

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Teori Lereng

Lereng adalah suatu permukaan yang menghubungkan permukaan tanah yang lebih tinggi dengan permukaan tanah yang lebih rendah. Ada tiga macam lereng yang perlu mendapat perhatian dari ahli – ahli geoteknik, yaitu sebagai berikut :

1. Lereng alam, yaitu lereng yang terbentuk akibat kegiatan alam, seperti erosi, gerakan tektonik dan sebagainya.
2. Lereng yang dibuat manusia, akibat penggalian untuk pembuatan jalan atau keperluan irigasi.
3. Lereng timbunan tanah, seperti urugan untuk jalan raya atau bendungan tanah.

Dalam setiap kasus tanah yang tidak datar akan menghasilkan komponen gravitasi dari berat yang cenderung menggerakkan massa tanah dari elevasi yang lebih tinggi ke elevasi yang lebih rendah. Lereng mengalami keruntuhan, secara teknis mengalami keruntuhan artinya lereng tersebut kehilangan stabilitasnya.

Menurut Skempton dan Hutchinson (1969), tanah longsor atau gerakan tanah didefinisikan sebagai gerakan menuruni lereng oleh massa tanah dan atau batuan penyusun lereng akibat terganggunya kestabilan tanah atau batuan penyusun lereng tersebut. Sebelum mengalami keruntuhan lereng tersebut memiliki faktor keamanan yang rendah namun pada lereng yang stabil juga dapat memiliki nilai keamanan yang kecil dan sewaktu waktu lereng dapat mengalami keruntuhan.

2.2.1 Stabilitas Lereng

Permukaan tanah yang tidak datar memiliki kemiringan tertentu terhadap bidang horizontal yang dapat menyebabkan komponen berat tanah yang sejajar dengan kemiringan bergerak kearah bawah. Bila berat tanah tersebut cukup besar

longsoran tanah dapat terjadi, dengan kata lain gaya dorong melampaui gaya yang berlawanan dari kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor. Tanah yang tidak datar akan menghasilkan gaya gravitasi dari berat tanah yang cenderung menggerakkan masa tanah dari elevasi yang lebih tinggi ke elevasi yang lebih rendah.

Diperlukan suatu cara untuk menjaga stabilitas lereng, salah satunya adalah dengan perkuatan lereng. Perkuatan lereng dibutuhkan agar tidak terjadi keruntuhan akibat beban di atasnya. Secara umum terdapat 2 (dua) cara agar lereng menjadi stabil (Wesley,2010) yaitu sebagai berikut :

1. Gaya penggerak atau momen penggerak diperkecil dengan cara mengubah bentuk lereng yang bersangkutan seperti mengubah lereng lebih landai atau mengurangi sudut kemiringan lereng, memperkecil ketinggian lereng dan mengubah lereng menjadi lereng bertingkat (*multi slope*).
2. Gaya melawan atau momen diperbesar yaitu dengan cara menggunakan *counterweight* yaitu timbunan pada kaki lereng, mengurangi tekanan air pori didalam lereng dan memasang tiang atau membuat dinding penahan tanah.

Secara teknis stabilitas didefinisikan sebagai faktor keamanan. Faktor keamanan (*safety faktor*) itu sendiri merupakan perbandingan antara kekuatan geser (*shear strength*) yang bekerja menahan kelongsoran dengan tegangan geser (*shear stress*) yang bekerja mendorong longsoran karena gaya berat tanah itu sendiri. Di bawah ini akan ditunjukkan nilai-nilai kestabilan suatu lereng menurut Hardiyatmo 2006.

1. $FK > 1,25$ Massa tanah pada lereng dianggap stabil
2. $FK < 1,25$ Massa tanah pada lereng dianggap tidak stabil
3. $FK = 1,25$ Massa tanah pada lereng diambang kelongsoran

Terdapat rumus perhitungan faktor keamanan lereng yang diperkenalkan oleh Fellenius dan kemudian dikembangkan oleh Lamde & Whitman (1969) dan Parcher & Means (1974) untuk mengetahui tingkat kestabilan lereng ini. Rumus

dasar faktor keamanan lereng dinyatakan pada **Persamaan (2.1)**, **Persamaan (2.2)**, dan **Persamaan (2.3)**. Rumus tersebut didasari berdasarkan **Gambar 2.2** dan **Gambar 2.1**.

$$\tau = CL + ((W + V) \cos \alpha - \mu) \tan \phi \quad (2.1)$$

$$s = (W + V) \sin \alpha \quad (2.2)$$

$$F = \tau s \quad (2.3)$$

Dimana : F = Faktor keamanan lereng

L = Panjang Segmen bidang gelicir (m)

τ = Gaya ketahan geser / tahanan geser sepanjang L (ton/m²)

s = Gaya dorong geser (ton/m²)

c = Kohesi massa lereng (ton/m²)

ϕ = Sudut geser dalam masa lereng (°)

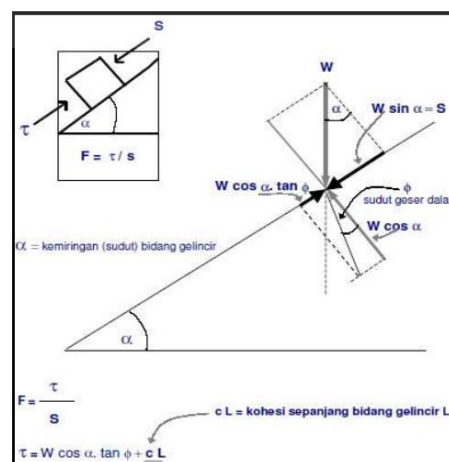
W = bobot masa diatas segmen L (ton)

V = Beban luar (ton)

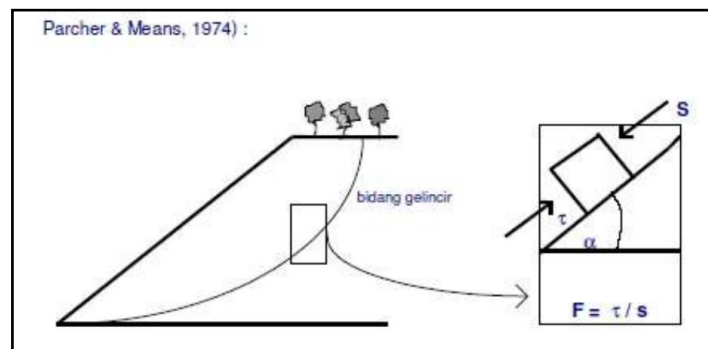
μ = Tekanan Pori

h = Panjang garis ekuipotensial ke titik L (m)

α = Sudut yang dibentuk oleh bidang gelincir dengan bidang horizontal (°)



Gambar 2.1 Sketsa yang bekerja pada satu potongan (Lambe & Whitman, 1969 dan Parcher & Means, 1974)



Gambar 2.2 Sketsa lereng dan gaya yang bekerja
(Lamde & Whitman,1969 dan Parcher & Means,1974)

2.2.2 Faktor Penyebab Gerakan Tanah dan Longsoran

Faktor-faktor yang mempengaruhi kestabilan lereng dapat menghasilkan tegangan geser pada seluruh massa tanah, dan suatu gerakan akan terjadi kecuali tahanan geser pada setiap permukaan runtuh yang mungkin terjadi lebih besar dari tegangan geser yang bekerja. (Bowles, 1991).

Faktor penyebab terjadinya gerakan pada lereng juga tergantung pada kondisi batuan dan tanah penyusun lereng, struktur geologi, curah hujan, vegetasi penutup dan penggunaan lahan pada lereng tersebut, namun secara garis besar dapat dibedakan sebagai faktor alami dan manusia.

Keruntuhan pada lereng alami atau buatan disebabkan karena adanya perubahan antara lain topografi, seismik, aliran air tanah, kehilangan kekuatan, perubahan tegangan, dan musim/iklim/cuaca. Akibat adanya gaya-gaya luar yang bekerja pada material pembentuk lereng menyebabkan material pembentuk lereng mempunyai kecenderungan untuk menggelincir. Kecenderungan menggelincir ini ditahan oleh kekuatan geser material sendiri. Meskipun suatu lereng telah stabil dalam jangka waktu yang lama, lereng tersebut dapat menjadi tidak stabil karena beberapa faktor seperti :

1. Jenis dan keadaan lapisan tanah / batuan pembentuk lereng
2. Bentuk geometrik penampang lereng (misalnya tinggi dan kemiringan lereng)

3. Penambahan kadar air pada tanah (misalnya terdapat rembesan air atau infiltrasi hujan)
4. Berat dan distribusi beban
5. Getaran atau gempa

Menurut Direktorat Vulkanologi dan Mitigasi Bencana Geologi (2005), tanah longsor dapat terjadi karena faktor alam dan faktor manusia sebagai pemicu terjadinya tanah longsor, yaitu :

1. Faktor alam

Kondisi alam yang menjadi faktor utama terjadinya longsor antara lain sebagai berikut :

- a. Kondisi geologi: batuan lapuk, kemiringan lapisan, sisipan lapisan batu lempung, lereng yang terjal yang diakibatkan oleh struktur sesar dan kekar (patahan dan lipatan), gempa bumi, stratigrafi dan gunung api, lapisan batuan yang kedap air miring ke lereng yang berfungsi sebagai bidang longsor, adanya retakan karena proses alam (gempa bumi, tektonik).
- b. Keadaan tanah : erosi dan pengikisan, adanya daerah longsor lama, ketebalan tanah pelapukan bersifat lembek, butiran halus, tanah jenuh karena air hujan.
- c. Iklim: curah hujan yang tinggi, air (hujan. di atas normal).
- d. Keadaan topografi: lereng yang curam.
- e. Keadaan tata air: kondisi drainase yang tersumbat, akumulasi massa air, erosi dalam, pelarutan dan tekanan hidrostatika, susut air cepat, banjir, aliran bawah tanah pada sungai lama).
- f. Tutupan lahan yang mengurangi tahan geser, misal lahan kosong, semak belukar di tanah kritis.

2. Faktor Manusia

Ulah manusia yang tidak bersahabat dengan alam antara lain sebagai berikut :

- a. Pemotongan tebing pada penambangan batu di lereng yang terjal.

- b. Penimbunan tanah urugan di daerah lereng.
- c. Kegagalan struktur dinding penahan tanah.
- d. Perubahan tata lahan seperti penggundulan hutan menjadi lahan basah yang menyebabkan terjadinya pengikisan oleh air permukaan dan menyebabkan tanah menjadi lembek
- e. Adanya budidaya kolam ikan dan genangan air di atas lereng.
- f. Sistem pertanian yang tidak memperhatikan irigasi yang aman.
- g. Pengembangan wilayah yang tidak diimbangi dengan kesadaran masyarakat, sehingga RUTR tidak ditaati yang akhirnya merugikan sendiri.
- h. Sistem drainase daerah lereng yang tidak baik yang menyebabkan lereng semakin terjal akibat penggerusan oleh air saluran di tebing.
- i. Adanya retakan akibat getaran mesin, ledakan, beban massa yang bertambah dipicu beban kendaraan, bangunan dekat tebing, tanah kurang padat karena material urugan atau material longsor lama pada tebing.
- j. Terjadinya bocoran air saluran dan luapan air saluran.

Arsyad (1989) mengemukakan bahwa tanah longsor ditandai dengan bergesernya sejumlah massa tanah secara bersama-sama dan terjadi sebagai akibat meluncurnya suatu volume tanah di atas suatu lapisan agak kedap air yang jenuh air. Lapisan yang terdiri dari tanah liat atau mengandung kadar tanah liat tinggi setelah jenuh air akan bertindak sebagai peluncur. Longsor akan terjadi jika terpenuhi tiga keadaan sebagai berikut

1. Adanya lereng yang cukup curam sehingga massa tanah dapat bergerak atau meluncur ke bawah.
2. Adanya lapisan di bawah permukaan massa tanah yang agak kedap air dan lunak, yang akan menjadi bidang luncur
3. Adanya cukup air dalam tanah sehingga lapisan massa tanah yang tepat di atas lapisan kedap air tersebut menjadi jenuh.

Lapisan kedap air dapat berupa tanah liat atau mengandung kadar tanah liat tinggi, atau dapat juga berupa lapisan batuan. Penyebab terjadinya tanah longsor dapat bersifat statis dan dinamis. Statis merupakan kondisi alam seperti sifat batuan (geologi) dan lereng dengan kemiringan sedang hingga terjal, sedangkan dinamis adalah ulah manusia. Ulah manusia banyak sekali jenisnya dari perubahan tata guna lahan hingga pembentukan gawir yang terjal tanpa memperhatikan stabilitas lereng. (Suroño, 2003).

2.2.3 Tipe dan Mekanisme Keruntuhan Tanah

Menurut Naryanto (2002), jenis tanah longsor berdasarkan kecepatannya dapat dibagi menjadi 5 (lima) jenis yaitu :

1. Aliran; longsor bergerak serentak/mendadak dengan kecepatan tinggi.
2. Longsor; material longsor bergerak lambat dengan bekas longsor berbentuk tapal kuda.
3. Runtuhan; umumnya material longsor baik berupa batu maupun tanah bergerak cepat sampai sangat cepat pada suatu tebing.
4. Majemuk; longsor yang berkembang dari runtuhan atau longsor dan berkembang lebih lanjut menjadi aliran.
5. Amblesan (penurunan tanah); terjadi pada penambangan bawah tanah, penyedotan air tanah yang berlebihan, proses pengikisan tanah serta pada daerah yang dilakukan proses pemadatan tanah.

Penurunan tanah (*subsidence*) dapat terjadi akibat adanya konsolidasi, yaitu penurunan permukaan tanah sehubungan dengan proses pemadatan atau perubahan volume suatu lapisan tanah. Proses ini dapat berlangsung lebih cepat bila terjadi pembebanan yang melebihi faktor daya dukung tanahnya ataupun pengambilan air tanah yang berlebihan dan berlangsung relatif cepat. Pengambilan air tanah yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan muka air tanah (pada sistem akifer air tanah dalam) dan turunnya tekanan hidrolik, sedangkan tekanan antar batu bertambah. Akibat beban di atasnya menurun.

Ditinjau dari kenampakan jenis gerakan tanah longsor dapat dibedakan menjadi beberapa macam/tipe antara lain :

1. Jenis jatuhan

Material batu atau tanah dalam longsor jenis ini jatuh bebas dari atas tebing umumnya tidak banyak dan terjadi pada lereng terjal.

2. Longsoran

Longsoran yaitu massa tanah yang bergerak sepanjang lereng dengan bidang longsoran melengkung (memutar) dan mendatar. Longsoran dengan bidang longsoran melengkung, biasanya gerakannya cepat dan mematikan karena tertimbun material longsoran. Sedangkan longsoran dengan bidang longsoran mendatar gerakannya perlahan-lahan, merayap tetapi dapat merusakkan dan meruntuhkan bangunan di atasnya.

3. Jenis aliran

Jenis aliran yaitu massa tanah bergerak yang didorong oleh air. Kecepatan aliran bergantung pada sudut lereng, tekanan air, dan jenis materialnya. Umumnya gerakannya sepanjang lembah dan biasanya panjang gerakannya sampai ratusan meter, pada beberapa tempat bahkan sampai ribuan meter seperti pada daerah aliran sungai daerah gunung api. Aliran tanah ini dapat menelan korban cukup banyak.

4. Gerakan tanah gabungan

Gerakan tanah gabungan yaitu gerakan tanah gabungan antara longsoran dengan aliran atau jatuhan dengan aliran. Gerakan tanah jenis gabungan ini yang banyak terjadi di beberapa tempat akhir-akhir ini dengan menelan korban cukup tinggi.

Varnes (1978) mengklasifikasi tanah longsor menjadi 6 jenis yaitu runtuh (*fall*), robohan (*topple*), longsoran (*slides*), pencaran lateral (*lateral spread*), aliran (*flow*), penggerak blok dan gabungan. Klasifikasi Varnes didasarkan pada mekanisme gerakan dan material yang berpindah. Klasifikasi tersebut diuraikan sebagai berikut :

1. Longsoran (*Slide*)

Longsoran (*Slide*) adalah gerakan menurun lereng oleh material penyusun lereng, melalui bidang gelincir pada lereng. Seringkali dijumpai tanda-tanda awal gerakan berupa retakan berbentuk lengkung tapal kuda pada bagian permukaan lereng yang mulai bergerak. Bidang gelincir ini dapat berupa bidang yang relatif lurus (translasi) ataupun bidang lengkung ke atas (rotasi), seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.3**. Kedalaman bidang gelincir pada longsoran jenis translasi lebih dangkal daripada kedalaman bidang gelincir longsoran rotasi.

Material yang bergerak secara translasi dapat berupa blok (*rock block slide*). Longsoran yang bergerak secara rotasi melalui bidang gelincir lengkung disebut nendatan (*slump*). Longsoran rotasi merupakan bergesernya masa tanah dan batuan pada bidang gelincir terbentuk cekung sedangkan longsoran translasi adalah bergesernya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk rata atau menggelombang landai.



Gambar 2.3 (a) Longsoran rotasi (b) Longsoran translasi
(Rahmawati, 2009)

2. Runtuhan (*falls*)

Runtuhan (*falls*) adalah runtuhnya sebagian massa batuan pada lereng yang terjal, seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.4**. Jenis ini memiliki ciri yaitu sedikit atau tanpa disertai terjadinya pergeseran antara massa yang runtuh dengan massa yang tidak runtuh. Runtuhnya massa batuan umumnya dengan cara jatuh bebas, meloncat atau menggelinding tanpa melalui bidang

gelincir. Penyebab terjadinya runtuh adalah adanya bidang-bidang diskontinyu seperti retakan retakan pada batuan



Gambar 2.4 Runtuhan batuan

(Rahmawati, 2009)

3. Robohan (*topples*)

Robohan (*topples*) adalah robohnya batuan umumnya bergerak melalui bidang-bidang diskontinyu yang sangat tegak pada lereng. Bidang diskontinyu ini berupa retakan pada batuan seperti pada runtuh. Robohan ini biasanya terjadi pada batuan dengan kelerengan sangat terjal sampai tegak, seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.5**.

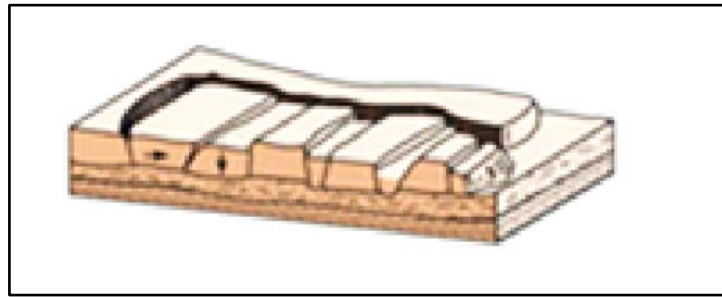


Gambar 2.5 Robohan batuan

(Rahmawati, 2009)

4. Pencaran lateral (*lateral spread*)

Pencaran lateral (*lateral spread*) adalah material tanah atau batuan yang bergerak dengan cara perpindahan translasi pada bagian dengan kemiringan landai sampai datar. Pergerakan terjadi pada lereng yang tersusun atas tanah lunak dan terbebani oleh massa tanah di atasnya, seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.6**. Pembebanan inilah yang mengakibatkan lapisan tanah lunak tertekan dan mengembang ke arah lateral.

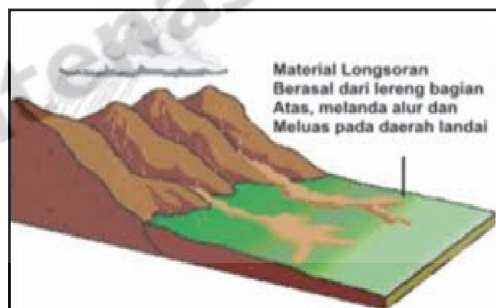


Gambar 2.6 Pancaran batuan

(Rahmawati, 2009)

5. Aliran (*flows*)

Aliran (*flows*) yaitu aliran massa yang berupa aliran fluida kental, seperti ditunjukkan pada **Gambar 2.7**. Aliran pada bahan rombakan dapat dibedakan menjadi aliran bahan rombakan (*debris*), aliran tanah (*earth flow*) apabila massa yang bergerak didominasi oleh material tanah berukuran butir halus (butir lempung) dan aliran lumpur (*mud flow*) apabila massa yang bergerak jenuh air. Jenis lain dari aliran ini adalah aliran kering yang biasa terjadi pada endapan pasir (*dry flow*).



Gambar 2.7 Aliran batuan

(Rahmawati, 2009)

6. Tipe Penggerak Blok

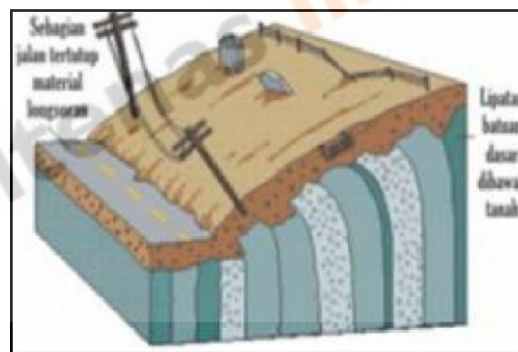
Pergerakan blok adalah perpindahan batuan yang bergerak pada bidang gelincir berbentuk rata. Longsoran ini disebut juga longsoran translasi blok batu seperti yang terlihat pada **Gambar 2.8**.



Gambar 2.8 Tipe longsoran penggerak blok
(Rahmawati, 2009)

7. Tipe Rayapan Tanah

Rayapan Tanah adalah jenis tanah longsor yang bergerak lambat. Jenis tanahnya berupa butiran kasar dan halus. Jenis tanah longsor ini hampir tidak dapat dikenali. Setelah waktu yang cukup lama longsor jenis rayapan ini bisa menyebabkan tiang-tiang telepon, pohon, atau rumah miring ke bawah. tipe keruntuhan longsoran rayapan tanah seperti pada **Gambar 2.9**.



Gambar 2.9 Tipe longsoran akibat rayapan tanah
(Rahmawati, 2009)

2.2.4 Penanggulangan Longsoran

Penanggulangan longsoran lereng yang dilakukan bersifat pencegahan sebelum longsor terjadi pada daerah potensial dan stabilisasi, setelah longsor terjadi jika belum runtuh total. Penanggulangan yang tepat pada kedua kondisi diatas dengan memperhatikan penyebab utama longsor, kondisi pelapisan tanah dan juga aspek geologinya.

Langkah yang umum dalam menangani longsor antara lain: pemetaan geologi topografi daerah yang longsor, pemboran untuk mengetahui bentuk pelapisan tanah/batuan dan bidang gelincirnya, pemasangan piezometer untuk mengetahui muka air atau tekanan air porinya, dan pemasangan slope indicator untuk mencari bidang geser yang terjadi.

Selain itu dilakukan pula pengambilan tanah tidak terganggu, terutama pada bidang geser untuk dipelajari besar kekuatan tahanan gesernya. Ada beberapa cara untuk menstabilkan lereng yang berpotensi terjadi kelongsoran. Pada prinsipnya ada dua cara yang dapat digunakan untuk menstabilkan suatu lereng, yaitu:

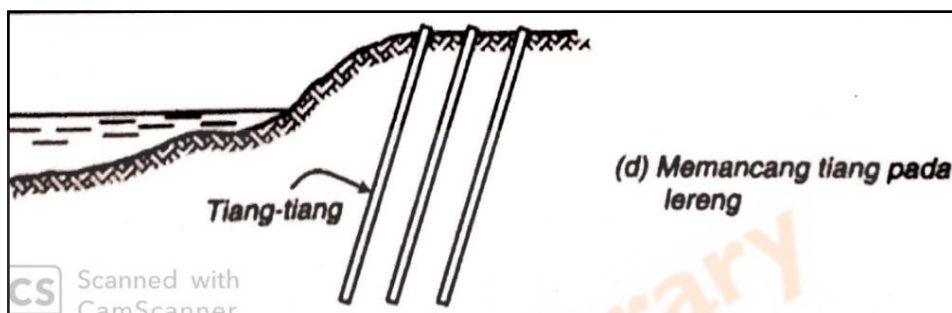
1. Memperkecil gaya penggerak atau momen penyebab longsor. Gaya atau momen penyebab longsor dapat diperkecil dengan cara merubah bentuk lereng, yaitu dengan cara :
 - a. Merubah lereng lebih datar atau memperkecil sudut kemiringan
 - b. Memperkecil ketinggian lereng
 - c. Merubah lereng menjadi lereng bertingkat (*multi slope*)
2. Memperbesar gaya lawan atau momen penahan longsor. Gaya lawan atau momen penahan longsor dapat diperbesar dengan beberapa cara yaitu :
 - a. Menggunakan *counter weight* yaitu tanah timbunan pada kaki lereng. Cara ini mudah dilaksanakan asalkan terdapat tempat dikaki lereng untuk tanah timbunan tersebut.
 - b. Mengurangi air pori didalam lereng
 - c. Cara mekanis yaitu dengan memasang tiang pancang atau dinding penahan tanah.

Menurut Hardiyatmo (2003) metode perbaikan stabilitas lereng dibagi menjadi tiga kategori yaitu sebagai berikut :

1. Metode kimia dan mekanis yaitu dengan cara *grouting* semen untuk menambah kuas geser tanah pada metode mekanis atau menambahkan

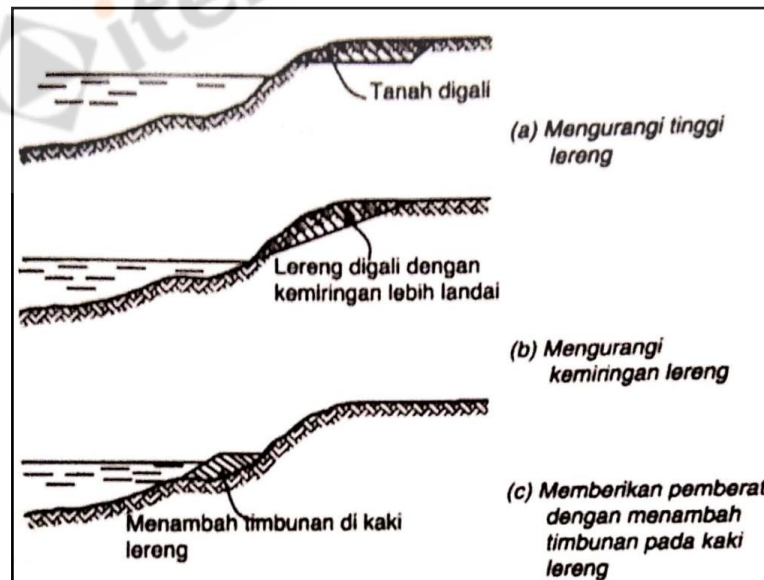
bahan tertentu ke dalam tanah pada metode kimia seperti pada **Gambar 2.10**.

2. Metode geometri merupakan metode dengan cara geometri lereng menjadi lebih landai seperti pada **Gambar 2.11**.
3. Metode hidrologi merupakan metode dengan tujuan menurunkan muka air tanah atau menurunkan kadar air tanah pada lereng seperti pada **Gambar 2.12**.



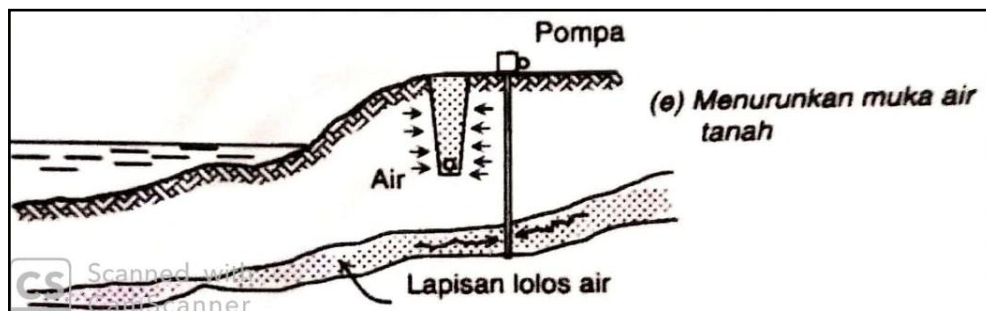
Gambar 2.10 Perbaikan stabilitas lereng metode mekanis

(Hardiyatmo, 2003)



Gambar 2.11 Perbaikan stabilitas lereng metode geometri

(Hardiyatmo, 2003)



Gambar 2.12 Perbaikan stabilitas lereng metode hidrologi
(Hardiyatmo, 2003)

2.2.5 Kriteria Perancangan Lereng

Dalam melakukan perancangan stabilitas lereng diperlukan kriteria – kriteria guna menunjang modelisasi lereng agar memiliki nilai yang baik. Kriteria yang dipertimbangkan adalah terhadap pembebanan dan terhadap faktor keamanan.

1. Kriteria beban hidup

Analisis stabilitas lereng harus mempertimbangkan beban hidup (live load) dan mati (*dead load*) sesuai peruntukan lereng galian dan timbunan. Beban tambahan (*surcharge load*) 10 kN/m^2 perlu diterapkan untuk memperhitungkan beban yang bekerja pada permukaan atas lereng kecuali ada persyaratan lain sesuai peruntukannya.

2. Kriteria pembebanan lalu lintas dan diluar lalu lintas

Analisis stabilitas lereng perlu mempertimbangkan beban – beban yang bekerja pada lereng sesuai dengan peruntukannya. Salah satunya adalah beban diluar lalu lintas. Beban diluar lalu lintas ini ditambahkan pada bagian atas lereng yang memang terbebani. Besarnya beban ditunjukkan pada **Tabel 2.1**.

Tabel 2.1 Beban lalu lintas untuk analisis stabilitas dan beban di luar jalan (SNI 8460:2017)

Kelas Jalan	Beban lalu lintas (kN/m^2)	Beban di luar jalan (*) (kN/m^2)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

Keterangan : (*) Beban dari bangunan rumah - rumah sekitar lereng

3. Kriteria Faktor Keamanan

Keamanan atau stabilitas lereng dapat didefinisikan berdasarkan besaran faktor keamanan SF pada lereng tersebut. Kriteria faktor keamanan pada lereng mengacu pada SNI 8460 : 2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik seperti pada **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Nilai faktor keamanan untuk lereng tanah

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

Sumber : (SNI 8460:2017)\

2.2 Teori Kegempaan

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Gelombang seismik adalah rambatan energi yang disebabkan karena adanya gangguan didalam kerak bumi. Energi yang dilepaskan tersebut dirambatkan oleh pusat gempa berupa gelombang getaran ke permukaan tanah. Akibat dari rambatan gelombang gempa, terjadi gaya geser siklik dinamik dari lokasi pusat gempa sampai muka bumi atau tanah.

2.2.1 Persyaratan Ketahanan Gempa

Kriteria perancangan gempa rencana untuk tiap-tiap infrastruktur diperlihatkan pada **Tabel 2.3** struktur dan komponennya harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan beban gempa rencana sesuai dengan kriteria batas deformasi dan kekuatan yang disyaratkan.

Tabel 2.3 Kriteria Perancangan Gempa Berdasarkan Peruntukan Infrastruktur

Peruntukan	UR	Proabilitas	Periode (Tahun)	Kriteria Keamanan	Referensi
Bangunan gedung dan non gedung	50	2	2500	-	SNI 1726:2012
Jembatan Konvensional	75	7	1000	-	SNI 2833:201X AASHTO 2012
Dinding penahan Abutmen Jembatan	75	7	1000	FK > 1,5 (terhadap geser saat mengalami beban statik) FK > 2 (terhadap guling saat mengalami beban statik) FK > 1,1 (terhadap beban pseudostatik)	WSDOT FHWA – NJ – 2005-002
Timbunan	-	-	-	FK > 1,1	
Bendungan	100	1	10000	<ul style="list-style-type: none"> • Tidak terjadi aliran air yang tidak terkendali • Deformasi tidak melebihi 0,5 dari tinggi jagaan • Deformasi pada filter tidak boleh melebihi 0,5 tebal filter • Spillway tetap berfungsi setelah terjadi gempa rencana 	ICOLD NO. 148 2016
Bangunan pelengkap bendungan	50	2	2500	-	-
Terowongan	100	10	1000	-	-

Sumber : SNI 8460:2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik

Penentuan spektrum respons desain harus ditentukan berdasarkan klasifikasi situs proyek dengan menggunakan kriteria pada **Tabel 2.4**.

Tabel 2.4 Klasifikasi situs (AASHTO, 2012)

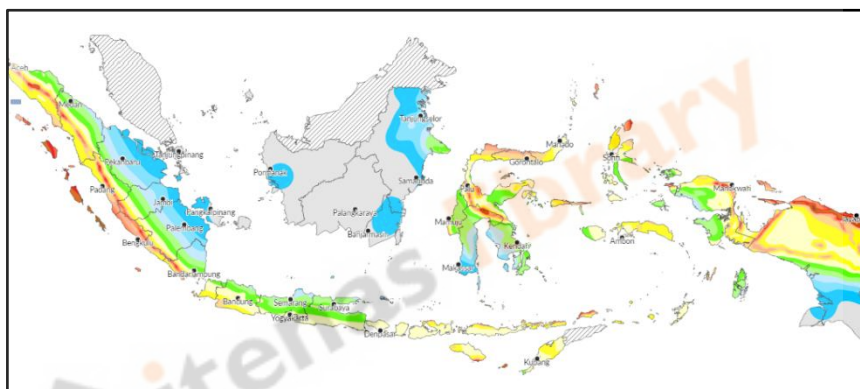
Klasifikasi Situs	Vs(m/detik)	N-SPT	S (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan dasar)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 meter dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks Plastisitas $PI > 20$ 2. Kadar air (w) $> 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir < 25 kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan penyelidikan geoteknik spesifik dan analisis repons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas tinggi (ketebalan, $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$) 4. Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan < 25 kPa		

2.2.2 Peta Gempa Di Indonesia

Secara geografis, kepulauan Indonesia berada diantara pertemuan 3 lempeng utama dunia yaitu lempeng IndoAustralia, Eurasia, dan Pasifik. Akibat terletak pada pertemuan 3 lempeng tersebut, dikawasan Indonesia banyak terdapat patahan-patahan aktif. Oleh karena itu, mengakibatkan kepulauan Indonesia berada pada daerah yang mempunyai aktivitas gempa bumi cukup tinggi.

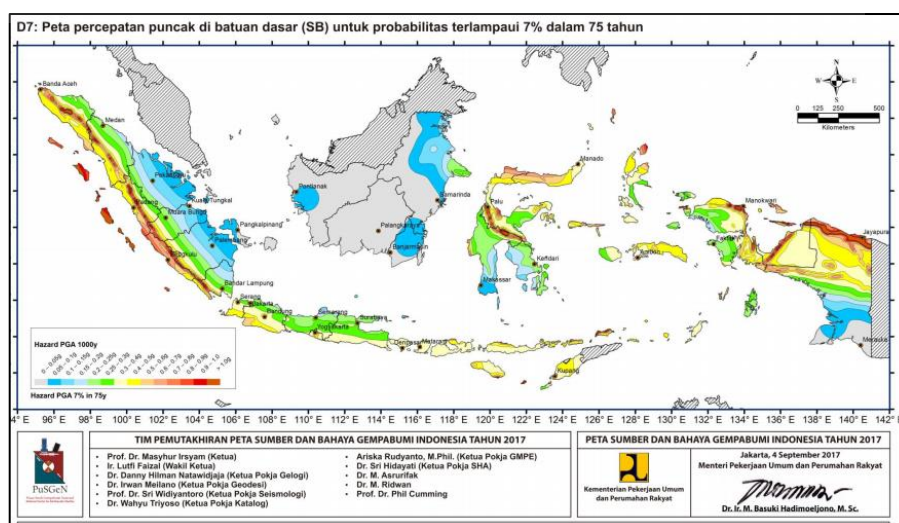
Peta kegempaan sangat beragam tergantung dari jenis analisis yang digunakan, salah satunya adalah peta gempa *peak ground acceleration* (PGA). Percepatan adalah parameter yang menyatakan perubahan kecepatan mulai dari keadaan diam sampai pada kecepatan tertentu. Percepatan getaran tanah merupakan gangguan yang perlu dikaji untuk setiap gempa bumi, kemudian dipilih percepatan getaran tanah maksimum atau *Peak Ground Acceleration* (PGA) untuk dipetakan

agar bisa memberikan pengertian tentang efek paling parah yang pernah dialami suatu lokasi (Edwiza, 2008). Percepatan getaran tanah maksimum adalah nilai percepatan getaran tanah yang terbesar yang pernah terjadi di suatu tempat yang diakibatkan oleh gempa bumi. Semakin besar nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA) yang pernah terjadi di suatu tempat, semakin besar bahaya dan risiko gempa bumi yang mungkin terjadi. **Gambar 2.13** merupakan peta gempa berdasarkan *peak ground acceleration* (PGA) yang diperoleh dari Pusat Penelitian Jalan dan Jembatan (PUSJATAN). Selain itu digunakan peta gempa yang diperoleh dari Pusat Studi Gempa Nasional (PUSGEN) berdasarkan Penentuan nilai berdasarkan *peak ground acceleration* PGA seperti pada **Gambar 2.14**.



Gambar 2.13 Peta Gempa Indonesia pada *Peak Ground Acceleration* (PGA)

Sumber : Pusat Penelitian Jalan dan Jembatan (PUSJATAN)

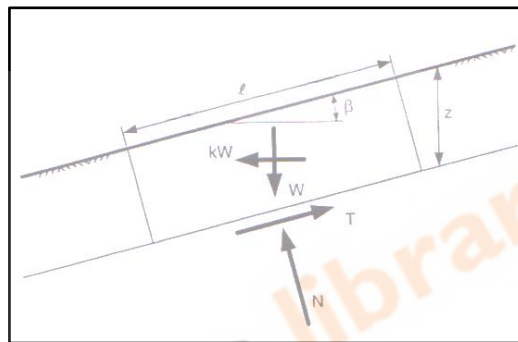


Gambar 2.14 Peta Gempa Indonesia pada *Peak Ground Acceleration* (PGA)

Sumber : Pusat Studi Gempa Nasional (PUSGEN)

2.2.3 Teori Analisis Gempa Pseudostatik

Gempa pseudostatik berupa beban gempa yang direpresentasikan sebagai suatu gaya statik yang disamakan dengan berat massa tanah dikalikan dengan koefisien gempa (k_h). Gaya pseudostatik biasa digunakan pada analisis limit equilibrium dan ditinjau sebagai gaya statis yang bekerja hanya pada satu arah saja. Koefisien seismik gempa dan gaya pseudostatik pada metode limit equilibrium diasumsikan sebagai gaya yang sudah diketahui dan termasuk ke dalam berbagai persamaan equilibrium seperti pada **Gambar 2.15**.



Gambar 2.15 Infinite slope dengan beban seismik kW (J. Duncan & Wright, 2005)

Gaya – gaya yang tegak lurus terhadap bidang seperti pada **Persamaan 2.4**

$$N = W \cos \beta - kW \sin \beta \quad (2.4)$$

Gaya – gaya yang sejajar bidang seperti pada **Persamaan 2.5**

$$T = W \sin \beta + kW \cos \beta \quad (2.5)$$

Berat blok tanah adalah pada **Persamaan 2.6**

$$W = \gamma l z \cos \beta \quad (2.6)$$

Substitusi **Persamaan 2.6** ke dalam **Persamaan 2.4**, sehingga menjadi

Persamaan 2.7

$$\sigma = \frac{N}{l} = \gamma z \cos^2 \beta - k \gamma z \cos \beta \sin \beta \quad (2.7)$$

Substitusi **Persamaan 2.6** ke dalam **Persamaan 2.5**, sehingga menjadi

Persamaan 2.8

$$\tau = \gamma z \cos \beta \sin \beta + k \gamma z \cos^2 \beta \quad (2.8)$$

Diperoleh rumus untuk faktor keamanan seperti pada **Persamaan 2.9**

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} = \frac{c + (\gamma z \cos^2 \beta - k \gamma z \cos \beta \sin \beta) \tan \phi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta + \gamma k z \cos^2 \beta} \quad (2.9)$$

Ada berbagai tanggapan mengenai letak dimana gaya pseudostatik bekerja. Terzaghi (1950) mengusulkan bahwa gaya pseudostatik seharusnya bekerja pada setiap titik berat irisan atau titik berat dari keseluruhan massa tanah. Hal ini diterima jika nilai percepatan gempa konstan pada seluruh masa tanah. Seed (1979) menunjukkan bahwa lokasi yang diasumsikan untuk gaya seismic dapat memiliki efek yang cukup besar dalam perhitungan faktor keamanan. Perubahan letak gaya pseudostatik dari titik berat ke sisi bawah irisan dapat mengurangi faktor keamanan sebesar 0,1.

2.2.4 Faktor Amplifikasi

Faktor amplifikasi PGA dan periode 0,2 detik berdasarkan kelas situsnya ditentukan berdasarkan **Tabel 2.5**.

Tabel 2.5 Faktor amplifikasi untuk PGA dan periode 0,2 detik (F_{pga} dan F_a) (AASHTO, 2012)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1 Ss ≤ 0,25	PGA ≤ 0,2 Ss = 0,5	PGA ≤ 0,3 Ss ≤ 0,75	PGA ≤ 0,4 Ss ≤ 1	PGA ≤ 0,5 Ss ≤ 1,25
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan: Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linear

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar (SB) mengacu pada peta gempa dengan periode ulang rencana sesuai persyaratan infrastruktur yang digunakan. Ss adalah percepatan spektral respons horizontal di batuan dasar (SB) pada periode 0,2 detik dengan periode ulang rencana sesuai persyaratan infrastruktur yang digunakan. SF adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons spesifik-situs.

2.2.5 Persyaratan Gempa Untuk Lereng

Pengaruh beban gempa diperhitungkan jika lereng galian atau timbunan direncanakan dibangun didekat area pemukiman atau dibangun dengan kriteria kepentingan strategis yaitu dengan kondisi tidak boleh mengalami keruntuhan atau terputusnya lajur transportasi setelah terjadi gempa rencana. Gempa rencana untuk lereng galian dan timbunan ditetapkan dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur rencana 75 tahun adalah 7% atau setara dengan periode ulang 1000 tahun dengan mengacu pada SNI 8740:2016 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik

Faktor keamanan minimum yang disyaratkan untuk analisis menggunakan model pseudostatik adalah lebih besar dari 1,1 ($FK > 1,1$) dengan menggunakan koefisien seismik yang didapatkan dari percepatan puncak dipermukaan *peak ground acceleration* (PGA) dengan penentuan kelas situs dan faktor amplifikasi.

Pendekatan pseudostatik dalam analisis stabilitas lereng terhadap gaya gempa memerlukan suatu koefisien seismik (kh). Koefisien seismik mengontrol gaya pseudostatik yang bekerja pada tanah. Jika material lereng diasumsikan rigid, maka gaya intarsia (gaya pseudostatik) akan sama besar dengan percepatan horizontal gempanya. Namun pada kenyataannya kondisi material lereng tidak semua rigid, maka diperlukan suatu koefisien pseudostatik yang bernilai lebih kecil dari percepatan horizontal maksimumnya. Menurut (Hynes – Griffin dan Franklin, 1984) nilai (kh) dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan 2.10**. Rumus ini digunakan dalam menghitung koefisien seismik gempa pada pemodelan.

$$kh = 0,5 PGA \quad (2.10)$$

Dikutip dari SNI 8460:2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik persyaratan gempa untuk lereng yaitu ditinjau berdasarkan percepatan puncak dipermukaan tanah. Percepatan puncak dipermukaan tanah dapat mengakibatkan gaya-gaya inersia signifikan pada lereng atau timbunan dan gaya tersebut dapat mengakibatkan ketidakstabilan atau deformasi permanen. Analisis performa lereng dan timbunan terhadap beban seismik dapat dilakukan menggunakan 2 (dua) pendekatan yaitu sebagai berikut :

1. Metode kesetimbangan batas (limit equilibrium methods) menggunakan gaya seismik yang direpresentasikan dalam model pseudostatik. Koefisien seismik yang digunakan adalah percepatan puncak di permukaan (PGA) dengan faktor keamanan minimum terhadap gempa ($F_K > 1,0$). Koefisien seismik horizontal, k_h ditentukan sebesar 0,5 dari percepatan puncak horizontal dengan penentuan kelas situs dan faktor amplifikasi.
2. Analisis berbasis perpindahan (displacement-based) menggunakan konsep blok keruntuhan Newmark (Newmark sliding block) atau metode pemodelan numerik.

Setelah mendapatkan nilai koefisien seismik kemudian menentukan nilai koefisien gempa (a). Koefisien gempa dapat ditentukan berdasarkan nilai koefisien seismik (k_h) dikalikan dengan nilai faktor amplifikasi (F_{PGA}) seperti pada **Persamaan 2.11**. Nilai koefisien gempa ini merupakan nilai yang di-*input* pada program PLAXIS.

$$a = k_h \times F_{PGA} \quad (2.11)$$

2.3 Dinding Penahan Tanah (DPT)

Dinding penahan merupakan konstruksi yang digunakan untuk memberikan stabilitas tanah atau bahan lain yang kondisi massa bahannya tidak memiliki kemiringan alami, dan juga digunakan untuk menahan atau menopang timbunan tanah atau ongkongan material lainnya (Bowles, 1999: 49). Dinding penahan tanah dapat diartikan sebagai sebuah bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah akibat kemiringan yang curam. Fungsinya adalah untuk menahan besarnya gaya tekanan tanah arah lateral akibat parameter tanah yang buruk sehingga dapat mencegah keruntuhan berupa longsor.

2.3.1 Jenis Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah memiliki beberapa jenis tergantung dari kebutuhan dan tinggi tanah yang akan ditahan oleh DPT. Terdapat 4 jenis dinding penahan tanah yang lazim digunakan, seperti berikut ini :

1. *Gravity retaining walls*

Dinding penahan tanah gravitasi (*gravity retaining walls*) terbuat dari pasangan batu kali atau beton tidak bertulang. Stabilitas dinding ini mengandalkan beratnya sendiri sehingga membuat dimensi dari dinding penahan jenis ini lebih besar. Dinding penahan tanah jenis ini digunakan untuk konstruksi penahan tanah yang tidak terlalu tinggi karena jika terlalu tinggi dibutuhkan dimensi yang lebih besar sehingga membuat tidak ekonomis.

2. *Semi gravity retaining walls*

Dinding penahan tanah jenis ini memiliki kesamaan dengan dinding penahan tanah jenis gravitasi namun pada dinding ini terdapat perluasan pada kaki sehingga tebal penampang dapat direduksi. Menggunakan tulangan baja dengan ukuran minimal untuk memperkokoh dinding sehingga dapat meminimalkan ukuran dinding.

3. *Cantilever retaining walls*

Dinding penahan tanah kantilever dibuat dari beton bertulang, sehingga dimensi *stem* dan *base slab* relatif lebih tipis. Selain bobotnya sendiri seperti pada *gravity retaining walls*, dinding penahan tanah tipe kantilever ini mengandalkan bobot penahan masa tanah yang berada diatas *base slab*, untuk menjaga kestabilannya. Dinding penahan tanah jenis kantilever cocok digunakan untuk menahan tanah yang tinggi hingga 8 meter.

Seringkali kaki dinding penahan tanah ini masih duduk di atas tanah yang jelek, karena itu terkadang diperlukan perkuatan/perbaikan tanah untuk memperbaiki daya dukungnya. Perkuatan tanah yang sering digunakan adalah dengan memancang tiang-tiang pendek, khususnya di bagian

mukanya, tanpa disambung dengan base slab-nya, agar tiang tidak mengalami kegagalan geser.

4. *Counterfort retaining walls*

Dinding penahan tanah jenis ini seperti dinding penahan tanah jenis kantilever hanya saja dinding ini memiliki lempengan beton vertikal tipis yang dikenal sebagai *rib-rib* beton yang dipasang pada jarak tertentu biasanya sekitar 4-5 meter. Bila *rib-rib* tersebut berada di belakang dinding (akan tertutup tanah) maka pengaku tersebut dinamakan *counterfort*, sedangkan bila berada di muka dinding, dinamakan *buttress*. *Counterfort* ini Mengikat dinding (*stem*) dengan pelat lantai dasar (*base slab*) secara bersamaan tujuan dinding ini adalah mengurangi momen dan geser.

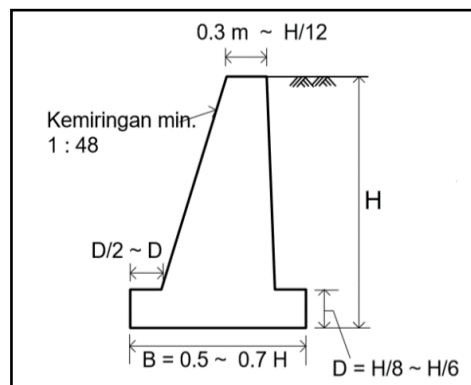
2.3.2 Dimensi Tipikal Dinding Penahan Tanah

Dimensi tipikal dinding penahan tanah merupakan langkah awal perancangan, dimana akan dilakukan analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan mempertimbangkan faktor keamanan terhadap gaya - gaya yang bekerja. Penyesuaian dimensi dinding penahan tanah agar tercapai dimensi yang optimal. Dimensi yang lebih besar atau lebih kecil dari ukuran awal dapat dipergunakan dengan mempertimbangkan persyaratan stabilitas, kekuatan, dan kelayakan menurut ketentuan yang telah ditetapkan.

1. *Gravity retaining walls*

Beberapa hal yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan dinding penahan tanah jenis gravitasi yang ditunjukkan pada **Gambar 2.16** adalah sebagai berikut :

- a. Pada umumnya lebar plat lantai B diambil $0.5 - 0.7 H$
- b. Lebar bagian puncak diambil lebih dari $0.3 - H/12$
- c. Tebal kaki dan tumit $(H/8 - H/6)$
- d. Lebar kaki dan tumit $(0,5 - 1)d$ ($d =$ tebal kaki)

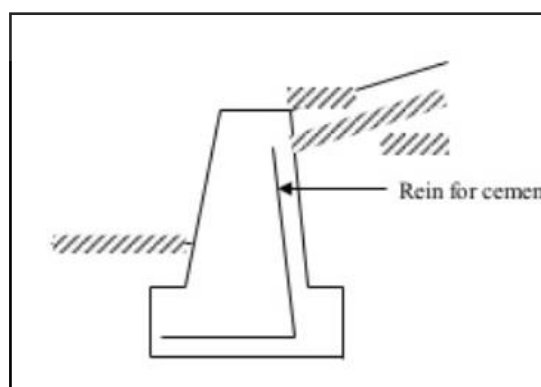


Gambar 2.16 Dimensi proposional dinding penahan tanah tipe gravitasi

Sumber : SNI 8460:2017

2. *Semi gravity retaining walls*

Dinding penahan tanah jenis ini memiliki kesamaan dengan dinding penahan tanah jenis gravitasi namun pada dinding ini terdapat perluasan pada kaki sehingga tebal penampang dapat direduksi. Menggunakan tulangan baja dengan ukuran minimal untuk memperkokoh dinding sehingga dapat meminimalkan ukuran dinding. Dimensi proposional pada dinding penahan tanah jenis semi gravitasi dapat mengikuti dimensi pada dinding penahan tanah jenis gravitasi hanya saja tebal penampang kaki dapat direduksi dan hasil reduksi tersebut dapat digantikan dengan memasang tulangan baja seperti pada **Gambar 2.17**.



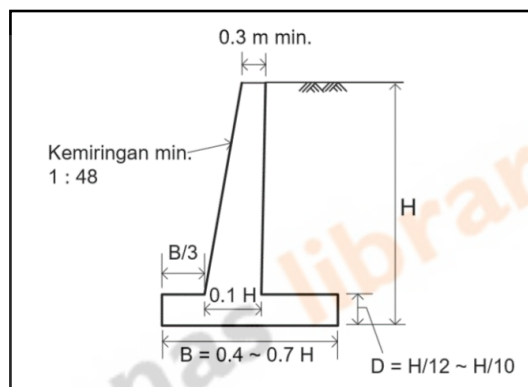
Gambar 2.17 Gambaran umum dinding penahan tanah tipe semi gravitasi

Sumber : (Haridan, 2014)

3. *Cantilever retaining walls*

Dimensi yang optimal untuk dinding penahan tanah jenis kantilever seperti pada **Gambar 2.18**. Bagian tebal tapak (*base slab*) dinding dibuat

tebal sebesar $0,8H$, sehingga kuat menahan gaya geser berfaktor. Pada umumnya lebar tapak (*base slab*) memiliki dimensi sebesar $(0,4 \text{ s/d } 0,7)H$, dimana H adalah tinggi dinding penahan tanah yang dihitung dari dasar telapak ke ujung atas dinding vertikal. Lebar tapak (*base slab*) terdiri dari ujung kaki dan ujung tumit dimana lebar kaki B_1 dapat diambil tidak lebih sepertiga tapak ($B_1 < B/3$). Besarnya lebar tumit (B_2) dihitung berdasarkan selisih antara $(B - B_1)$. Ketebalan dinding vertikal pada bagian pangkal bawah sebesar $0,1H$ dan bisa lebih, sedangkan tebal dinding pada ujung atas minimal 30cm atau lebih.

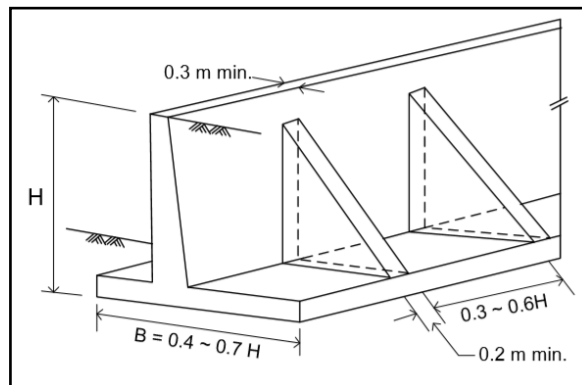


Gambar 2.18 Dimensi proposional dinding penahan tanah tipe kantilever

Sumber : SNI 8460:2017

4. *Counterfort retaining walls*

Dimensi optimal dinding penahan tanah tipe kontrafot yang umum digunakan seperti pada **Gambar 2.19**. Bagian tebal tapak (*base slab*) dinding dibuat tebal sebesar $0,8H$, Pada umumnya lebar tapak (*base slab*) memiliki dimensi sebesar $(0,4 \text{ s/d } 0,7)H$, dimana H adalah tinggi dinding penahan tanah yang dihitung dari dasar telapak ke ujung atas dinding vertikal. Kontrafot diletakan pada jarak $0,3H \text{ s/d } 0,6H$, dengan tebal tidak kurang dari 20 cm dan tinggi kontrafot sebaiknya sama dengan tinggi dinding vertikal, namun bila diinginkan ketinggian lebih kecil dapat dikurangi $0,12H \text{ s/d } 0,24H$. Untuk lebar dinding bertikal baik pangkal bawah dan atas dapat mengikuti acuan dinding penahan tanah tipe kantilever.



Gambar 2.19 Dimensi proposional dinding penahan tanah tipe kontrafot

Sumber : SNI 8460:2017

2.3.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Stabilitas dinding penahan tanah merupakan hal yang paling penting dalam merencanakan dinding penahan tanah. Karena dengan melakukan pengecekan stabilitas terhadap dinding dapat mengurangi kegagalan yang terjadi pada dinding penahan tanah. Pengecekan stabilitas dinding penahan tanah ditinjau berdasarkan guling, geser, dan daya dukung tanah.

Faktor keamanan yang disyaratkan untuk dinding penahan tanah berdasarkan SNI 8460:2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik adalah sebagai berikut :

1. Faktor keamanan terhadap guling minimal 2
2. Faktor keamanan terhadap geser lateral minimal 1,5
3. Faktor keamanan terhadap daya dukung minimal 3
4. Faktor keamanan terhadap stabilitas global minimal 1,5
5. Faktor keamanan terhadap gempa minimal 1,1.

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah adalah melakukan pengecekan terhadap faktor keamanan sebagai berikut :

1. Stabilitas terhadap guling (*check overturning*)

Tekanan tanah lateral yang disebabkan oleh tanah timbunan dibelakang dinding penahan akan membuat dinding terguling kedepan dengan pusat rotasi guling yaitu pada ujung kaki depan dinding penahan. Akibat adanya tekanan tanah lateral terjadi momen guling dimana momen yang terjadi sama dengan gaya lateral tanah dikali dengan lengan momen. Momen yang menyebabkan dinding penahan terguling perlu direduksi dengan momen yang diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan momen dari berat tanah diatas bagian kaki dinding penahan.

Faktor keamanan terhadap gaya guling ($SF_{\text{overturning}}$), didefinisikan pada **Persamaan 2.12**

$$SF_{\text{Overturning}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (2.12)$$

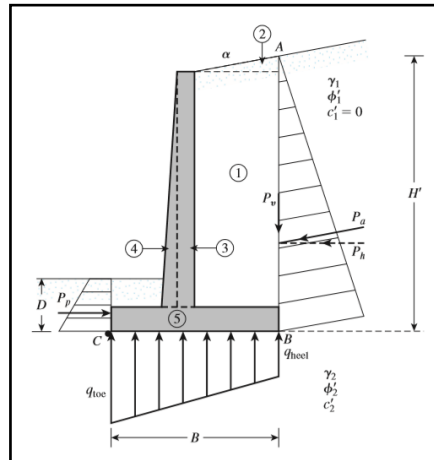
Dimana : SF = Faktor Keamanan

$\sum M_R$ = Momen yang melawan penggulingan

Prosedur untuk menghitung momen yang menahan guling ditunjukkan pada **Tabel 2.6** dan mengacu kepada **Gambar 2.20** sebagai acuan dimensi yang dipakai.

Tabel 2.6 Menghitung gaya geser dan momen pada DPT

Bagian	Luas	Berat per unit Panjang	Lengan momen dari titik C	Momen terhadap titik C
1	A1	$W_1 = \gamma_a \cdot A1$	X_1	M_1
2	A2	$W_2 = \gamma_a \cdot A2$	X_2	M_2
3	A3	$W_3 = \gamma_c \cdot A3$	X_3	M_3
4	A4	$W_4 = \gamma_c \cdot A4$	X_4	M_4
5	A5	$W_5 = \gamma_c \cdot A5$	X_5	M_5
6	A6	$W_6 = \gamma_a \cdot A6$	X_6	M_6
		$\sum V$		$\sum M_R$



Gambar 2.20 Momen guling dengan asumsi bahwa terjadi tekanan tanah Rankine

Sumber : Braja M Das

Momen overtuning ditunjukkan pada **Persamaan 2.13**

$$M_o = Ph \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (2.13)$$

Dimana : P_a = Tekanan tanah aktif rankie (kN/m)

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (\text{kN/m})$$

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (\text{kN/m})$$

$$\sum M_o = \text{Momen overtuning (kN-m/m)}$$

2. Stabilitas terhadap geser (*check sliding*)

Tekanan tanah aktif lateral akan menyebabkan dinding penahan tanah bergeser ke arah gaya lateral tersebut. Perlawanan gaya geser pada dinding penahan tanah berasal dari berat sendiri dinding penahan, berat masa tanah diatas kaki tumit dinding penahan dan tekanan tanah pasif yang akan perlawanan gaya.

Nilai faktor keamanan terhadap gaya geser ditunjukkan pada **Persamaan 2.14.**

$$FS_{(sliding)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d} \quad (2.14)$$

Gaya lateral yang bekerja pada lereng ditunjukkan pada **Persamaan 2.15.**

$$\sum F_R = \sum V \cdot \tan(\delta') + B C a' + P_p \quad (2.15)$$

Tekanan tanah aktif pada arah vertikal ditunjukkan pada **Persamaan 2.16.**

$$\sum F_d = Pv = Pa \cos \alpha = \frac{1}{2} \gamma H'^2 K_a \quad (2.16)$$

Tekanan tanah pasif yang bekerja pada *base slab* seperti pada **Persamaan 2.17.**

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2 C'_2 D_1 \sqrt{K_p} \quad (2.17)$$

$$\text{Dimana : } \delta' = K_1 \cdot \phi'_2$$

$$C'_a = K_2 \cdot C'_2$$

$$K_1 \cdot K_2 = \frac{1}{3} s/d \frac{2}{3}$$

$$K_a = \text{Nilai koefisien tanah aktif}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$$

$$P_a = \text{tekanan tanah aktif rankie}$$

Sehingga dapat dicari faktor keamanan dari gaya geser seperti pada **Persamaan 2.18**

$$FS_{(sliding)} = \frac{(\sum V \cdot \tan(k_1 \phi'_2)) + B k_2 C'_2 + P_p}{Pa \cos \alpha} \quad (2.18)$$

3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Daya dukung tanah merupakan hal penting dalam merencanakan bangunan apapun termasuk pada bangunan dinding penahan tanah. Kapasitas daya dukung ultimate dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) untuk beban miring dan memiliki eksentrisitas.

Menghitung nilai eksentrisitas (e) dengan rumus pada **Persamaan 2.19**

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum V} \quad (2.19)$$

Menghitung tekanan pada dinding penahan tanah pada **Persamaan 2.20**

$$q_{\text{toe heel}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad (2.20)$$

Menghitung tekanan tanah pada **Persamaan 2.21**

$$q = \gamma_2 \cdot D \quad (2.21)$$

Hitung nilai lebar efektif pada **Persamaan 2.22**

$$B' = B - 2e \quad (2.22)$$

Menghitung nilai faktor tegangan (fcd) pada **Persamaan 2.23**

$$fcd = 1 + 0,4 \left(\frac{D}{B'}\right) \quad (2.23)$$

Menghitung nilai faktor tegangan (fqd) pada **Persamaan 2.24** dan nilai faktor tegangan (F γ d) pada **Persamaan 2.25**

$$fqd = 1 + 2 \tan \phi_2' (1 - \sin \phi_2')^2 \left(\frac{D}{B'}\right) \quad (2.24)$$

$$F\gamma d = Fqd \quad (2.25)$$

Menghitung nilai shi pada **Persamaan 2.26** dan menghitung faktor tegangan (fci) pada **Persamaan 2.27** dan nilai faktor tegangan fqi pada **Persamaan 2.28**

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma v}\right) \quad (2.26)$$

$$Fci = \left(1 - \frac{\psi}{90}\right)^2 \quad (2.27)$$

$$Fci = Fqi \quad (2.28)$$

Menentukan nilai faktor tegangan (f γ i) pada **Persamaan 2.29**

$$f\gamma i = \left(1 - \frac{\psi}{\phi_2'}\right) \quad (2.29)$$

Menentukan tegangan yang terjadi daya dukung tanah akibat dinding penahan tanah pada **Persamaan 2.30**

$$q_u = c_2' N_c Fcd Fci + q Nq Fqd Fqi + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N\gamma Fyd Fyi \quad (2.30)$$

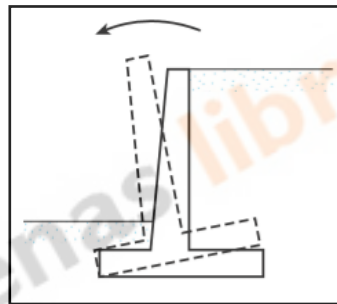
Faktor keamanan akibat daya dukung tanah (*bearing capacity*) pada **Persamaan 2.31**

$$SF_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{\text{toe}}} \quad (2.31)$$

2.3.4 Kegagalan Dinding Penahan Tanah

Kegagalan pada dinding penahan tanah disebabkan karena beberapa faktor seperti faktor stabilitas, faktor metode pengerjaan dan faktor lainnya. Pada kasus kegagalan akibat faktor stabilitas dimana dinding penahan tanah tidak mampu menahan gaya yang bekerja baik itu guling dan geser ataupun akibat daya dukung tanah dimana dinding berdiri. Oleh karena itu pengecekan stabilitas dinding penahan tanah sangat penting untuk menghindari kerusakan dan kegagalan dinding penahan tanah. Kegagalan dinding penahan tanah dapat berupa sebagai berikut :

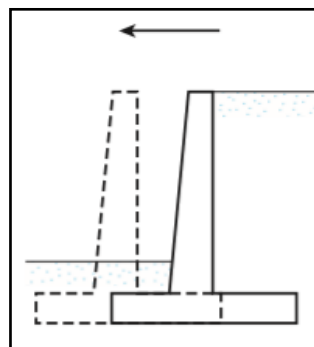
1. Dinding penahan tanah dapat terbalik pada bagian kaki, akibat lebar kaki bagian tumit terlalu pendek dengan gaya lateral yang besar seperti pada **Gambar 2.21**.



Gambar 2.21 Dinding penahan tanah terbalik pada bagian kaki

Sumber : Braja M Das

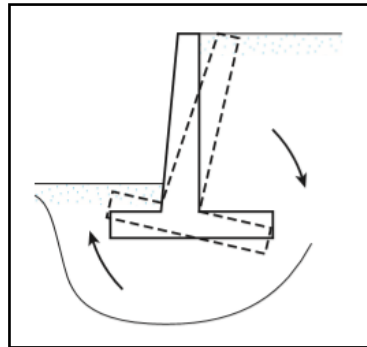
2. Dinding penahan tanah dapat bergeser sepanjang dasarnya akibat gaya lateral yang besar seperti pada **Gambar 2.22**.



Gambar 2.22 Dinding penahan tanah bergeser sepanjang dasarnya

Sumber : Braja M Das

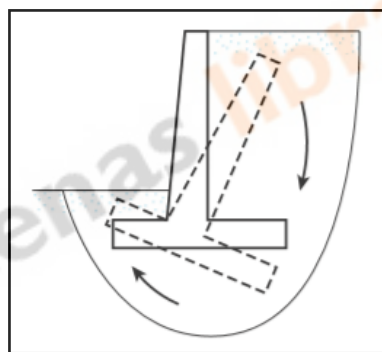
3. Dinding penahan tanah dapat hancur karena hilangnya daya dukung tanah dasar dimana dinding berdiri seperti pada **Gambar 2.23**.



Gambar 2.23 Dinding penahan tanah terbalik akibat hilangnya daya dukung tanah

Sumber : Braja M Das

4. Dinding dapat mengalami *deep-seated shear failure* akibat daya dukung tanah dasar yang buruk seperti pada **Gambar 2.24**.



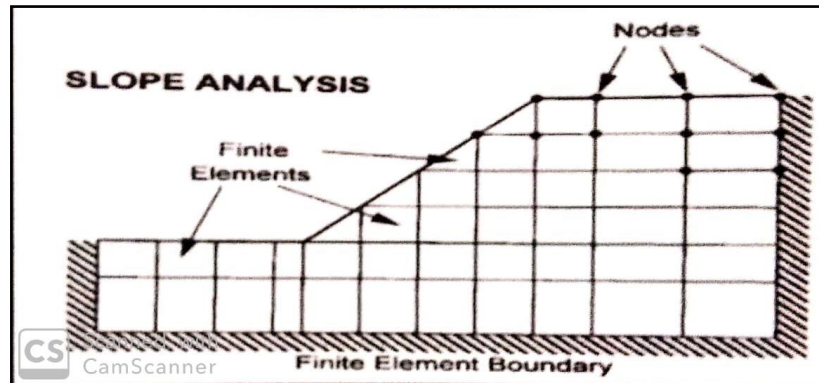
Gambar 2.24 Dinding penahan tanah terbalik dan masuk kedalam tanah

Sumber : Braja M Das

2.4 Metode Elemen Hingga

Metode elemen hingga merupakan salah satu metode numerik yang sering digunakan dalam membuat persamaan matematis dengan berbagai pendekatan dan rangkaian persamaan aljabar dengan melibatkan nilai – nilai pada titik – titik diskrit pada bagian yang dievaluasi. Metode elemen hingga umumnya digunakan membagi tanah menjadi unit – unit pisah yang disebut elemen hingga. Hal ini dapat dilihat pada **Gambar 2.25**. unsur – unsur saling berhubungan pada titik simpulnya (nodes) dan batas yang sudah ditentukan. Perumusan elemen hingga digunakan pada aplikasi geoteknik yang menghasilkan tekanan, penurunan, dan tegangan pada titik

simpul. Salah satu program aplikasi yang menggunakan metode elemen hingga adalah PLAXIS.



Gambar 2.25 Metode elemen hingga dalam penerapan lereng.

(Lee W. Abramson, 2002)

Dalam metode elemen hingga daerah yang dianalisis dibagi kedalam zona – zona kecil. Zona kecil tersebut dinamakan elemen. Elemen tersebut berkaitan satu sama lain pada satu titik simpul. Perpindahan setiap titik simpul dihitung terlebih dahulu kemudian dengan sejumlah fungsi interpolasi yang diasumsikan perpindahan sembarang titik dapat dihitung berdasarkan nilai perpindahan pada titik simpul. Terdapat keterkaitan antara metode elemen hingga dengan metode *Phi-C reduction* atau metode pengurangan kekuatan.

2.5 Metode *Shear Strength Reduction*

Metode *shear strength reduction* atau biasa disebut *phi-c reduction* merupakan suatu metode yang dimanfaatkan untuk menentukan suatu nilai *safety factor* dengan pendekatan elemen hingga. Rumus dari metode ini dapat dilihat pada **Persamaan 2.32**.

$$SF = \frac{c}{c_{reduce}} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{reduciton})} \quad (2.32)$$

Pendekatan metode *shear strength reduction* yang utama dari elemen hingga adalah seperti pada **Persamaan 2.33**.

$$S = D \cdot e \quad (2.33)$$

Dimana : S = Stress

D = Matriks kekakuan / *stiffness matrix*

e = *strains* / regangan

Nilai ϕ (*shear strength*) tanah yang direduksi akan mempengaruhi *input* dan *output* dari matriks – matriks diatas sehingga dengan suatu pendekatan tertentu akan menghasilkan suatu nilai *safety faktor* yang akan konvergen pada suatu batasan tertentu (galat / jumlah iterasi maksimum). Beberapa kelebihan dan kelemahan metode *shear strength reduction* adalah sebagai berikut :

1. Metode *phi – c reduction* dapat menghasilkan displacement
2. Metode *phi – c reduction* dapat menghasilkan hubungan antara SF dengan *time, step iterasi, water pressure* dan *load increment*.
3. Metode *phi – c reduction* dapat diterapkan pada kondisi geometri yang berubah2 (mencakup *stage of construction*) atau dalam ringkasnya dapat mensimulasikan apa yang kita kenal sebagai *stress-path* dari suatu material tanah.
4. Metode *phi – c reduction* cocok untuk pendekatan elemen hingga (*finite element*).
5. Metode *phi – c reduction* tidak dapat menghasilkan *output* gaya-gaya yang terjadi.

2.6 Teori Keruntuhan Mohr-Coulomb

Teori mohr-coulomb diperkenalkan oleh Mohr (1990) membahas mengenai teori keruntuhan dimana keruntuhan pada material diakibatkan oleh kombinasi kirtis antara tegangan normal dan geser, bukan hanya diakibatkan oleh tegangan normal dan geser dalam kondisi maksimum saja. Jika tegangan normal dan tegangan geser sama besarnya maka bidang yang paling lemah adalah bidang yang mempunyai tegangan geser paling besar sehingga kriteria Mohr dapat dihitung dengan **Persamaan 2.34**.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.34)$$

Teori Mohr menganggap bahwa untuk suatu keadaan tegangan $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (*intermediate stress*) tidak mempengaruhi *failure* pada tanah.

Garis keruntuhan yang dinyatakan oleh persamaan diatas sebenarnya adalah garis lengkung, namun dalam berbagai permasalahan dalam mekanika tanah garis tersebut didekati oleh sebuah garis lurus yang menunjukkan hubungan linier antara tegangan normal dan geser (Coulomb, 1776). Hubungan tersebut dikenal sebagai kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb yang dapat dihitung dengan **Persamaan 2.345**.

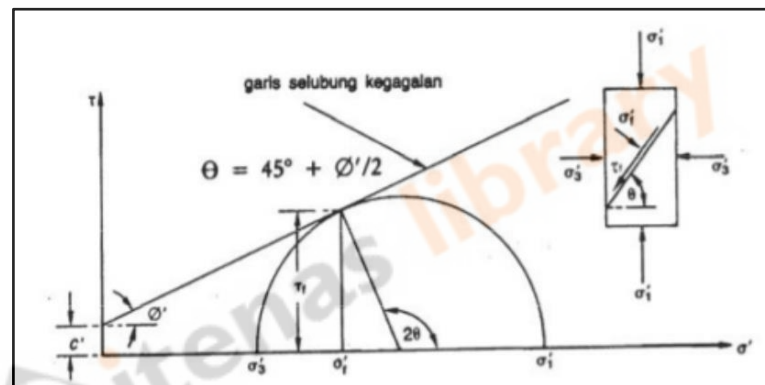
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.35)$$

Dimana : τ_f = tegangan geser pada waktu runtuh (kg/cm^2)

c = kohesi (kg/cm^2)

ϕ = sudut geser dalam ($^\circ$)

σ = tegangan normal (kg/cm^2)



Gambar 2.26 Metode elemen hingga dalam penerapan lereng.

Sumber : Das,1985

2.7 Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan hal penting dalam merencanakan sebuah stabilitas lereng. Parameter tanah yang dibutuhkan untuk merencanakan stabilitas lereng antara lain berat volume tanah, sudut geser dalam tanah, kohesi tanah, *poisson ratio* dan nilai modulus elastisitas. Parameter yang paling berpengaruh terhadap stabilitas lereng adalah sudut geser dalam tanah. Nilai parameter ini lah yang menjadi acuan untuk merencanakan stabilitas lereng.

2.7.1 Berat Isi Tanah

Berat isi tanah adalah perbandingan antara berat tanah total dengan volume tanah total. Berat volume tanah merupakan berat volume tanah asli merupakan sifat fisik tanah, jika diketahui kadar air tanah akan dapat menentukan nilai volume kering tanah tersebut. Nilai perkiraan berat isi tanah berdasarkan klasifikasi tanah menurut Donald P. Coduto (2001) dapat dilihat pada **Tabel 2.7**.

Tabel 2.7 Nilai Berat Isi Tanah Berdasarkan Jenis Tanah

<i>Soil Type and Unified Soil Classification</i>	<i>Typical Unit Weight, γ</i>			
	<i>Above Groundwater table</i>		<i>Below Groundwater table</i>	
	<i>(Lb/ft³)</i>	<i>(kN/m³)</i>	<i>(Lb/ft³)</i>	<i>(kN/m³)</i>
<i>GP-Poorly-graded gravel</i>	110-130	17.5-20.5	125-140	19.5-22.0
<i>GW-Well-graded gravel</i>	110-140	17.5-22.0	125-150	19.5-23.5
<i>GM-Silty gravel</i>	100-130	16.0-20.5	125-140	19.5-22.0
<i>GC-Clayey gravel</i>	100-130	16.0-20.5	125-140	19.5-22.0
<i>SP-Poorly-graded sand</i>	95-125	15.0-19.5	120-135	19.0-21.0
<i>SW-Well-graded sand</i>	95-135	15.0-21.0	120-145	19.0-23.0
<i>SM-Silty sand</i>	80-135	12.5-21.0	110-140	17.5-22.0
<i>SC-Clayey sand</i>	85-130	13.5-20.5	110-135	17.5-21.0
<i>ML-Low plasticity silt</i>	75-110	11.5-17.5	80-130	12.5-20.5
<i>MH-High plasticity silt</i>	75-110	11.5-17.5	75-130	11.5-20.5
<i>CL-Low plasticity clay</i>	80-110	12.5-17.5	75-130	11.5-20.5
<i>CH-High plasticity clay</i>	80-110	12.5-17.5	70-125	11.9-19.5

Sumber : Donald P. Coduto (2001)

2.7.2 Modulus Elastisitas Tanah

Modulus elastisitas adalah bahan penting untuk kepentingan prinsip elastisitas propetis. Nilai modulus elastisitas diperoleh dari perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *triaxial test*. Nilai modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti terlihat pada **Tabel 2.8**.

Tabel 2.8 Hubungan Jenis Tanah Dengan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	Es (kg/cm ²)
Lempung	
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Keras	70 – 200
Berpasir	300 – 425
Pasir	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
Pasir dan Kerikil	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loses	150 – 600
Cadas	1400 – 14000

Sumber : (Bowles, 1977)

2.7.3 Kohesi Tanah (C)

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam tanah, dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Kohesi batuan akan semakin besar jika kekuatan gesernya makin besar. Nilai kohesi (c) diperoleh dari pengujian laboratorium yaitu pengujian kuat geser langsung (*direct shear strength test*) dan pengujian triaksial (*triaxial test*). Nilai perkiraan kohesi pada jenis tanah (*cohesive soil*) ditunjukkan pada **Tabel 2.9**, sedangkan untuk jenis tanah (*non cohesive soil*) nilai kohesi (c=0).

Tabel 2.9 Nilai Kohesi Tanah Berdasarkan Deskripsi Tanah

Type	Soil description/state	Effective cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)
Cohesive	Soft – organic	5 – 10	10 – 20
	Soft – non organic	10 – 20	15 - 25
	Stiff	20 - 50	20 – 30
	Hard	50 – 100	25 - 30

Sumber : Hand Book of Geotechnical Investigation and Design Tables(2007)

2.7.4 Sudut Geser Dalam Tanah

Sudut geser dalam (ϕ') merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser didalam material tanah atau batuan. Sudut geser dalam adalah sudut rekahan yang dibentuk jika suatu material dikenai tegangan atau gaya terhadapnya yang melebihi tegangan gesernya. Semakin besar sudut geser dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang dikenakan terhadapnya. Nilai sudut geser dapat juga diperoleh dari pengujian Triaksial (*triaxial test*) atau uji geser langsung (*direct shear test*). Hubungan antara sudut geser dalam dengan jenis tanah ditunjukkan pada **Tabel 2.10**.

Tabel 2.10 Nilai Sudut Geser Tanah Berdasarkan Jenis Tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam ($^{\circ}$)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir Padat	35 – 40
Pasir Lepas	30
Lempung Kelanauan	25 – 30
Lempung	20 – 25

Sumber : (Das, 1995)

2.7.5 Poisson's Ratio

Poisson ratio adalah konstanta elastisitas yang dimiliki oleh setiap material begitupun juga tanah. Tanah yang diberikan gaya satu arah yaitu ditekan, akan mengalami perubahan bentuk. Selain perubahan bentuk kearah gaya yang diberikan, ada juga perubahan bentuk ke arah yang tegak lurus dengan arah gaya. *Poisson ratio* adalah perbandingan dari perubahan arah aksial dengan perubahan arah transversal tersebut. Nilai *poisson ratio* dapat diperoleh berdasarkan jenis tanah seperti pada **Tabel 2.11**.

Tabel 2.11 Nilai *Poisson Ration* Berdasarkan Jenis Tanah

Jenis Tanah	<i>Poisson's Ratio</i> (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1- 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1
Batuan	0,1 – 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 – 0,4

Sumber : (Das, 1995)

2.7.6 Permeabilitas

Permeabilitas adalah kemampuan yang dimiliki oleh suatu tanah untuk meloloskan sejumlah partikel yang menembus atau melaluinya. Satuan yang dipakai dalam permeabilitas adalah m/s. nilai permeabilitas diperoleh berdasarkan jenis material tanah seperti pada **Tabel 2.10**.

Tabel 2.12 Nilai Permeabilitas Berdasarkan Jenis Tanah

Material	<i>Coefficient of permeability</i> (mm/s)
<i>Coarse</i>	$10 - 10^3$
<i>Fine gravel, coarse, and medium sand</i>	$10^{-2} - 10$
<i>Fine sand, loose silt</i>	$10^{-4} - 10^{-2}$
<i>Dense silt, clayel silt</i>	$10^{-5} - 10^{-4}$
<i>Silty clay, clay</i>	$10^{-8} - 10^{-5}$

Sumber : (Das, 1995)