seterusnya (Hardiyatmo, 2006).

Faktor – Faktor Terjadinya Kelongsoran Pada Dinding Penahan Tanah

A. Gaya – gaya internal

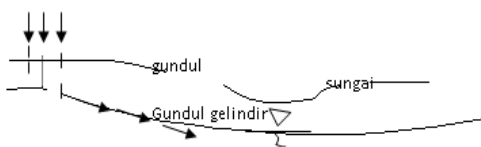
Longsoran akibat gaya internal adalah keruntuhan tanah yang diakibatkan oleh gaya-gaya dalam, diantaranya adalah :

1. Kestabilan Lereng



Gambar 2.21. Sketsa potongan bidang lereng terasering dan miring

2. Keadaan alam terganggu

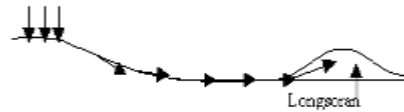


Gambar 2.22. Potongan rawan bidang gelindir

B. Akibat gaya eksternal

Keruntuhan tanah yang diakibatkan oleh faktor luar, antara lain :

1. Getaran gempa
2. Curah hujan yang berlebihan



Gambar 2.23. Potongan longsoran

3. Getaran kendaraan

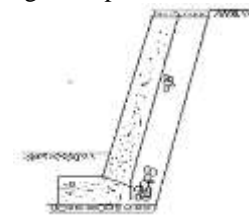
Dinding Penahan Tanah

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek-proyek : irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain-lainnya. Elemen-elemen fondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (basement), pangkal jembatan (abutment), selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah sekitarnya.

Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada diatas pelat pondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat bergantung pada gerakan kearah tsnsh relatif terhadap dinding.

Macam dan Pemakaian Dinding Penahan

1. Dinding Penahan Dinding Batu Yang Berupa Balok



Gambar 2.24 Dinding Penahan Dinding Batu dan yang berupa Balok

2. Dinding Penahan Beton Tipe Gravitasi



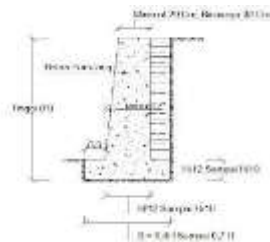
Gambar 2.25 Dinding Penahan Tanah Type Gravitasi (gravity wall)

3. Dinding Penahan Beton Sandaran



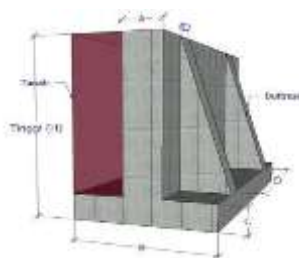
Gambar 2.26 Dinding Penahan Beton Sandaran

4. Dinding Penahan Beton Dengan Balok Kantilever



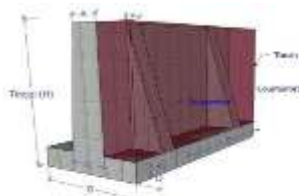
Gambar 2.27 Dinding Penahan Tanah Type Kantilever (Cantilever retaining wall)

5. Dinding Penahan Beton Bertulang Dengan Penahan Bertulang Dengan Penahan (Buttress)



Gambar 2.28 Dinding Penahan Beton Bertulang dengan Penahan

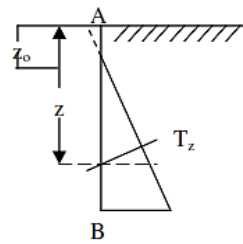
6. Dinding Penahan Beton Bertulang Dengan Dinding Penyokong



Gambar 2.29 Dinding Penahan Beton dengan Dinding Penyokong

Hitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Tekanan tanah lateral $T(p)$: (cara analitis)



Dari gambar di atas perhitungan keadaan aktif dengan menggunakan perhitungan Coulomb dan Rankine antara lain adalah :

Keadaan aktif :

Menurut Rankine :

$$\sigma_z = \delta \times z \times \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \delta \times z \times Ka - 2c \sqrt{Ka}$$

dimana : $Ka = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

$$Z_0 = \frac{2c}{\delta \sqrt{Ka}}$$

Z_0 = kedalaman daerah tarik

Arah z sejajar dengan bidang permukaan tanah ($= 0$)

Menurut Coulomb :

$$\sigma = \delta \times z \times Ka - 2c \sqrt{Ka}$$

dimana ;

$$K = \frac{\sin(\alpha - \phi)^2}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1,00 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

arah σz membentuk sudut δ dengan bidang tembok AB

δ = sudut geser bidang tembok AB dengan tanah isian

ditinjau dengan keadaan pasif perhitungan Coulomb dan Rankine antara lain adalah :

Keadaan pasif :

Menurut Rankine :

$$\sigma_z = \delta \times z \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \times \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = \delta \times z \times Kp - 2c \sqrt{Kp}$$

dimana : $Kp = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$

Menurut Coulomb:

$$\sigma_x = \delta \times z \times Kp - 2c \sqrt{Kp}$$

dimana ;

$$K = \frac{\sin(\alpha - \phi)^2}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1,00 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

Stabilitas Terhadap Penggeseran

Faktor aman terhadap penggeseran (Fgs), didefinisikan sebagai :

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5$$

Dengan :

$\sum R_h$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
 $\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (Fgs) minimum diambil 1,5. Bowles (1997) menyarankan :

Fgs \geq 1,5 untuk tanah dasar granuler
 Fgs \geq 2 untuk tanah dasar kohesif

Stabilitas Terhadap Penggulingan

Faktor aman terhadap penggulingan (Fgl), didefinisikan sebagai :

$$F_{gs} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \geq 1,5$$

Dengan :

$\sum M_w$ = momen yang melawan penggulingan (kN.m)
 $\sum M_{gl}$ = momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)

Faktor aman terhadap penggulingan (Fgl) bergantung pada jenis tanah yaitu :

Fgl \geq 1,5 untuk tanah dasar granuler
 Fgl \geq 2 untuk tanah dasar kohesif

Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah, seperti persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963) dan Hansen (1961).

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah didefinisikan sebagai :

$$F_k = \frac{q_{ult}}{q'} > 3$$

Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan jumlah hambatan lekat

$$Q \text{ tiang} = \frac{A \text{ tiang} \times P}{3} + \frac{JHL \times \text{Keliling tiang}}{5}$$

Dimana :

Q tiang = daya dukung keseimbangan tiang (kg)
 P = nilai tekanan konus dari hasil sondir (kg/cm²)
 3 & 5 = faktor keamanan
 JHL = jumlah hambatan lekat

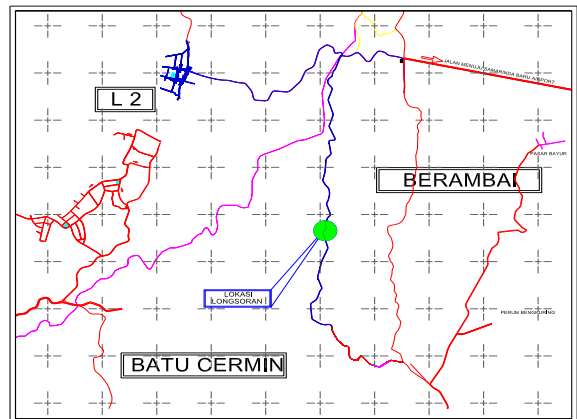
Untuk perhitungan efisiensi tiang digunakan perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula :

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

METODOLOGI PENELITIAN

Lokasi Penelitian

Langkah awal dalam melakukan sebuah penelitian, terlebih dahulu kita menentukan tempat atau lokasi penelitian. Adapun lokasi penelitian dalam perhitungan dinding penahan tanah ini dilakukan pada “Proyek Penanganan Longsoran Batu Cermin Kota Samarinda”.



Gambar 3.1 Peta Lokasi Penelitian.

Data Penelitian

Data merupakan faktor terpenting dalam sebuah penelitian karena tanpa adanya data yang menunjang, sebuah penelitian tidak akan dapat dilakukan. Adapun data-data tersebut meliputi :

- Data Primer

Yaitu data yang didapat dengan cara terjun langsung ke lapangan. Adapun data-data yang dimaksud adalah :

- Data Sondir
- Data Boring

• Data Sekunder

Yaitu data yang didapat dari pihak-pihak terkait dengan penanganan permasalahan seperti Departemen Pekerjaan Umum dan Konsultan Perencana atau pun referensi tentang dinding penahan tanah. Adapun data-data yang dimaksud adalah :

- Data Survey Topographi
- Data Dokumentasi

Teknik Pengumpulan Data

Dalam pengumpulan data, baik data hasil uji lapangan maupun data hasil laboratorium. Adapun teknik pengambilan data-data tersebut sebagai berikut

A. Sondir

Adapun hasil dari test sondir ini digunakan untuk :

- Menentukan tipe atau jenis pondasi apa yang mau dipakai.
- Menghitung daya dukung tanah asli.
- Menentukan seberapa dalam pondasi harus diletakkan nantinya.

B. Boring

Adapun hasil yang diperoleh dari uji laboratorium yang dilakukan antara lain :

1. Indeks tanah yang berupa :
 - Pengukuran volume dan berat benda uji
 - Uji saringan
 - Atterberg test
2. Kuat geser tanah yang berupa :
 - Triaxial test
 - Direct shear test
 - Unconfined compression test

Teknik Analisis Data

Setelah data-data yang dibutuhkan sudah diperoleh, kemudian proses analisa data tersebut. Adapun cara - cara Analisa data tersebut sebagai berikut :

- 1) Perhitungan dan pengecekan stabilitas lereng terhadap tinggi kritis dan potensi longsor.
- 2) Merencanakan dimensi dinding penahan tanah.
- 3) Perhitungan beban vertical.
- 4) Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan tanah pasif.
 - Metode Coloumb
 - Metode Rankine
- 5) Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif.
- 6) Perhitungan stabilitas daya dukung tanah.

- 7) Perhitungan terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah.
- 8) Analisa perhitungan tiang pancang.
- 9) Analisa daya dukung tiang pancang tunggal baja spiral pipe.
- 10) Daya dukung tiang pancang kelompok baja spiral pipe.
- 11) Perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula.
- 12) Analisa penulangan mengacu pada peraturan “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung” (SNI 03-2847-2002).

Rancangan Penelitian

Persiapan	Pengumpulan Data Primer <ul style="list-style-type: none"> • Data sondir • Data boring • Data laporan pengujian tanah Pengumpulan Data Sekunder <ul style="list-style-type: none"> • Data survey topographi • Foto dokumentasi • Gambar
Pengumpulan / Analisa Data	<ul style="list-style-type: none"> • Perhitungan dan pengecekan stabilitas lereng terhadap tinggi kritis dan potensi longsor. • Merencanakan dimensi dinding penahan tanah. • Perhitungan beban vertical • Perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif. • Perhitungan stabilitas daya dukung tanah. • Perhitungan terhadap keruntuhan kapasitas daya dukung tanah. • Analisa perhitungan tiang pancang. • Analisa daya dukung tiang pancang tunggal baja spiral pipe. • Daya dukung tiang pancang kelompok baja spiral pipe. • Perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula. • Analisa penulangan mengacu pada peraturan “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung” (SNI 03-2847-2002)
Hasil	Stabilitas Penggulingan , Stabilitas Penggeseran , Stabilitas Keruntuhan Pada Tipe <i>Counterfort Retaining Wall & Buttress Wall</i> .

PEMBAHASAN

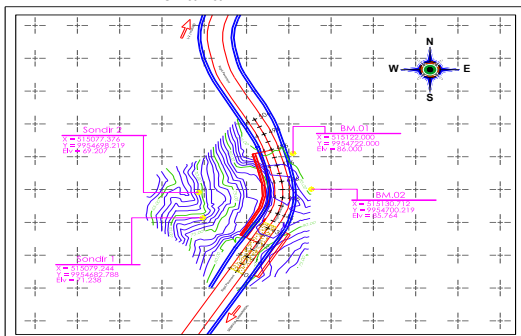
Kondisi Existing

Pada analisa tugas akhir ini berisi tentang kondisi existing dilapangan dimana longsor yang akan di evaluasi atau di tangani dengan dinding penahan tanah adalah pada ruas jalan batu cermin Kota Samarinda Provinsi Kalimantan Timur dengan panjang dinding penahan ± 60 meter.

Data Teknis Lapangan

Adapun data teknis di lapangan yang menjadi analisa tugas akhir ini, yaitu ;

- Pengujian sondir, dan didapat kedalaman daya dukung tanah baik atau tanah keras cukup dangkal yaitu 4.60 meter dengan nilai hambatan konus 176.98 kg/cm dan jumlah hambatan lekat 260.20 kg/cm.
- Pengujian boring, didapat kedalaman 24 meter dengan rekapitulasi pengujian laboratorium didapat nilai berat jenis (Gs) 2.54, nilai kohesi c 0.889 dan sudut geser 27.411°.
- Data Lay Out situasi Dinding Penahan



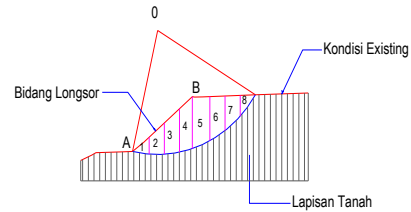
Gambar 4.1. Layout perencanaan dinding penahan tanah

Perhitungan Faktor Keamanan Stabilitas Lereng Terhadap Tinggi Kritis dan Potensi Longsor

Data tanah dari lokasi :
 Kohesi (C) : 0.889 ton/m²
 Sudut geser (φ) : 27.411 °
 tan φ = 0.519
 Bobot isi tanah (Y s) : 1.910 ton/m³
 Bobot isi beton (Y c) : 2.500 ton/m³
 Sudut Lereng Tanah (β) : 61 °

Pada lereng yang tidak dipengaruhi oleh muka air tanah, nilai F adalah sebagai berikut:

$$F = \frac{C.L + \tan \phi \cdot \sum W \cdot \cos \alpha}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$



Gambar 4.3 Permukaan lereng dengan irisan

no	L (m)	H (m)	X (m)	Luas (m ²)	sudut	Sin α	Cos α	Wt= luas .Ys	W. Sin α	W. Cos α
1	1.11	1.03	1.10	0.565	-12	-0.208	0.978	1.079	-0.224	1.056
2	1.00	1.90	1.00	1.476	-3	-0.052	0.999	2.819	-0.147	2.815
3	1.01	2.64	1.00	2.283	4	0.067	0.998	4.361	0.292	4.350
4	0.87	3.15	0.84	2.445	13	0.225	0.974	4.670	1.051	4.550
5	1.25	2.68	1.16	3.39	20	0.342	0.940	6.475	2.214	6.084
6	1.17	2.10	1.00	2.413	32	0.530	0.848	4.609	2.442	3.908
7	1.33	1.27	1.00	1.712	38	0.616	0.788	3.270	2.013	2.577
8	1.64	0.00	1.00	0.682	49	0.755	0.656	1.303	0.983	0.855
Σ	9.38		8.10						8.624	26.195

Tabel 4.0 Perhitungan faktor keamanan cara sayatan (Fellenius)

$$F = \frac{C.L + \tan \phi \cdot \sum W \cdot \cos \alpha}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

$$F = \frac{0.889 \times 9.38 + 0.519 \times 26.195}{8.624}$$

$$F = \frac{8.339 + 13.585}{8.624}$$

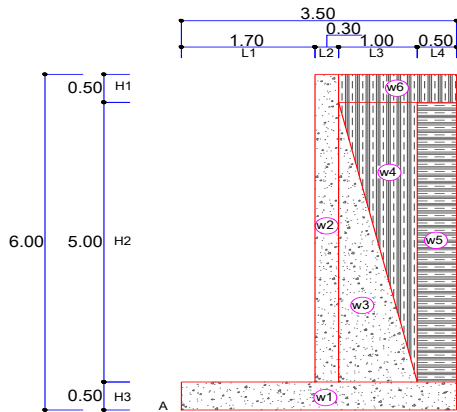
$$F = 2.542 > 1.25 \quad \text{Lereng relatif stabil}$$

Perhitungan Tinggi Kritis dan Potensi Longsor

$$\begin{aligned}
 H_c &= \frac{4 \cdot c}{\gamma} \left(\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right) \\
 &= \frac{4 \times 0.889}{1.910} \left(\frac{\sin 61^\circ \times \cos 27.411^\circ}{1 - \cos(61 - 27.411)^\circ} \right) \\
 &= \frac{3.556}{1.910} \left(\frac{0.875 \times 0.888}{1 - 0.833} \right) \\
 &= \frac{3.556}{1.910} \left(\frac{0.776}{0.167} \right) \\
 &= 1.862 \left(4.650 \right) \\
 &= 8.657 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Analisa Struktur Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah berbentuk dinding tipe counterfort dengan material beton bertulang. Adapun dimensi rencana dari dinding penahan adalah sebagai berikut :



Gambar 4.4 Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort

Perhitungan Beban Vertikal (Gaya)

Tabel 4.1. Gaya Vertikal Dinding

No	Berat W (ton)	Jarak Terhadap Titik A (m)	Momen (W x m) (ton)
1	w ₁ 4.38	A ₁ 1.75	7.66
2	w ₂ 4.13	A ₂ 1.85	7.63
3	w ₃ 6.25	A ₃ 2.33	14.58
	ΣP _v = 14.75	ΣM _v =	29.87

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.2. Gaya Vertikal Tanah

No	Berat W (ton)	Jarak Terhadap Titik A (m)	Momen (W x m) (ton)
1	W ₄ 4.78	A ₁ 2.67	12.73
2	W ₅ 4.78	A ₂ 3.25	15.52
3	W ₆ 1.43	A ₃ 2.75	3.94
	ΣP _v = 10.98	ΣM _v =	32.19

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Perhitungan Beban Horizontal

A. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah aktif

Karena permukaan tanah urugan datar dengan permukaan dinding penahan tanah ($\beta=0$) maka rumus koefisien tekanan tanah dipakai :

1.a.Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif Cara Coulomb

$$\alpha = 90^\circ \quad \beta = 0^\circ$$

$$\delta = (2/3) \times \phi = (2/3) \times 27,411^\circ = 18,274^\circ$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 27.411^\circ)}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 18.274^\circ) \left(1.00 + \sqrt{\frac{\sin(27.411^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 27.411^\circ - 0^\circ}{\sin(90^\circ - 18.274^\circ) \cdot \sin 90^\circ + 0^\circ}} \right)^2}$$

$$= 0.329$$

b.Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif Cara Rankine

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

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{27.411}{2} \right)$$

$$= 0.370$$

2.a.Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Pasif Cara Coulomb

$$K_p = \frac{\sin^2(90^\circ - 27.411^\circ)}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ + 18.274^\circ) \left(1.00 - \sqrt{\frac{\sin(27.411^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 27.411^\circ + 0^\circ}{\sin(90^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 90^\circ + 0^\circ}} \right)^2}$$

$$= 4.912$$

b.Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Pasif Cara Rankine

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

$$= \tan^2 \left(45 + \frac{27.411}{2} \right)$$

$$= 1.743$$

Tabel 4.3. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

	Coulomb		Rankine	
	K _a	K _p	K _a	K _p
Nilai Koefisien Tekanan Tanah	0.329	4.912	0.370	1.743

Sumber : Hasil Analisa, 2018

B. Perhitungan Tekanan Tanah Dari Nilai "q"

Nilai "q" di ambil dari nilai berat beban truk, menurut RSNI-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan besarnya beban truk yang diambil sebesar 500 kN.

Dari gambar diatas q merupakan beban terbagi rata memanjang, maka dari itu untuk perhitungan beban tambahan pada dinding penahan tanah berdasarkan persamaan terzaghi dalam "Teknik Fondasi I Hal ;385 (Hary Christady Hardiyatmo Cetalak Ke-3, 2006)" sebagai berikut :

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

dengan,

$$\beta = 18.2^\circ = 0.318 \text{ (dalam radian)}$$

$$\alpha = 63.3^\circ = 1.105 \text{ (dalam radian)}$$

$$q = 500 \text{ kN} = 50 \text{ ton}$$

$$\sigma_h = \frac{2 \times 500}{\pi} (0.318 - \sin 0.318 \cos(2 \times 1.105))$$

$$= 318.182 \times 0.312$$

$$= 99.308 \text{ kN/m} = 9.931 \text{ ton/m}$$

C. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tabel 4.4. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Menurut Coulomb

No	Tekanan Tanah (ton)		Lengan terhadap alas (m)	Momen (ton.m)	Arah Gaya
1	P 1	11.301	2.00	22.601	(-)
2	P 2	3.264	3.00	9.793	(-)
3	Pp	1.173	0.167	0.195	(+)
	ΣPH	13.392	ΣMHa	32.199	

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.5. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Menurut Rankine

No	Tekanan Tanah (ton)		Lengan terhadap alas (m)	Momen (ton.m)	Arah Gaya
1	P 1	12.704	2.00	25.408	(-)
2	P 2	3.670	3.00	11.009	(-)
3	Pp	0.416	0.167	0.069	(+)
	ΣPH	15.957	ΣMHa	36.347	

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Perhitungan Stabilitas Daya Dukung Tanah

Dalam menghitung stabilitas daya dukung tanah, penulis menggunakan metode Coulomb dan Rankine dalam pembahasannya. Adapun perhitungannya sebagai berikut :

Terhadap Stabilitas Gaya Guling

A. Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Coulomb

$$F \text{ guling} = \frac{\sum Mx}{\sum Mh} \geq 1.5 \text{ Aman}$$

$$= \frac{62.062}{32.199} \geq 1.5 \text{ Aman}$$

$$= 1.927 \geq 1.5 \text{(Aman)}$$

B. Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Rankine

$$F \text{ guling} = \frac{\sum Mx}{\sum Mh} \geq 1.5 \text{ Aman}$$

$$= \frac{62.062}{36.347} \geq 1.5 \text{ Aman}$$

$$= 1.707 \geq 1.5 \text{(Aman)}$$

Terhadap Stabilitas Gaya Geser

Tekanan geser pada dinding sepanjang B = 3,50 m, dihitung dengan diasumsikan dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek δb = φ; dan adhesi Cd = C (kohesi), maka :

$$\sum Rh = Cd \times B + \sum Pv \times \tan \delta b$$

$$= 0,889 \times 3,50 + 25,733 \times 0,519$$

$$= 16,456 \text{ ton}$$

Dimana :

ΣRh = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
 Cd = Adhesi antara tanah dan dasar dinding
 B = Lebar pondasi
 δb = Sudut geser antara tanah dan pondasi

A. Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Coulomb

$$F \text{ geser} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} > 2,0 \text{ Aman}$$

$$= \frac{16,456}{13,392} > 2,0 \text{ Aman}$$

$$= 1,229 > 2,0 \text{(Tidak Aman)}$$

B. Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Rankine

$$F \text{ geser} = \frac{\sum Pv}{\sum Ph} > 2,0 \text{ Aman}$$

$$= \frac{16,456}{15,957} > 2,0 \text{ Aman}$$

$$= 1,031 > 2,0 \text{(Tidak Aman)}$$

Perhitungan Terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung

Dalam hal ini akan digunakan metode persamaan Terzaghi. Pada hitungan ini dianggap pondasi terletak pada kedalaman 1 meter dari permukaan.

$$qult = c \cdot Nc + Df \cdot \gamma \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$$

Dimana :

q ult : daya dukung ultimit untuk pondasi memanjang
 c : kohesi tanah
 Df : kedalaman pondasi yang tertanam di dalam tanah
 γ : berat volume tanah
 Nc : faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah
 Nq : faktor daya dukung tanah akibat beban terbagi rata
 Nγ : faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

Nilai Nc, Nq & Nγ diperoleh dari hasil interpolasi pada tabel koefisien daya dukung tanah Terzaghi karena nilai dari Sudut geser (φ) : 27,411 °.

$$qult = c \cdot Nc + Df \cdot \gamma \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$$

$$= (0,89 \times 30,935) + (1 \times 1,91 \times 17,426) + (0,5 \times 1,91 \times 3,50 \times 14,408)$$

$$= 108,94 \text{ ton/m}^2$$

A. Terhadap Stabilitas Keruntuhan Menurut Coulomb

Letak resultan gaya dari titik O

$$X_e = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma P_v}$$

$$= \frac{62.06 - 32.199}{25.733}$$

$$= 1.161 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X > \frac{B}{6}$$

$$= \frac{3.50}{2} - 1.1611 < \frac{3.50}{6}$$

$$= 0.589 < 0.583$$

Karena $e < B/6$ maka : $< B/6 = 0.583$

$$q_{\text{min}} = 0$$

$$q_{\text{maks}} = \frac{2 \cdot \Sigma P_v}{3 \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$= \frac{2 \times 25.733}{3 \times (3.50 - 2 \times 0.589)}$$

$$= \frac{51.465}{6.963}$$

$$= 7.391 \text{ ton/m}^2$$

$$B' = B - 2e$$

$$= 3,50 - 2 \times 0,589$$

$$= 2.321 \text{ m}$$

$$q' = \frac{\Sigma P_v}{B'}$$

$$= \frac{25.733}{2.321}$$

$$= 11.086 \text{ ton/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

$$F = \frac{q_{ult}}{q'} > 3$$

$$= \frac{108.942}{11.086} > 3$$

$$= 9.827 > 3 \dots \dots \dots (Aman)$$

B. Terhadap Stabilitas Keruntuhan Menurut Rankine

Letak resultan gaya dari titik O

$$X_e = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma P_v}$$

$$= \frac{62.06 - 36.347}{25.733}$$

$$= 0.999 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X < \frac{B}{6}$$

$$= \frac{3.50}{2} - 0.999 < \frac{3.50}{6}$$

$$= 0.751 < 0.583$$

$$B' = B - 2e$$

$$= 3.50 - 2 \times 0.751 = 1.999 \text{ m}$$

$$q' = \frac{\Sigma P_v}{B'}$$

$$= \frac{25.733}{1.999} = 12.875 \text{ ton/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

$$F_k = \frac{q_{ult}}{q'} > 3$$

$$= \frac{108.942}{12.875} > 3 = 8.461 > 3 \dots \dots \dots (Aman)$$

Tabel 4.7. Perhitungan Stabilitas Metode Coulomb dan Rankine

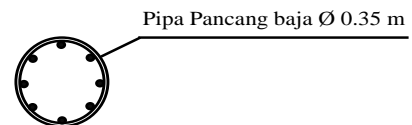
Stabilitas	Metode		Faktor Aman	Kontrol Coulomb	Kontrol Rankine
	Coulomb	Rankine			
Guling	1.927	1.707	≥ 1.5	Aman	Aman
Geser	1.229	1.031	> 2	Tidak Aman	Tidak Aman
Keruntuhan	9.827	8.461	> 3	Aman	Aman

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Analisa Perhitungan Tiang Pancang

Tiang pancang rencana adalah dengan menggunakan tiang pancang baja tipe spiral pipe berbentuk lingkaran.

Tiang Pancang Baja Tipe Spiral Pipe (Lingkaran)



Gambar 4.8. Dimensi tiang pancang spiral pipe

- Diameter $d = 0.35 \text{ m}$
- Tebal $t = 0.01 \text{ m}$
- Luas Luar $(\pi(\frac{d}{2})^2)$ $A_o = 0.10 \text{ m}^2$
- Luas Dalam $(\pi * ((\frac{d-t}{2}))^2)$ $A_i = 0.09 \text{ m}^2$
- Keliling (πd) $A_k = 1.10 \text{ m}$
- Berat Baja $W_s = 0.644 \text{ kN/m} = 0.064 \text{ ton/m}$
- Mutu Baja $F_s = 540 \text{ N/mm}^2$
- Panjang rencana pancang $L = 12 \text{ m}$

Maka, berat sendiri tiang (W_p) yang didapat sebagai berikut :

- Berat Baja ($W_s \times L$) $= (0.644 \times 12)$
 $W_{bj} = 7,728 \text{ kN} = 0.773 \text{ ton}$
- Berat Beton isian 3 m dalam Pipa, ($20 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m} \times A_i$)
 $W_c = 5.482 \text{ kN} = 0.548 \text{ ton}$
- Berat Tanah 9 m Dalam Pipa, ($\gamma_{\text{tanah rata-rata}} \times 9 \times A_i$)
 $W_t = 11.512 \text{ kN} = 1.151 \text{ ton}$
- Berat Tiang Pancang ($W_{bj} + W_c + W_t$),
 $W_p = 24.722 \text{ kN} = 2.472 \text{ ton}$

Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Baja Spiral Pipe

Diperhitungkan terhadap Tahanan tanah keras dan kelekatan tanah

(*End Bearing pile and Friction Pile*), maka :

$$q_c = 176.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$JHL = 260.20 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{A_o \times q_c}{sf} + \frac{A_k \times JHL}{sf}$$

$$= \frac{962.50 \times 176.98}{3} + \frac{110.00 \times 260.20}{5}$$

$$= 62505.483 \text{ kg}$$

$$= 625.055 \text{ kN} = 62.505 \text{ ton}$$

$$P_{\text{netto}} = P_{\text{tiang}} - W_p$$

$$= 625.055 - 24.722$$

$$= 600.333 \text{ kN} = 60.033 \text{ ton}$$

Daya dukung tiang pancang dalam 1 tiang adalah : 600.333 kN

$$\text{Kontrol : } F = (8.d + 4.d) = 8 \times 0.35 + 4 \times 0.35 = 4.2$$

Kontrol keamanan diambil daya dukung yang terkecil yaitu.

$$\frac{60.033}{25.733} = 2.333 > 4.2 (\text{Kurang Aman})$$

Tiang pancang dicoba pasang 2 baris :

$$\frac{60.033 \times 2}{25.733} = \frac{120.067}{25.733} = 4.666 > 4.2 (\text{Aman})$$

Tabel 4.8. Kontrol keamanan tiang pancang

NO	Kontrol Keamanan Tiang Pancang		
1 Baris	2.333	> 4.2	Kurang Aman
2 Baris	4.666	> 4.2	Aman
	> 4.2 didapat dari (8.D + 4.D)		

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Baja Spiral Pipe

Konstruksi dinding penahan sepanjang 60 meter. Adapun beban vertikal yang bekerja untuk tinjauan 1 meter adalah (P_v) = 25.733 ton, Maka gaya vertikal menjadi :

A. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

$$P_{v \text{ total}} = P_v \times \text{panjang dinding}$$

$$= 25.733 \times 60 \text{ meter}$$

$$P_{v \text{ total}} = 1543.95 \text{ ton}$$

Untuk perhitungan jumlah pancang dapat menggunakan rumus :

$$n \text{ tiang pancang} = \frac{P_{v \text{ Total}}}{P_{\text{tiang}}} = \frac{1543.95}{60.033}$$

$$= 25.718 \text{ buah}$$

$$= 26 \text{ buah tiang pancang}$$

$$\text{Jumlah Pancang} = 2 \times 26$$

$$= 52 \text{ buah tiang pancang}$$

Perletakan tiang adalah 2 baris memanjang, masing – masing baris berisi 26 tiang (untuk tiang pancang tegak), maka total tiang pancang yang di gunakan adalah :

$$m = \text{jumlah baris} = 2$$

$$n = \text{jumlah tiang dalam 1 baris} = 26$$

$$\theta = \text{arc tan } d/s = 8.436$$

$$d = \text{diameter tiang} = 0,35$$

$$s = \text{jarak antara tiang (as ke as)} = 2.36 \text{ m}$$

Untuk perhitungan efisiensi tiang digunakan perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula :

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

$$= 1 - \frac{8.436}{90} \left(\frac{(26-1)2 + (2-1)26}{2 \times 26} \right)$$

$$= 1 - (0,094 \times 1,462)$$

$$= 0.863 = 86.3$$

$$Q_{u \text{ tiang}} = E_g \times P_{\text{tiang}} \times \text{Jumlah Pancang}$$

$$= 86.3 \% \times 60.033 \times 52$$

$$= 2694.08 \text{ ton} > 1543.95 \text{ ton} \dots \text{Aman}$$

Gaya maksimum yang dipikul tiang berdasarkan jaraknya adalah sebagai berikut :

Tabel 4.9. Perhitungan ΣX^2 dan ΣY^2 pancang spiral pipe

No	X	X ²	Y	Y ²
1	0.50	0.25	0.75	0.563
2	2.86	8.18	3.50	12.25
3	5.22	27.25		
4	7.58	57.46		
5	9.94	98.80		
6	12.30	151.29		
7	14.66	214.92		
8	17.02	289.68		
9	19.38	375.58		
10	21.74	472.63		
11	24.10	580.81		
12	26.46	700.13		
13	28.82	830.59		
14	31.18	972.19		
15	33.54	1124.93		
16	35.90	1288.81		
17	38.26	1463.83		
18	40.62	1649.98		
19	42.98	1847.28		
20	45.34	2055.72		
21	47.70	2275.29		
22	50.06	2506.00		
23	52.42	2747.86		
24	54.78	3000.85		

25	57.14	3264.98		
26	59.50	3540.25		
	ΣX^2	31545.54	Σy^2	12.813

$$\begin{aligned} \Sigma X^2 &= 31545.54 \text{ m}^2 \\ \Sigma Y^2 &= 12.813 \text{ m}^2 \\ X \text{ maks} &= 59.50 \text{ m} \\ Y \text{ maks} &= 3.5 \text{ m} \\ n_y &= 2 \text{ (jumlah baris)} \\ n_x &= 26 \text{ (jumlah tiang per baris)} \\ n &= 52 \text{ (buah tiang pancang)} \\ M_x &= 36.347 \text{ ton/m (momen tegak lurus sumbu X)} \\ M_y &= 62.062 \text{ ton/m (momen tegak lurus sumbu Y)} \\ \Sigma P_v &= 1543.95 \text{ ton} \\ P \text{ maks} &= \frac{\Sigma P_v}{n} + \frac{M_y \times X_{maks}}{n_y \times \Sigma x^2} + \frac{M_x \times Y_{maks}}{n_x \times \Sigma y^2} \\ &= \frac{1543.95}{52} + \frac{62.06 \times 59.5}{2 \times 31545.54} + \frac{36.347 \times 3.5}{26 \times 12.813} \\ &= 29.691 + 0.059 + 0.382 \\ &= 30.132 \text{ ton} < 60.033 \text{ ton} \dots \text{ Aman} \end{aligned}$$

Jadi, beban maksimal yang di distribusikan ke satu tiang pancang adalah 30.132 ton < 60.033 ton maka tiang pancang baja tipe spiral pipe (bulat) diameter 350 mm dapat digunakan.

Analisa Penulangan Dinding Penahan

Untuk menahan gaya lentur maka struktur dinding penahan tanah perlu diberi tulangan, tulangan berdasarkan momen ultimit (M_u). Pada potongan ini gaya harus diperhitungkan adalah gaya horizontal maka :

Penulangan Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :

Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$\begin{aligned} M_u &= 288.45 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)} \\ V_u &= 142.87 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)} \\ d &= \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ &= 5500 - 50 - 19 = 5431 \text{ mm (lebar efektif)} \\ b &= 300 \text{ mm} \\ f_c' &= 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85 \\ f_y' &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6\sqrt{f_c'}} \right) b_x d \\ &= \left(\frac{1}{6\sqrt{30}} \right) 300 \times 5431 \\ &= 1487.34 \text{ kN} = 148.73 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi V_c \\ &= 0,75 \times 1487.34 \text{ kN} \\ &= 1115.51 \text{ kN} > 142.87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

A. Kebutuhan Tulangan Momen (D 19)

$$\begin{aligned} A_{st} &= \left(\frac{1,4}{f_y'} \right) b_x d = \left(\frac{1,4}{400} \right) 300 \times 5431 = 5702.55 \text{ mm}^2 \\ a &= \left(\frac{A_{st} \cdot f_y'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \right) = \left(\frac{5702.55 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} \right) = 298.17 \text{ mm}^2 \\ \rho &= \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{5702.55}{300 \times 5431} = 0.0035 \\ \rho_{max} &= \left\{ \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y'} \times \frac{600}{600 + f_y'} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right\} = 0,024 \end{aligned}$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{min}

$$\rho_{min} = \left(\frac{1,4}{f_y'} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y'} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{min} .

$$\begin{aligned} M_n \cdot \phi &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot (d - 1/2 \cdot a) \\ &= 0,85 \times 30 \times 300 \times 298.173 (5431 - 1/2 \times 298.173) \\ &= 12048150846 \text{ N/mm} \\ &= 12048.151 \text{ kN/m} \times 0,80 \\ &= 9638.521 \text{ kN/m} > M_u, 288.45 \text{ kN/m (ok)} \end{aligned}$$

$$N = \frac{5702.55}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 20.10 \text{ buah} = 21 \text{ buah}$$

$$S = 5431/21 = 258.62 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 21 D19-259 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 16)

$$\begin{aligned} b' &= 300 - 50 - 19 - 16 = 215 \text{ mm} \\ h' &= 5500 - 50 - 19 - 16 = 5415 \text{ mm} \\ A_s &= 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 215 \times 5415 \\ &= 3985.452 \text{ mm}^2 \\ n &= 3985.452 / 258.62 = 15.41 \text{ buah} = 16 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 16 D16-259 mm.

Penulangan Penyokong Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Penyokong Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :

Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$M_u = 75.72 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)}$$

$$V_u = 59.38 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ &= 1667 - 50 - 19 = 1598 \text{ mm} \\ &= 1598 \text{ mm (lebar efektif)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 666.67 \text{ mm} \\ f_c' &= 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85 \\ f_y' &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) b x d$$

$$= \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} \right) 666.667 \times 1598$$

$$= 972.31 \text{ kN} = 97.23 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,75 \times 972.31 \text{ kN}$$

$$= 729.23 \text{ kN} > 59.38 \text{ kN/m}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

B. Kebutuhan Tulangan Momen (D 19)

$$A_{st} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) b x d = \left(\frac{1,4}{400} \right) 666.667 \times 1598 = 3727.89 \text{ mm}^2$$

$$a = \left(\frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{3727.89 \times 400}{0,85 \times 30 \times 666.667} \right) = 87.72 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{3727.89}{666.667 \times 1598} = 0.0035$$

$$\rho_{max} = \left\{ \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right\} = 0,024$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{min}

$$\rho_{min} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{min} .

$$M_n \cdot \phi = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - 1/2 \cdot a)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 666.667 \times 87.715 (1598 - 1/2 \times 87.72)$$

$$= 2316971147 \text{ N/mm}$$

$$= 2316.971 \text{ kN/m} \times 0,80$$

$$= 1853.577 \text{ kN/m} > M_u, 75.72 \text{ kN/m (ok)}$$

$$N = \frac{3727.89}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 13.143 \text{ buah} = 14 \text{ buah}$$

$$S = 1597.67 / 14 = 114 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 14 D19-114 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 16)

$$b' = 666.667 - 50 - 19 - 16 = 581.67 \text{ mm}$$

$$h' = 1597.67 - 50 - 19 - 16 = 1512.67 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 581.67 \times 1512.67$$

$$= 3012.0214 \text{ mm}^2$$

$$n = 3012.0214 / 114 = 26.39 \text{ buah} = 27 \text{ buah}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 27 D16-114 mm.

Penulangan Pelat kaki Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Pelat kaki Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :

Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$M_u = 0.81 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)}$$

$$V_u = 5.49 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)}$$

$$d = \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan}$$

$$= 3500 - 50 - 19 = 3431 \text{ mm (lebar efektif)}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) b x d$$

$$= \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} \right) 500 \times 3431$$

$$= 1556.03 \text{ kN} = 156.60 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,75 \times 1556.03 \text{ kN}$$

$$= 1174.52 \text{ kN} > 5.49 \text{ kN/m}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

B. Kebutuhan Tulangan Momen (D 19)

$$A_{st} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) b x d = \left(\frac{1,4}{400} \right) 500 \times 3431 = 6004.25 \text{ mm}^2$$

$$a = \left(\frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = \left(\frac{6004.25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} \right) = 188.37 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{6004.25}{500 \times 3431} = 0.0035$$

$$\rho_{max} = \left\{ \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right\} = 0,024$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{min}

$$\rho_{min} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{min} .

$$\begin{aligned}
 Mn.\phi &= 0,85 \cdot fc \cdot b \cdot a \cdot (d-1/2.a) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 666.667 \times 87.715 (1598-1/2 \times 87.72) \\
 &= 8014030234 \text{ N/mm} \\
 &= 8014.03 \text{ kN/m} \times 0,80 \\
 &= 6411.22 \text{ kN/m} > Mu, 0.81 \text{ kN/m (ok)}
 \end{aligned}$$

$$N = \frac{6004.25}{\frac{1}{4} \cdot \pi 19^2} = 21.68 \text{ buah} = 22 \text{ buah}$$

$$S = 3431/22 = 156 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 22 D19-156 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 16)

$$b' = 3500 - 50 - 19 - 16 = 3415 \text{ mm}$$

$$h' = 500 - 50 - 19 - 16 = 415 \text{ mm}$$

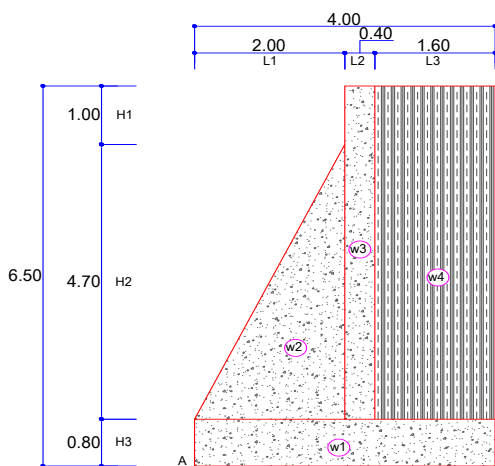
$$\begin{aligned}
 As &= 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 3415 \times 415 \\
 &= 4851.538 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$n = 4851.538 / 156 = 31.11 \text{ buah} = 32 \text{ buah}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 32 D16-156 mm.

Analisa Struktur Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah berbentuk dinding tipe buttress dengan material beton bertulang. Adapun dimensi rencana dari dinding penahan adalah sebagai berikut :



Gambar 4.10 Dinding Penahan Tanah Tipe Buttress

Perhitungan Beban Vertikal (Gaya)

Tabel 4.10. Gaya Vertikal Dinding

No	Berat W (ton)		Jarak Terhadap Titik A (m)		Momen (W x m) (ton)
1	w ₁	8.00	A ₁	2.00	16.00
2	w ₂	11.75	A ₂	1.33	15.67
3	w ₃	5.70	A ₃	2.20	12.54
	ΣPv =	25.45		ΣMv =	44.21

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.11. Gaya Vertikal Tanah

No	Berat W (ton)		Jarak Terhadap Titik A (m)		Momen (W x m) (ton)
	1	W ₄	17.42	A ₁	3.20
	ΣPv =	17.42		ΣMv =	55.74

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Perhitungan Beban Horizontal

A. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah aktif

Karena permukaan tanah urugan datar dengan permukaan dinding penahan tanah ($\beta=0$) maka rumus koefisien tekanan tanah dipakai :

1.a. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif Cara Coulomb

$$\alpha = 90^\circ \quad \beta = 0^\circ$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= (2/3) \times \phi = (2/3) \times 27,411^\circ \\
 &= 18,274^\circ
 \end{aligned}$$

$$Ka = \frac{\sin^2(90^\circ + 27.411^\circ)}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ - 18.274^\circ) \left(1,00 + \frac{\sin(27.411^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 27.411^\circ - 0^\circ}{\sin(90^\circ - 18.274^\circ) \cdot \sin 90^\circ + 0^\circ} \right)^2} = 0.329$$

b. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Aktif Cara Rankine

$$\begin{aligned}
 Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{27.411}{2} \right) \\
 &= 0.370
 \end{aligned}$$

2.a. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Pasif Cara Coulomb

$$Kp = \frac{\sin^2(90^\circ - 27.411^\circ)}{\sin^2 90^\circ \sin(90^\circ + 18.274^\circ) \left(1,00 - \frac{\sin(27.411^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 27.411^\circ + 0^\circ}{\sin(90^\circ + 18.274^\circ) \cdot \sin 90^\circ + 0^\circ} \right)^2} = 4.912$$

b. Perhitungan Koefisien Tekanan Tanah Pasif Cara Rankine

$$\begin{aligned}
 Kp &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 + \frac{27.411}{2} \right) \\
 &= 1.743
 \end{aligned}$$

Tabel 4.3. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

	Coulomb		Rankine	
	Ka	Kp	Ka	Kp
Nilai Koefisien Tekanan Tanah	0.329	4.912	0.370	1.743

Sumber : Hasil Analisa, 2018

B. Perhitungan Tekanan Tanah Dari Nilai "q"

Nilai "q" di ambil dari nilai berat beban truk, menurut RSNI-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan besarnya beban truk yang diambil sebesar 500 kN.

Dari gambar diatas q merupakan beban terbagi rata memanjang, maka dari itu untuk perhitungan beban tambahan pada dinding penahan tanah berdasarkan persamaan terzaghi dalam "Teknik Fondasi I Hal ;385 (Hary Christady Hardiyatmo Cetalak Ke-3, 2006)" sebagai berikut :

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

dengan,

$$\beta = 17^\circ = 0.297 \text{ (dalam radian)}$$

$$\alpha = 63.7^\circ = 1.111 \text{ (dalam radian)}$$

$$q = 500 \text{ kN} = 50 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \frac{2 \times 500}{\pi} (0.297 - \sin 0.297 \cos(2 \times 1.111)) \\ &= 318.182 \times 0,292 \\ &= 92.760 \text{ kN/m} = 9.276 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

C. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tabel 4.13. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Menurut Coulomb

No	Tekanan Tanah (ton)		Lengan terhadap alas (m)	Momen (ton.m)	Arah Gaya
1	P 1	13.263	2.00	28.736	(-)
2	P 2	3.049	3.00	9.909	(-)
3	Pp	3.003	0.267	0.801	(+)
	ΣPH	13.309	ΣMHa	37.844	

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.14. Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dan Pasif Menurut Rankine

No	Tekanan Tanah (ton)		Lengan terhadap alas (m)	Momen (ton.m)	Arah Gaya
1	P 1	14.909	2.00	32.304	(-)
2	P 2	3.428	3.00	11.140	(-)
3	Pp	1.065	0.267	0.284	(+)
	ΣPH	17.272	ΣMHa	43.160	

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Perhitungan Stabilitas Daya Dukung Tanah

Dalam menghitung stabilitas daya dukung tanah, penulis menggunakan metode Coulomb dan Rankine dalam pembahasannya. Adapun perhitungannya sebagai berikut :

Terhadap Stabilitas Gaya Guling

A.Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Coulomb

$$\begin{aligned} F_{\text{guling}} &= \frac{\Sigma Mx}{\Sigma Mh} \geq 1.5 \text{ Aman} \\ &= \frac{99.948}{37.844} \geq 1.5 \text{ Aman} \\ &= 2.641 \geq 1.5 \text{(Aman)} \end{aligned}$$

B.Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Rankine

$$\begin{aligned} F_{\text{guling}} &= \frac{\Sigma Mx}{\Sigma Mh} \geq 1.5 \text{ Aman} \\ &= \frac{99.948}{43.160} \geq 1.5 \text{ Aman} \\ &= 2.316 \geq 1.5 \text{(Aman)} \end{aligned}$$

Terhadap Stabilitas Gaya Geser

Tekanan geser pada dinding sepanjang B = 4,00 m, dihitung dengan diasumsikan dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta b = \phi$; dan adhesi $Cd = C$ (kohesi), maka :

$$\begin{aligned} \Sigma Rh &= Cd \times B + \Sigma Pv \times \tan \delta b \\ &= 0,889 \times 4.00 + 42.869 \times 0,519 \\ &= 25.788 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :

ΣRh = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
 Cd = Adhesi antara tanah dan dasar dinding
 B = Lebar pondasi
 δb = Sudut geser antara tanah dan pondasi

A.Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Coulomb

$$\begin{aligned} F_{\text{geser}} &= \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} > 2,0 \text{ Aman} \\ &= \frac{25.788}{13.309} > 2,0 \text{ Aman} \\ &= 1.938 > 2,0 \text{(Tidak Aman)} \end{aligned}$$

B.Terhadap Stabilitas Gaya Guling Menurut Rankine

$$\begin{aligned} F_{\text{geser}} &= \frac{\Sigma Pv}{\Sigma Ph} > 2,0 \text{ Aman} \\ &= \frac{25.788}{17.272} > 2,0 \text{ Aman} \\ &= 1.493 > 2,0 \text{(Tidak Aman)} \end{aligned}$$

Perhitungan Terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung

Dalam hal ini akan digunakan metode persamaan Terzaghi. Pada hitungan ini dianggap pondasi terletak pada kedalaman 1 meter dari permukaan.

$$q_{ult} = c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dimana :

q_{ult} : daya dukung ultimit untuk pondasi memanjang

c : kohesi tanah

D_f : kedalaman pondasi yang tertanam di dalam tanah

γ : berat volume tanah

N_c : faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah

N_q : faktor daya dukung tanah akibat beban terbagi rata

N_γ : faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

Nilai N_c , N_q & N_γ diperoleh dari hasil interpolasi pada tabel koefisien daya dukung tanah Terzaghi karena nilai dari Sudut geser (ϕ) : 27.411 °.

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \cdot N_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ &= (0,89 \times 30,935) + (1 \times 1,91 \times 17,426) + (0,5 \times 1,91 \times 4,00 \times \\ &\quad 14,408) \\ &= 115,82 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

B. Terhadap Stabilitas Keruntuhan Menurut Coulomb

Letak resultan gaya dari titik O

$$\begin{aligned} X_e &= \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum P_v} \\ &= \frac{99,95 - 37,844}{42,869} \\ &= 1,449 \text{ m} \\ e &= \frac{B}{2} - X > \frac{B}{6} \\ &= \frac{4,00}{2} - 1,449 < \frac{4,00}{6} \\ &= 0,551 < 0,667 \end{aligned}$$

Karena $e < B/6$ maka : $< B/6 = 0,667$

$$q_{min} = 0$$

$$\begin{aligned} q_{maks} &= \frac{2 \cdot \sum P_v}{3 \cdot (B - 2 \cdot e)} \\ &= \frac{2 \times 25,733}{3 \times (4,00 - 2 \times 0,551)} \\ &= \frac{85,738}{8,692} \\ &= 9,864 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e \\ &= 4,00 - 2 \times 0,551 \\ &= 2,897 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= \frac{\sum P_v}{B'} \\ &= \frac{42,869}{2,897} \\ &= 14,796 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

$$\begin{aligned} F &= \frac{q_{ult}}{q'} > 3 \\ &= \frac{115,821}{14,796} > 3 \\ &= 7,828 > 3 \dots\dots (Aman) \end{aligned}$$

B. Terhadap Stabilitas Keruntuhan Menurut Rankine

Letak resultan gaya dari titik O

$$\begin{aligned} X_e &= \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum P_v} \\ &= \frac{99,95 - 43,160}{42,869} \\ &= 1,325 \text{ m} \\ e &= \frac{B}{2} - X < \frac{B}{6} \\ &= \frac{4,00}{2} - 1,325 < \frac{4,00}{6} \\ &= 0,675 < 0,667 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e \\ &= 4,00 - 2 \times 0,675 = 2,649 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= \frac{\sum P_v}{B'} \\ &= \frac{42,869}{2,649} = 16,181 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

$$\begin{aligned} F_k &= \frac{q_{ult}}{q'} > 3 \\ &= \frac{115,821}{16,181} > 3 = 7,158 > 3 \dots\dots (Aman) \end{aligned}$$

Tabel 4.16. Perhitungan Stabilitas Metode Coulomb dan Rankine

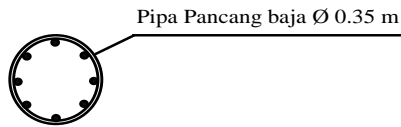
Stabilitas	Metode		Faktor Aman	Kontrol Coulomb	Kontrol Rankine
	Coulomb	Rankine			
Guling	2.641	2.316	≥ 1.5	Aman	Aman
Geser	1.938	1.493	> 2	Tidak Aman	Tidak Aman
Keruntuhan	7.828	7.158	> 3	Aman	Aman

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Analisa Perhitungan Tiang Pancang

Tiang pancang rencana adalah dengan menggunakan tiang pancang baja tipe spiral pipe berbentuk lingkaran.

Tiang Pancang Baja Tipe Spiral Pipe (Lingkaran)



Gambar 4.8. Dimensi tiang pancang spiral pipe

- | | | | |
|----------------------------|-------------------------------|---------|-----------------------|
| 1. Diameter | d | = 0.35 | m |
| 2. Tebal | t | = 0.01 | m |
| 3. Luas Luar | $(\pi(\frac{d}{2})^2)$ | A_o | = 0.10 m ² |
| 4. Luas Dalam | $(\pi * ((\frac{d-t}{2}))^2)$ | A_i | = 0.09 m ² |
| 5. Keliling | (πd) | A_k | = 1.10 m |
| 6. Berat Baja | W_s | = 0.644 | kN/m = 0.064 ton/m |
| 7. Mutu Baja | F_s | = 540 | N/mm ² |
| 8. Panjang rencana pancang | L | = 12 | m |

Maka, berat sendiri tiang (W_p) yang didapat sebagai berikut :

- Berat Baja ($W_s \times L$) = (0.644 x 12)
 $W_{bj} = 7,728 \text{ kN} = 0.773 \text{ ton}$
- Berat Beton isian 3 m dalam Pipa, (20 kN/m³ x 3 m x A_i)
 $W_c = 5.482 \text{ kN} = 0.548 \text{ ton}$
- Berat Tanah 9 m Dalam Pipa, ($\gamma_{\text{tanah rata-rata}} \times 9 \times A_i$)
 $W_t = 11.512 \text{ kN} = 1.151 \text{ ton}$
- Berat Tiang Pancang ($W_{bj} + W_c + W_t$)
 $W_p = 24.722 \text{ kN} = 2.472 \text{ ton}$

Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Baja Spiral Pipe

Diperhitungkan terhadap Tahanan tanah keras dan kelekatan tanah (*End Bearing pile and Friction Pile*), maka :

$$q_c = 176.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$JHL = 260.20 \text{ kg/cm}$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{A_o \times q_c}{sf} + \frac{A_k \times JHL}{sf}$$

$$= \frac{962.50 \times 176.98}{3} + \frac{110.00 \times 260.20}{5}$$

$$= 62505.483 \text{ kg}$$

$$= 625.055 \text{ kN} = 62.505 \text{ ton}$$

$$P_{\text{netto}} = P_{\text{tiang}} - W_p$$

$$= 625.055 - 24.722$$

$$= 600.333 \text{ kN} = 60.033 \text{ ton}$$

Daya dukung tiang pancang dalam 1 tiang adalah : 600.333 kN

$$\text{Kontrol : } F = (8.d + 4.d) = 8 \times 0.35 + 4 \times 0.35 = 4.2$$

Kontrol keamanan diambil daya dukung yang terkecil yaitu.

$$\frac{60.033}{42.869} = 1.400 > 4.2 (\text{Kurang Aman})$$

Tiang pancang dicoba pasang 3 baris :

$$\frac{60.033 \times 3}{42.869} = \frac{180.100}{42.869} = 4.201 > 4.2 (\text{Aman})$$

Tabel 4.17. Kontrol keamanan tiang pancang

NO	Kontrol Keamanan Tiang Pancang		
	1 Baris	1.400	> 4.2
3 Baris	4.201	> 4.2	Aman
		> 4.2 didapat dari (8.D + 4.D)	

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Baja Spiral Pipe

Konstruksi dinding penahan sepanjang 60 meter. Adapun beban vertikal yang bekerja untuk tinjauan 1 meter adalah (P_v) = 42.869 ton, Maka gaya vertikal menjadi :

A. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

$$P_{v \text{ total}} = P_v \times \text{panjang dinding}$$

$$= 42.869 \times 60 \text{ meter}$$

$$P_{v \text{ total}} = 2572.152 \text{ ton}$$

Untuk perhitungan jumlah pancang dapat menggunakan rumus :

$$n \text{ tiang pancang} = \frac{P_{v \text{ Total}}}{P_{\text{tiang}}} = \frac{2572.152}{60.033}$$

$$= 42.845 \text{ buah}$$

$$= 43 \text{ buah tiang pancang}$$

$$\text{Jumlah Pancang} = 3 \times 43$$

$$= 129 \text{ buah tiang pancang}$$

Perletakan tiang adalah 3 baris memanjang, masing – masing baris berisi 43 tiang (untuk tiang pancang tegak), maka total tiang pancang yang di gunakan adalah :

$$m = \text{jumlah baris} = 3$$

$$n = \text{jumlah tiang dalam 1 baris} = 43$$

$$\theta = \text{arc tan } d/s = 12.055$$

d = diameter tiang = 0,35
s = jarak antara tiang (as ke as) = 1.40 m

Untuk perhitungan efisiensi tiang digunakan perumusan untuk efisiensi tiang dari Converse-Labarre Formula :

$$Eg = 1 - \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right)$$

$$= 1 - \frac{12.055}{90} \left(\frac{(43-1)2 + (2-1)43}{2 \times 43} \right)$$

$$= 1 - (0,134 \times 1,643)$$

$$= 0.780 = 78 \%$$

$$Qu_{\text{tiang}} = Eg \times P_{\text{tiang}} \times \text{Jumlah Pancang}$$

$$= 78 \% \times 60.033 \times 129$$

$$= 6039.58 \text{ ton} > 2572.152 \text{ ton} \dots \text{Aman}$$

Gaya maksimum yang dipikul tiang berdasarkan jaraknya adalah sebagai berikut :

Tabel 4.18. Perhitungan ΣX^2 dan ΣY^2 pancang spiral pipe

No	X	X ²	Y	Y ²
1	0.50	0.25	0.75	0.563
2	1.90	3.63	4.00	16.00
3	3.31	10.95		
4	4.71	22.22		
5	6.12	37.44		
6	7.52	56.61		
7	8.93	79.72		
8	10.33	106.78		
9	11.74	137.78		
10	13.14	172.73		
11	14.55	211.63		

12	15.95	254.48		
13	17.36	301.27		
14	18.76	352.01		
15	20.17	406.69		
16	21.57	465.33		
17	22.98	527.91		
18	24.38	594.43		
19	25.79	664.90		
20	27.19	739.32		
21	28.60	817.69		
22	30.00	900.00		
23	31.40	986.26		
24	32.81	1076.46		
25	34.21	1170.62		
26	35.62	1268.72		
27	37.02	1370.76		
28	38.43	1476.76		
29	39.83	1586.69		
30	41.24	1700.58		
31	42.64	1818.41		
32	44.05	1940.19		
33	45.45	2065.92		
34	46.86	2195.59		
35	48.26	2329.21		
36	49.67	2466.78		
37	51.07	2608.29		
38	52.48	2753.75		
39	53.88	2903.16		
40	55.29	3056.51		

No	X	X ²	Y	Y ²
41	56.69	3213.81		
42	58.10	3375.06		
43	59.50	3540.25		
	ΣX ²	51767.56	Σy ²	16.563

$$\begin{aligned} \Sigma X^2 &= 51767.56 \text{ m}^2 \\ \Sigma Y^2 &= 16.563 \text{ m}^2 \\ X \text{ maks} &= 59.50 \text{ m} \\ Y \text{ maks} &= 4.00 \text{ m} \\ n_y &= 3 \text{ (jumlah baris)} \\ n_x &= 43 \text{ (jumlah tiang per baris)} \\ n &= 129 \text{ (buah tiang pancang)} \\ M_x &= 43.160 \text{ ton/m (momen tegak lurus sumbu X)} \\ M_y &= 99.948 \text{ ton/m (momen tegak lurus sumbu Y)} \\ \Sigma P_v &= 2572.152 \text{ ton} \\ P \text{ maks} &= \frac{\Sigma P_v}{n} + \frac{M_y \times X_{maks}}{n_y \times \Sigma x^2} + \frac{M_x \times Y_{maks}}{n_x \times \Sigma y^2} \\ &= \frac{2572.152}{129} + \frac{99.95 \times 59.5}{3 \times 51767.56} + \frac{43.160 \times 4.00}{43 \times 16.563} \\ &= 19.939 + 0.038 + 0.242 \\ &= 20.220 \text{ ton} < 60.033 \text{ ton} \dots \text{ Aman} \end{aligned}$$

Jadi, beban maksimal yang di distribusikan ke satu tiang pancang adalah 20.220 ton < 60.033 ton maka tiang pancang baja tipe spiral pipe (bulat) diameter 350 mm dapat digunakan.

Analisa Penulangan Dinding Penahan

Untuk menahan gaya lentur maka struktur dinding penahan tanah perlu diberi tulangan, tulangan berdasarkan momen ultimit (Mu). Pada potongan ini gaya harus diperhitungkan adalah gaya horizontal maka :

Penulangan Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :
Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$\begin{aligned} M_u &= 317.97 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)} \\ V_u &= 152.36 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)} \\ d &= \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} \\ &\quad - \text{diameter tulangan} \\ &= 5700 - 50 - 22 = 5628 \text{ mm} \\ &\quad \text{(lebar efektif)} \\ B &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c' &= 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85 \\ f_y' &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \right) b x d \\ &= \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} \right) 400 \times 5628 \\ &= 2055.06 \text{ kN} = 205.51 \text{ ton} \\ \phi V_n &= \phi V_c \\ &= 0,75 \times 2055.06 \text{ kN} \\ &= 1541.29 \text{ kN} > 152.36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

B. Kebutuhan Tulangan Momen (D 22)

$$\begin{aligned} A_{st} &= \left(\frac{1,4}{f_y} \right) b x d = \left(\frac{1,4}{400} \right) 400 \times 5628 = 7879.20 \text{ mm}^2 \\ a &= \left(\frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \right) = \left(\frac{7879.20 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} \right) = 308.99 \text{ mm}^2 \\ \rho &= \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{7879.20}{400 \times 5628} = 0.0035 \\ \rho_{max} &= \left\{ \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right\} = 0,024 \end{aligned}$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{min}

$$\rho_{min} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{min} .

$$\begin{aligned} M_n \cdot \phi &= 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (d - 1/2 \cdot a) \\ &= 0,85 \times 30 \times 400 \times 308.99 (5628 - 1/2 \times 308.99) \\ &= 17250739019 \text{ N/mm} \\ &= 17250.74 \text{ kN/m} \times 0,80 \\ &= 13800.59 \text{ kN/m} > M_u, 317.97 \text{ kN/m (ok)} \end{aligned}$$

$$N = \frac{7879.2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2} = 20.72 \text{ buah} = 21 \text{ buah}$$

$$S = 5628 / 21 = 268 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 21 D22 - 268 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 19)

$$\begin{aligned} b' &= 400 - 50 - 22 - 19 = 309 \text{ mm} \\ h' &= 5700 - 50 - 22 - 19 = 5609 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 309 \times 5609 \\ &= 5933.14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 5933.14 / 268 = 22.14 \text{ buah} = 22 \text{ buah}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 22 D19-268 mm.

Penulangan Penahan Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Penahan Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :

Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$\text{Mu} = 11.28 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)}$$

$$\text{Vu} = 17.48 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)}$$

$$d = \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ = 1566.67 - 50 - 25 = 1492 \text{ mm (lebar efektif)}$$

$$b = 1333.33 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85$$

$$f_y' = 400 \text{ Mpa}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$V_c = \left(\frac{1}{6\sqrt{f_c'}} \right) bxd \\ = \left(\frac{1}{6\sqrt{30}} \right) 1333.33 \times 1492 \\ = 1815.60 \text{ kN} = 181.56 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,75 \times 1815.60 \text{ kN}$$

$$= 1361.70 \text{ kN} > 17.48 \text{ kN/m}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

B. Kebutuhan Tulangan Momen (D 25)

$$A_{st} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) bxd = \left(\frac{1,4}{400} \right) 1333.33 \times 1492 = 6961.11 \text{ mm}^2$$

$$a = \left(\frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \right) = \left(\frac{6961.11 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1333.33} \right) = 81.90 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{6961.11}{1333.33 \times 1492} = 0.0035$$

$$\rho_{max} = \left\{ \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \right\} = 0,024$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{min}

$$\rho_{min} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{min} .

$$M_n \cdot \phi = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (d - 1/2 \cdot a)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1333.33 \times 81.90 (1492 - 1/2 \times 81.90)$$

$$= 4039446333 \text{ N/mm}$$

$$= 4039.45 \text{ kN/m} \times 0,80$$

$$= 3231.56 \text{ kN/m} > \text{Mu}, 11.28 \text{ kN/m (ok)}$$

$$N = \frac{6961.11}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2} = 14.18 \text{ buah} = 14 \text{ buah}$$

$$S = 1333.33 / 14 = 95 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 14 D25 - 95 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 19)

$$b' = 1333.33 - 50 - 25 - 19 = 1239.333 \text{ mm}$$

$$h' = 1491.67 - 50 - 25 - 19 = 1397.67 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 1239.333 \times 1397.67 \\ = 5929.695 \text{ mm}^2$$

$$n = 5929.695 / 95 = 62.26 \text{ buah} = 62 \text{ buah}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 62 D19 - 95 mm.

Penulangan Pelat kaki Dinding Penahan Tanah

Adapun data-data yang dipergunakan dalam perhitungan tulangan pada Pelat kaki Dinding Penahan Tanah yaitu sebagai berikut :

Diketahui : (tinjauan terhadap perhitungan coulomb)

$$\text{Mu} = 2.33 \text{ kN/m (Momen yang bekerja pada dinding)}$$

$$\text{Vu} = 6.62 \text{ kN/m (Beban geser yang bekerja pada dinding)}$$

$$d = \text{tinggi dinding} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ = 4000 - 50 - 22 = 3928 \text{ mm (lebar efektif)}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa}, \beta = 0,85$$

$$f_y' = 400 \text{ Mpa}$$

A. Kebutuhan Tulangan Geser

Kuat geser beton :

$$V_c = \left(\frac{1}{6\sqrt{f_c'}} \right) bxd \\ = \left(\frac{1}{6\sqrt{30}} \right) 800 \times 3928 \\ = 2868.61 \text{ kN} = 286.86 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$= 0,75 \times 2868.61 \text{ kN}$$

$$= 2151.45 \text{ kN} > 6.62 \text{ kN/m}$$

Karena nilai $\phi V_c > V_u$ maka dinding vertical tidak memerlukan tulangan geser hanya memerlukan tulangan minimum.

B. Kebutuhan Tulangan Momen (D 22)

$$A_{st} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) bxd = \left(\frac{1,4}{400} \right) 800 \times 3928 = 10998.40 \text{ mm}^2$$

$$a = \left(\frac{A_{st} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \right) = \left(\frac{10998.40 \times 400}{0,85 \times 30 \times 800} \right) = 215.65 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{10998.40}{800 \times 3928} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = \left\{ \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \times 600}{f_y \times 600 + f_y} \right\} = \left\{ \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 600}{400 \times 600 + 400} \right\} = 0,024$$

Berdasarkan dengan SNI 03-2847-2002, Pasal 12.5 ayat 1). maka ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{400} \right) = 0,0035 \text{ atau } \rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} = 0,0034$$

Karena persyaratan rasio penulangan $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ dan dari perhitungan di dapat $0,0034 < 0,0035 < 0,024$ maka rasio penulangan sesuai persyaratan, di gunakan ρ_{\min} .

$$M_n \cdot \phi = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \cdot (d - 1/2 \cdot a)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 800 \times 215,65 (3928 - 1/2 \times 215,65)$$

$$= 16806314305 \text{ N/mm}$$

$$= 16806,31 \text{ kN/m} \times 0,80$$

$$= 13445,05 \text{ kN/m} > M_u, 2,33 \text{ kN/m (ok)}$$

$$N = \frac{10998,40}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2} = 28,92 \text{ buah} = 29 \text{ buah}$$

$$S = 3928/29 = 135 \text{ mm}$$

Maka tulangan lentur yang digunakan adalah 29 D22 -135 mm.

A. Kebutuhan Tulangan Memanjang (D 19)

$$b' = 4000 - 50 - 22 - 19 = 3909 \text{ mm}$$

$$h' = 800 - 50 - 22 - 19 = 709 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,0034 \cdot b \cdot h = 0,0034 \times 3909 \times 709$$

$$= 9487,517 \text{ mm}^2$$

$$n = 9487,517 / 135 = 70,05 \text{ buah} = 70 \text{ buah}$$

Maka, tulangan memanjang yang digunakan adalah 70 D19 - 135 mm.

Resume Hasil Analisa

Berikut adalah resume hasil analisa dari perhitungan dinding penahan tanah tipe counterfort dan dinding penahan tanah tipe buttress dengan menggunakan metode coulomb dan rankine.

Tabel 4.19. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas

Metode	Stabilitas Gaya				Stabilitas Keruntuhan			
	Counterfort		Buttress		Counterfort		Buttress	
	≥ 1.5	> 2	≥ 1.5	> 2	ton/m ²	> 3	ton/m ²	> 3
	Guling	Geser	Guling	Geser	q'	F	q'	F
Coulomb	1.927	1.229	2.641	1.938	11.086	9.827	14.796	7.828
Rankine	1.707	1.031	2.316	1.493	12.875	8.461	16.181	7.158
Hasil	Aman	Tidak Aman	Aman	Tidak Aman		Aman		Aman
Guling $\geq 1,5$, Karena menggunakan Tanah tidak Berkohesi								
Geser $\geq 2,0$, Karena menggunakan Tanah Berkohesi								

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.20. Rekapitulasi Perhitungan Keamanan Tiang Pancang

NO	Kontrol Keamanan Tiang Pancang					
	Counterfort			Buttress		
1 Baris	2.333	> 4.2	Kurang Aman	1.400	> 4.2	Kurang Aman
2 Baris	4.666	> 4.2	Aman			
3Baris				4.201	> 4.2	Aman

Sumber : Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.21. Rekapitulasi Jumlah Tiang Pancang

Type	Jumlah Tiang (perbaris)	Jarak Antar Tiang	Jumlah Baris
	P = 60 m	As (m)	
Counterfort	26	2.36	2
Buttress	43	3	3

Sumber : Hasil Analisa, 2018

PENUTUP

Kesimpulan

Dari hasil Analisa dan Pembahasan Dimensi Dinding Penahan Tanah, dapat diambil hasil kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan hasil Analisa terhadap tipe counterfort dengan metode coulomb didapat nilai stabilitas gaya guling sebesar $1.927 > 1.5$ (aman), gaya geser sebesar $1.229 > 2$ (Tidak aman), stabilitas keruntuhan $9.827 > 3$ (aman), dan dengan metode rankine didapat nilai stabilitas gaya guling sebesar $1.707 > 1.5$ (aman), gaya geser $1.031 > 2$ (tidak aman), serta stabilitas keruntuhan $8.461 > 3$ (aman). Sedangkan pada tipe dinding penahan tanah dengan buttress dengan metode coulomb didapat nilai stabilitas gaya guling sebesar $2.641 > 1.5$ (aman), gaya geser sebesar $1.938 > 2$ (Tidak aman), stabilitas keruntuhan $7.828 > 3$ (aman), dan dengan metode rankine didapat nilai gaya guling sebesar $2.316 > 1.5$ (aman), gaya geser $1.493 > 2$ (tidak aman), stabilitas keruntuhan $7.158 > 3$ (aman). Karena dari analisa didapat pada perhitungan gaya geser tidak aman, maka ditambahkan perhitungan tiang pancang guna menahan beban vetikal.

2. Dari hasil analisa tiang pancang terhadap tipe counterfort diperoleh nilai faktor keamanan $2.333 > 4.2$ (Tidak aman) untuk 1 baris dan pada posisi tiang pancang kelompok didapat nilai $4.666 > 4.2$ (aman) untuk 2 baris, untuk setiap baris menggunakan 26 buah tiang pancang dan 52 buah tiang pancang kelompok dengan diameter 35 cm, sedangkan jarak as antar tiang pancang 2.36 m. Pada tipe dinding penahan tanah dengan dinding buttress diperoleh nilai faktor keamanan $1.400 > 4.2$ (Tidak aman) untuk 1 baris dan pada posisi tiang pancang kelompok didapat nilai $4.201 > 4.2$ (aman) untuk 3 baris, untuk setiap baris menggunakan 43 buah tiang pancang dan 129 buah tiang pancang kelompok dengan diameter 35 cm,

Saran

Saran yang di berikan penulis dari hasil penelitian dinding penahan tanah yang telah dilakukan, yaitu :

- Perhitungan dengan menggunakan metode rankine dan coulomb dapat di gunakan dalam perhitungan dinding penahan tanah.

- Perlu di ketahui kelemahan dari metode rankine menganggap bahwa tidak ada gesekan atau adhesi antara tanah dengan struktur dinding penahan sehingga tekanan tanah pada dinding lebih besar namundari metode coulomb menganggap bahwa gesekan atau adhesi antara tanah dengan struktur dinding penahan di perlukan untuk mengetahui (sudut gesek dinding) pada struktur dinding penahan yang lebih tinggi.
- Penggunaan konstruksi dinding penahan tanah pada Tipe Counterfort dan Tipe Buttress tidak aman terhadap stabilitas gaya geser maka perlu di tambahkan tiang pancang agar mampu menahan tekanan tanah.
- Untuk menentukan jenis konstruksi penahan longsor and diperlukan indentifikasi jenis longsor an , penyelidikan lapangan dan analisa perencanaan yang lebih terinci dan lengkap ,sehingga di peroleh penanganan yang optimal.

DAFTAR PUSTAKA

- Dinas Bina Marga dan Pengairan., Hasil survey Sondir investigasi tanah.
- Rudi G, Pengantar Teknik Fondasi, KANISIUS(Anggota IKAPI), Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2015), Converse Labarre, Equation for Pile Group Efficiency, *Analisis dan Perancangan Fondasi II – Edisi III*, LPPM-UGM.
- Hardiyatmo, H.C., Mekanika Tanah I, Gama Press, Yogyakarta, 2006.
- Hardiyatmo, H.C., Mekanika Tanah II, Gama Press, Yogyakarta, 2003.
- Hardiyatmo, H.C., Prinsip-prinsip Mekanika Tanah dan Soal Penyelesaian I, Beta Offset, Yogyakarta, 2004.
- Hardiyatmo, H.C., Teknik Fondasi I, Beta Offset, Yogyakarta, 2006.
- Hardiyatmo, H.C., Teknik Fondasi II, Beta Offset, Yogyakarta, 2006.
- Hardiyatmo, H.C., Penanganan Tanah Longsor dan Longsor, Beta Offset, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press, 2006.
- Sardjono. HS, (1991), *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid I, Sinar Wijaya-Surabaya.
- Sardjono. HS, (1998), *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid II, Sinar Wijaya-Surabaya.
- Sasrodarsono, S, Nakazawa Kazuto (2000), *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*, PT. Pradnya Paramita – Jakarta.
- SNI 03-2847, Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung, Pusjatan-Balitabang PU, 2002.
- Sunggono, K.H., Mekanika Tanah, Nova, Bandung, 2002.
- Sunggono, K.H., Teknik Sipil, Nova, Bandung, 1995.
- Sutarman, E., *Konsep Aplikasi Mekanika Tanah I*, CV. ANDI OFFSET – Yogyakarta.

LAMPIRAN



Situasi Lokasi Longsoran



Pengambilan Data Sondir



Situasi Lokasi Longsoran



Pengambilan Data Boring



Pengambilan Data Sondir



Pengukuran Topographi



Pemancangan Tiang Pancang



Pembesian



Pemancangan Tiang Pancang



Pembesian



Pemasangan Bekisting



Pengecoran



Pemasangan Bekisting



Pengecoran