

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Lereng dan Longsor

Longsor merupakan proses perpindahan massa tanah atau batuan secara miring dari posisi awalnya, yang terpisah dari massa stabil akibat pengaruh gravitasi, dengan gerakan yang dapat berbentuk rotasi maupun translasi (SNI 8460:2017, 2017). Kejadian longsor biasanya terjadi saat atau setelah hujan lebat karena air hujan menginfiltrasi tanah, menyebabkan tanah jenuh, meningkatkan tekanan air pori, dan memicu tekanan lateral pada tanah. Akibatnya, kekuatan tanah berkurang, yang memicu longsor. Salah satu faktor yang mempercepat infiltrasi air hujan adalah adanya retakan di permukaan tanah. Semakin tinggi intensitas dan durasi hujan serta semakin dalam retakan, maka peningkatan muka air tanah, tekanan air pori, dan tekanan lateral pada tanah menjadi lebih besar yang menyebabkan penurunan faktor keamanan lereng [3].

Lereng adalah suatu permukaan tanah yang miring dan membentuk sudut tertentu terhadap suatu bidang horisontal dan tidak terlindungi. Proses pembentukan lereng terbagi menjadi dua, yaitu lereng yang terbentuk secara alami dan yang dibuat oleh manusia. Lereng alami dapat ditemukan di daerah pegunungan atau di tepi sungai, sedangkan lereng buatan dibuat dengan tujuan pembangunan, seperti pembuatan jalan, gedung, dan struktur lainnya.

Menurut SNI 8460:2017, keruntuhan lereng adalah proses pergerakan dan perpindahan massa tanah atau batuan dengan variasi kecepatan, dari sangat lambat hingga sangat cepat, serta cenderung tidak dipengaruhi oleh kondisi geologi lokal. Umumnya, keruntuhan ini terjadi secara lokal atau dalam skala kecil, seringkali pada lereng hasil galian atau timbunan buatan manusia. Keruntuhan lereng dipengaruhi oleh faktor eksternal dan internal. Gangguan eksternal mencakup getaran akibat aktivitas manusia atau gempa, beban tambahan dari konstruksi, hilangnya penahan lateral seperti akibat erosi, dan hilangnya vegetasi yang mempercepat erosi. Faktor internal meliputi perubahan kadar air tanah yang

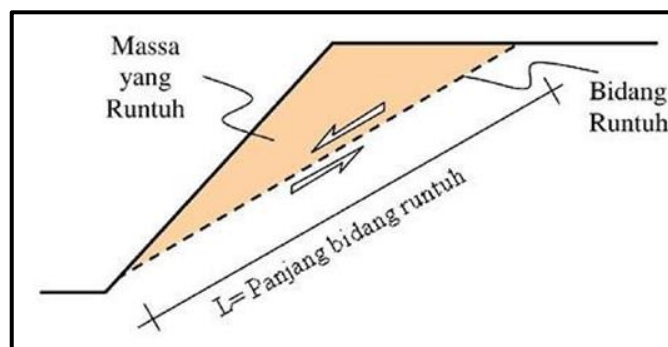
memengaruhi kekuatan tanah, peningkatan massa tanah karena air yang mengisi pori-pori, hilangnya kohesi antar butiran, serta naiknya muka air tanah yang mengurangi tegangan efektif. Selain itu, pengembangan tanah lempung dan likuifaksi pada pasir halus akibat gempa juga memperburuk stabilitas lereng.

2.1.1 Bentuk Keruntuhan Lereng

Berdasarkan bentuk bidang runtuhnya, keruntuhan lereng dibagi menjadi tiga tipe, yaitu: keruntuhan datar, lingkaran, dan tak teratur (kombinasi). Bentuk-bentuk keruntuhan ini akan mempengaruhi metode analisis stabilitas lereng serta teknik perkuatannya [4].

1. Keruntuhan bidang datar

Tipe keruntuhan ini merupakan bentuk yang paling sederhana, yang juga dikenal sebagai keruntuhan translasi. Keruntuhan jenis ini biasanya terjadi pada tanah yang memiliki lapisan miring, sesuai dengan bentuk keruntuhan tersebut. Salah satu metode analisis stabilitas untuk bidang datar adalah analisis keruntuhan bidang datar segitiga, dengan asumsi bahwa bidang longsor berada pada sebuah bidang yang membentuk sudut tertentu terhadap bidang datar. Sudut longsor ini lebih kecil daripada sudut kemiringan lereng. Gambar 2.1 menggambarkan keruntuhan bidang datar.

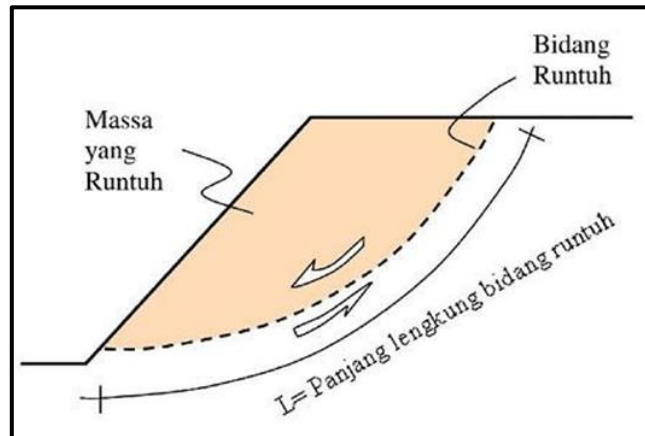


Gambar 2. 1 Keruntuhan Bidang Datar

2. Keruntuhan Lingkaran

Keruntuhan jenis lingkaran ini sering disebut sebagai keruntuhan rotasi (Gambar 2.2). Jenis keruntuhan ini bersifat global dan melibatkan volume tanah yang besar. Biasanya, keruntuhan ini diikuti oleh

keruntuhan-keruntuhan kecil di dalam massa tanah yang bergerak. Dalam analisis kestabilan lerengnya, hanya satu bidang kelongsoran utama yang diperhitungkan, sehingga faktor keamanan yang diperoleh hanya berlaku untuk satu bidang longsor. Bidang-bidang longsor lainnya kemudian dianalisis secara terpisah dengan metode yang sama.



Gambar 2. 2 Keruntuhan Lingkaran

2.1.2 Stabilitas Lereng

Lereng yang mengalami keruntuhan, secara teknis dikatakan telah kehilangan kestabilannya. Sebelum mengalami keruntuhan, lereng tersebut dapat dipastikan mempunyai nilai keamanan yang rendah. Sedangkan lereng yang dalam kondisi stabil dianggap tidak mengalami pergerakan baik ke arah bawah maupun ke atas lereng. Namun, lereng yang stabil juga dapat mempunyai nilai keamanan yang kecil sehingga pada suatu saat akan dapat mengalami keruntuhan [4].

Pada lereng, terdapat dua jenis gaya, yaitu gaya pendorong dan gaya penahan. Gaya pendorong adalah gaya tangensial dari massa tanah, sedangkan gaya penahan berasal dari tahanan geser tanah. Longsor terjadi ketika gaya pendorong lebih besar daripada gaya penahan. Oleh karena itu, pencegahan longsor dilakukan dengan mengurangi gaya pendorong atau meningkatkan gaya penahan.

Stabilitas lereng merupakan aspek yang sangat penting untuk diperhatikan. Untuk menentukan angka keamanan suatu lereng, perlu dilakukan metode coba-coba atau *trial and error* dengan berbagai bentuk kelongsoran. Dari berbagai hasil perhitungan yang diperoleh, angka keamanan terkecil akan menjadi nilai yang dicari [5].

Tujuan analisis kestabilan lereng meliputi menentukan kondisi kestabilan lereng, memperkirakan bentuk keruntuhan yang mungkin terjadi, menilai kerawanan terhadap longsoran, dan memilih metode perkuatan atau perbaikan yang tepat. Selain itu, analisis stabilitas lereng bertujuan untuk menentukan angka faktor keamanan dari bentuk lereng tertentu.

2.2 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah merupakan suatu konstruksi yang dibangun untuk memberikan perkuatan pada tanah yang memiliki kemiringan tertentu dimana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Dinding penahan tanah dibuat untuk dapat menahan tekanan tanah lateral yang bekerja dibelakang dinding penahan tanah tersebut.

Dinding penahan adalah struktur yang digunakan untuk mencegah pergerakan tanah atau material lain di belakangnya. Dinding ini berfungsi untuk mendukung dan menjaga kestabilan tanah serta mencegah terjadinya longsoran atau penggelinciran, terutama pada lereng curam atau saat kondisi tanah tidak stabil. Tekanan ini dapat meningkat akibat curah hujan, salju, atau faktor lain yang mempengaruhi stabilitas tanah. Dalam menganalisa stabilitas dinding penahan tanah, faktor keamanan menjadi hal yang sangat penting. dinding penahan juga dapat membantu mengontrol aliran air di sekitar lereng, mencegah erosi, dan menjaga kestabilan tanah. Pemilihan jenis dan desain dinding yang tepat sangat penting untuk mencapai kinerja yang diinginkan dan memastikan keselamatan bangunan dan masyarakat di sekitarnya. Faktor keamanan minimal yang ditetapkan adalah 2 untuk penggulingan, 1,5 untuk pergeseran, dan 3 untuk kapasitas daya dukung. Praktik ini merupakan standar untuk memastikan bahwa batuan dasar stabil dan aman dalam berbagai kondisi.

Dinding penahan tanah adalah struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda. Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun akibat beban yang bekerja di atasnya. Elemen-elemen pondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), selain berfungsi sebagai bagian bawah

dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya.

Dinding penahan tanah berfungsi untuk menyokong tanah serta mencegahnya dari bahaya kelongsoran. Baik akibat beban air hujan, berat tanah itu sendiri maupun beban yang bekerja di atasnya

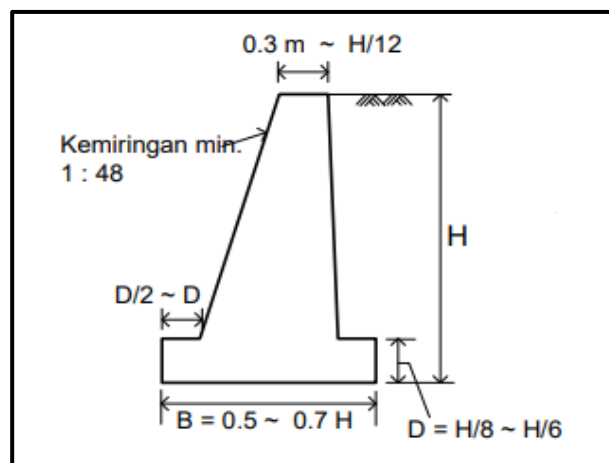
2.3 Macam-Macam Dinding Penahan Tanah

O'Rourke dan Jones, 1990, mengklasifikasikan dinding penahan tanah menjadi dua kategori yaitu sistem stabilisasi eksternal dan sistem stabilisasi internal serta sistem hybrid yang merupakan kombinasi kedua metode tersebut.

2.3.1 *Externally Stabilized Retaining Walls*

Externally Stabilized Retaining Walls adalah jenis dinding penahan tanah yang mengandalkan elemen struktural eksternal di luar massa tanah yang ditahan untuk menjaga kestabilannya terhadap tekanan lateral tanah. Elemen eksternal ini bisa berupa komponen besar dan berat seperti massa beton, batu, balok, atau struktur lainnya yang ditempatkan untuk menahan gaya dorong tanah [6]. Macam-macam *Externally Stabilized Retaining* adalah sebagai berikut:

1. *Gravity Wall*



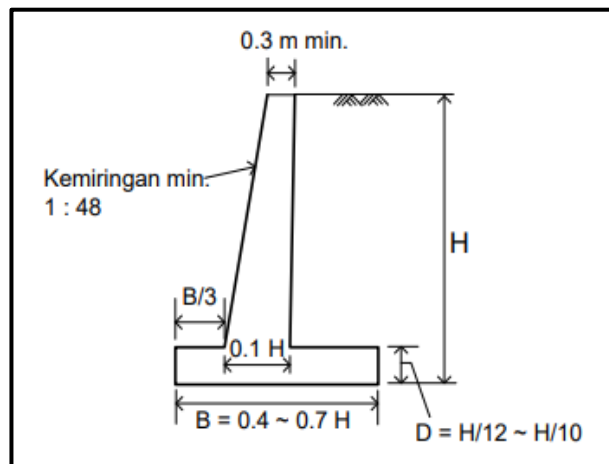
Gambar 2.3 *Gravity Wall*

Dalam buku yang diterbitkan oleh *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, gravity wall didefinisikan sebagai struktur penahan tanah yang menggunakan berat sendiri sebagai sumber stabilitas terhadap gaya yang diterapkan oleh tanah pada sisi belakang dinding. Dinding ini memiliki desain yang relatif sederhana dan banyak

digunakan untuk aplikasi di mana tekanan tanah lateral relatif besar dan ketersediaan ruang terbatas untuk jenis desain lainnya (Gambar 2.3).

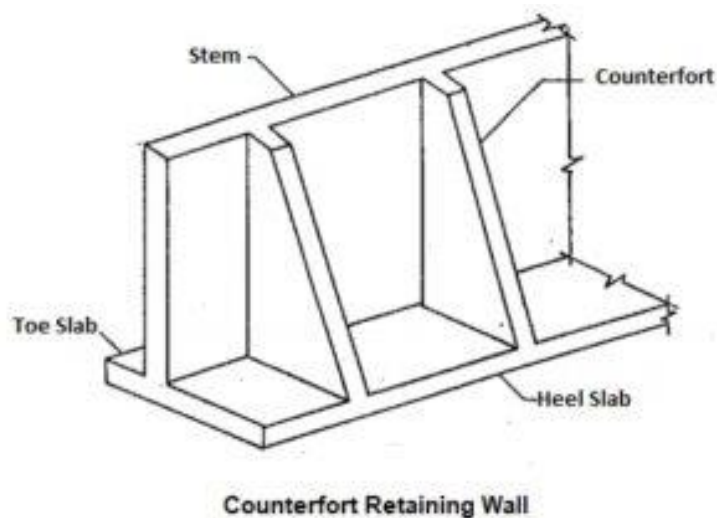
2. *Cantilever Wall*

Bentuk dinding *Cantilever Wall* ini merupakan huruf “T” terbalik atau seperti huruf “L” dan setiap bagian diperhitungkan sebagai suatu kantilever. Dinding ini pada umumnya dibuat dari beton bertulang. Dinding kantilever untuk mencapai kesataabilannya mengandalkan berat sendiri dan berat tanah yang berada di atas tumit (*Heel*). Untuk dinding yang tidak terlalu tinggi, jenis kantilever cukup ekonomis. Gambar 2.4 menjelaskan *Cantilever Wall* dimana tinggi dinding ini kurang lebih 6 s.d. 7,5 meter [7].



Gambar 2. 4 *Cantilever Wall*

3. *Counterfort Wall*



Gambar 2. 5 *Counterfort Wall*

Counterfort wall adalah dinding penahan tanah dengan 4 bagian yaitu bagian tubuh, kaki, tumit dan sayap. Bentuk dinding ini sama dengan dinding kantilever, hanya antara lantai dasar dengan dinding diperkuat dengan suatu dinding penopang yang dikenal sebagai *counterfort* (Gambar 2.5).

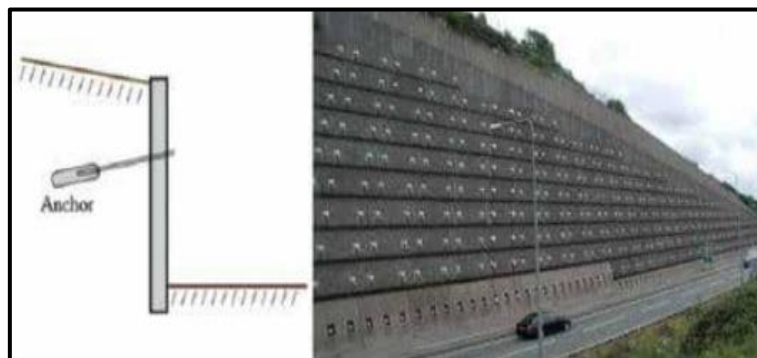
4. *Sheet Pile Wall*

Sheet pile (Gambar 2.6) adalah dinding vertikal relatif tipis yang berbentuk pipih dan panjang, biasanya terbuat dari material baja atau beton yang berfungsi untuk menahan tanah, penahan tebing galian, reklamasi tanah, perlindungan tepi sungai, bendungan serta juga berfungsi untuk menahan masuknya air ke dalam lubang galian [8].



Gambar 2. 7 *Sheet Pile Wall*

5. *Anchored Wall*



Gambar 2. 8 *Anchored Wall*

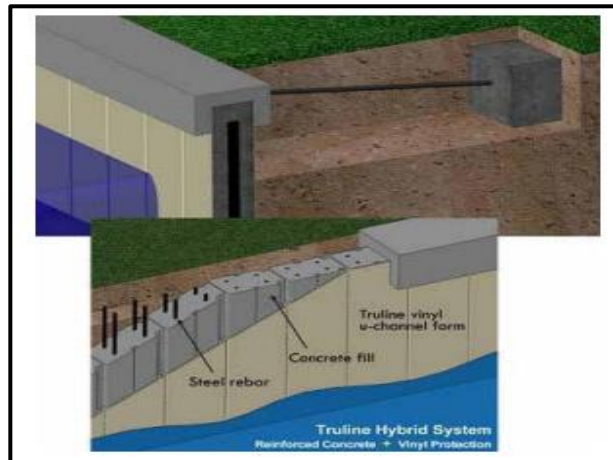
Jenis dinding penahan tanah ini digunakan pada saat terdapat keterbatasan lahan atau dipersyaratkan dinding penahan tanah dengan

ketebalan yang kecil. Dinding ini pada umumnya digunakan untuk tanah diatas bebatuan. Dinding penahan yang sangat tinggi dapat dibangun menggunakan jenis dinding penahan tanah ini. Batang kabel yang dalam atau kabel baja didorong jauh kedalam bumi, kemudian ujungnya diisi dengan beton yang berfungsi sebagai jangkar/anchor (Gambar 2.8). Jangka tersebut bekerja untuk menahan momen guling dan gaya gelincir [9].

2.3.2 Internally Stabilized Retaining Walls

Menurut Holtz (1997), sistem stabilisasi internal, juga dikenal sebagai *reinforced soil systems*, bekerja dengan menambahkan elemen penguat seperti geosintetik, baja, atau paku tanah ke dalam massa tanah. Elemen-elemen ini biasanya dipasang secara horizontal dalam lapisan-lapisan yang meluas melewati permukaan potensial kegagalan, memberikan kekuatan tambahan pada tanah dan meningkatkan kapasitas dukung serta stabilitas dinding penahan tanah. Macam-macam *Internally Stabilized Retaining Walls* adalah sebagai berikut:

1. *Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall*



Gambar 2. 9 *Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall*

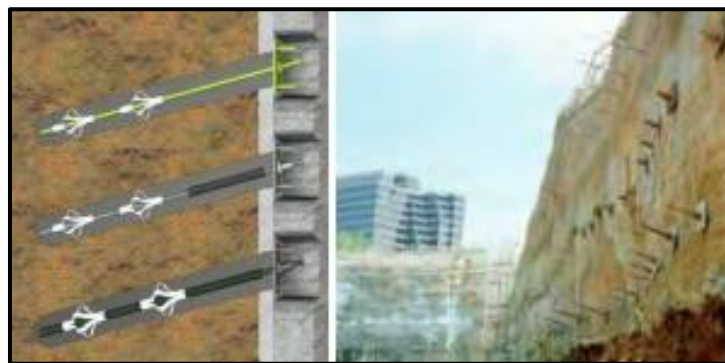
Jenis dinding penahan tanah ini merupakan dinding penahan tanah yang paling ekonomis dan yang paling umum digunakan. Jenis dinding penahan ini dibangun dengan pengikatan antar anyaman yang terbuat dari jaring plastik atau logam. Kemudian, anyaman tersebut tersebut diisi dengan batu pecah atau material agregat kasar lainnya. Tipe dari dinding penahan tanah ini termasuk dinding penahan tanah yang terbuat dari panel, blok beton,

dan dinding penahan tanah yang bersifat sementara [9]. Gambar 2.8 menggambarkan *Mechanically Stabilized Earth (MSE) Wall*.

2. Soil Nailing

Soil nailing adalah teknik stabilisasi tanah dengan memasukkan batang baja (*nail*) ke dalam tanah secara berurutan seiring proses penggalian, lalu menutup permukaan tanah dengan pelapis seperti *shotcrete* (beton semprot) untuk menahan longsor atau keruntuhan.

Salah satu metode yang dapat digunakan untuk menjadikan suatu tebing lebih stabil terhadap tekanan tanah adalah dengan pemakuan tanah “*soil nailing*”(gambar 2.10). *Soil Nailing* termasuk teknik untuk stabilitas lereng dinding penahan tanah yang paling ekonomis karena sistem pekerjaan yang cepat dan tidak membutuhkan tempat yang luas. Pelaksanaan *soil nailing* cukup menggunakan peralatan portable yang mudah dipindah dan diubah sesuai kebutuhan dan kondisi lapangan yang disesuaikan dengan sudut kemiringan dinding tanah [10].



Gambar 2. 10 Soil Nailing
Sumber : Hardiyatmo 2021

3. Reinforced Soil Slopes

Dinding Penahan Tanah dengan Lereng Bertulang (*Reinforced Soil Slopes/RSS*) (Gambar 2.10) adalah struktur penahan tanah yang menggabungkan elemen penguat internal, seperti geogrid atau geotekstil, ke dalam massa tanah untuk meningkatkan stabilitas lereng alami atau galian. Elemen penguat ini dipasang secara horizontal dalam lapisan-lapisan yang melintang sepanjang lereng, menciptakan struktur komposit

yang mampu menahan gaya lateral tanah dan meningkatkan daya dukung lereng



Gambar 2. 11 Reinforced Soil Slopes
Sumber : Edwin 2020 Politeknik Negeri Jakarta

2.4 Displacement

Dalam konteks mekanika tanah, istilah displacement merujuk pada perubahan posisi partikel tanah akibat pengaruh beban atau gaya eksternal. Displacement ini dapat berupa pergeseran vertikal, horizontal, maupun kombinasi keduanya, tergantung pada jenis dan arah gaya yang bekerja. Fenomena ini penting untuk dipahami karena dapat memengaruhi kestabilan struktur dan daya dukung tanah di bawahnya [11].

Menurut SNI Persyaratan Perancangan Geoteknik 8640:2017, syarat nilai displacement maksimum yang ditetapkan adalah sebesar 0,5% dari tinggi dinding penahan tanah (H).

2.5 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral (*lateral earth pressure*) adalah gaya horizontal yang diberikan oleh massa tanah terhadap dinding penahan atau struktur lainnya. Fenomena ini sangat penting dalam desain struktur penahan tanah, seperti dinding basement, terowongan, dan *sheet pile*, karena mempengaruhi kestabilan dan integritas struktur tersebut.

Tekanan tanah lateral terdapat pada 3 kondisi yaitu:

- a) Pada saat diam (*lateral earth pressure*)

- b) Pada saat kondisi tanah aktif (*lateral active earth pressure*)
- c) Pada saat kondisi pasif (*lateral passive pressure*)

2.5.1 Tekanan Tanah pada Saat Diam

Tekanan tanah diam adalah tekanan tanah lateral yang terjadi ketika tanah berada dalam kondisi tanpa pergerakan. Pertimbangkan tembok vertikal dengan tinggi (H), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.11, yang menahan tanah dengan berat satuan γ . Beban yang terdistribusi secara merata, (q) / unit area, juga diterapkan di permukaan tanah.

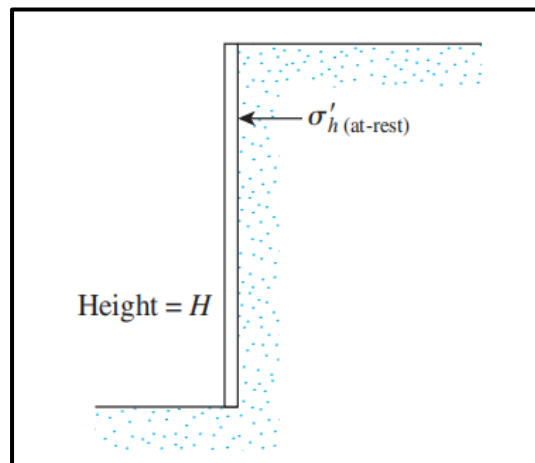
$$\sigma_0 = \gamma z K_0 \quad (2.1)$$

Dimana:

γ = Berat isi tanah

z = Kedalaman tanah

K_0 = Koefisien tekanan tanah diam = $1 - \sin \phi$



Gambar 2. 12 Tekanan Tanah Lateral pada saat Diam

2.5.2 Tekanan Tanah pada Kondisi Tanah Aktif

Ketika dinding terdorong keluar akibat tekanan tanah di belakangnya, kondisi tersebut disebut sebagai tekanan tanah aktif. Gambar 2.12 menggambarkan kondisi tekanan tanah lateral aktif. Menurut Rankine, koefisien tekanan tanah aktif dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$

Maka, tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan:

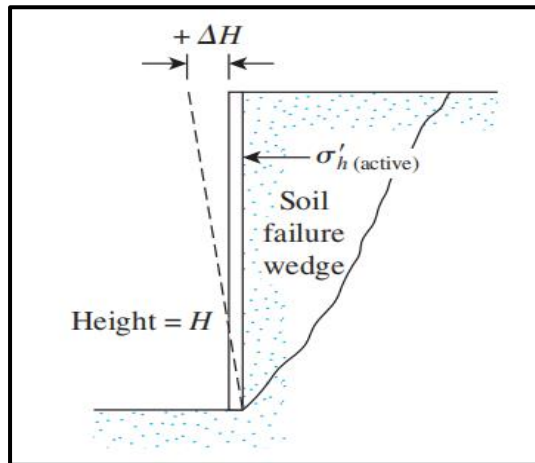
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.3)$$

Dimana:

ϕ = Sudut geser tanah

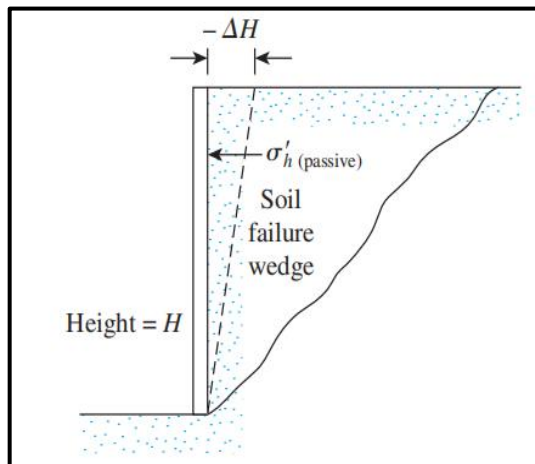
γ = Berat isi tanah

H = Tinggi tanah



Gambar 2. 13 Tekanan Tanah Lateral Aktif

2.5.3 Tekanan Tanah Pasif



Gambar 2. 14 Tekanan Tanah Lateral Kondisi Pasif

Ketika tanah terdorong keluar oleh pergerakan dinding, kondisi ini disebut sebagai tekanan tanah pasif. Gambar 2.13 menggambarkan kondisi tekanan tanah lateral pasif. Menurut Rankine, koefisien tekanan tanah pasif dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.4)$$

Maka, tekanan tanah pasif dapat dihitung dengan persamaan:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.5)$$

Dimana:

ϕ = Sudut geser tanah

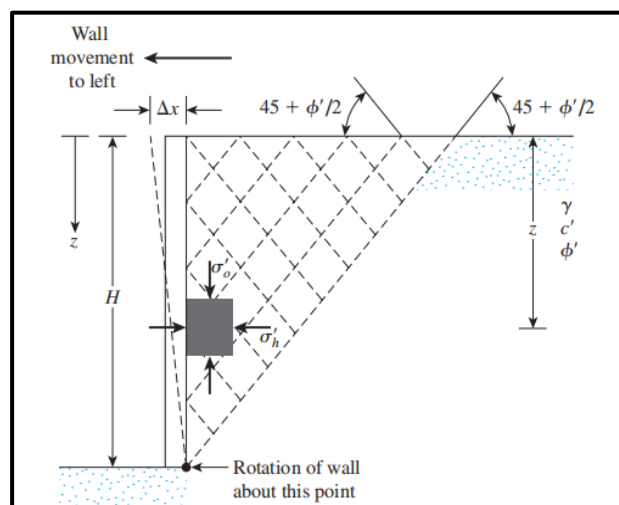
γ = Berat isi tanah

H = Tinggi tanah

2.5.4 Tekanan Tanah Aktif Menurut Rankine

Rankine (1857) menyelidiki keadaan tegangan didalam tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis yaitu suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik didalam Massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh. Pada dasarnya anggapan-anggapan yang digunakan sama dengan Coulomb kecuali bahwa Rankine menganggap tidak ada kohesi dan gesekan pada dinding guna menyederhanakan persoalan pada analisisnya.

Tekanan lateral tanah yang melibatkan dinding yang tidak bergerak sama sekali. Namun, jika sebuah dinding cenderung bergerak menjauh dari tanah sejauh Δx , seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.14, tekanan tanah pada dinding pada kedalaman berapa pun akan berkurang. Untuk dinding yang tanpa gesekan, stres horizontal, σ'_h , pada kedalaman z akan sama dengan $K_0 \sigma'_0 (K_0 \gamma z)$ ketika Δx sama dengan nol. Namun, dengan $\Delta x > 0$, σ'_h akan kurang dari $K_0 \sigma'_0$.

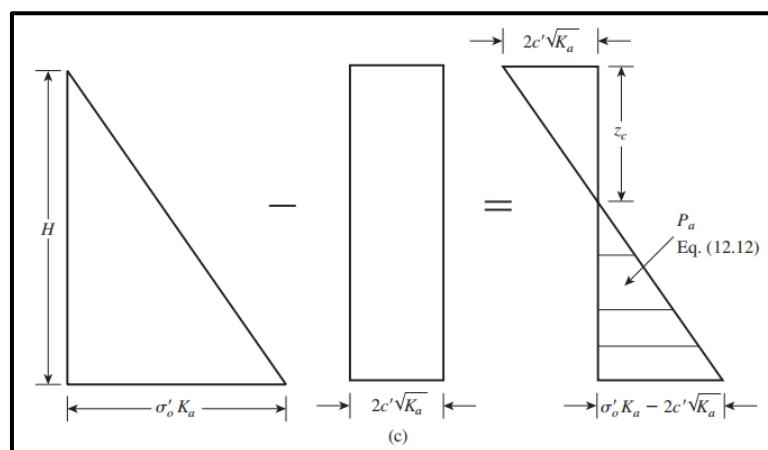


Gambar 2. 15 Model Kelongsoran

Ditinjau suatu tanah tak berkoheisi yang homogen dan isotropis yang terletak pada ruangan semi tak terhingga dengan permukaan horizontal, dan dinding penahan tanah vertikal berupa dinding yang licin sempurna. Untuk mengevaluasi tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif, ditinjau kondisi keseimbangan batas pada suatu elemen didalam tanah, dengan kondisi permukaan yang horizontal dan tidak ada tegangan geser pada kedua bidang vertikal maupun horizontalnya. Pada kondisi aktif sembarang elemen tanah akan sama seperti benda uji dalam alat triaksial yang diuji dengan penerapan tekanan sel yang dikurangi, sedang tekanan aksial tetap. Ketika tekanan horizontal dikurangi pada suatu nilai tertentu, kuat geser tanah pada suatu saat akan sepenuhnya berkembang dan tanah kemudian mengalami keruntuhan (Gambar 2.14).

Dalam uraiannya dibedakan menjadi dua keadaan yaitu tekanan tanah aktif dan pasif dengan koefisien yang berbeda. Nilai banding tekanan horizontal dan vertikal tanah yang ada di belakang disebut koefisien tekanan tanah aktif sedang yang ada di depannya disebut koefisien tekanan tanah pasif [12].

Variasi tekanan aktif dengan kedalaman untuk dinding yang diberikan dalam Gambar 2.15. Perhatikan bahwa $\sigma'_0 = 0$ pada $z = 0$ dan $\sigma'_0 = \gamma H$ pada $z = H$. Distribusi tekanan menunjukkan bahwa pada $z = 0$ tekanan aktif sama dengan $-2c'\sqrt{K_a}$, yang menunjukkan stres tarik yang menurun dengan kedalaman dan menjadi nol pada kedalaman $z = z_c$.



Gambar 2. 16 Gaya Lateral Aktif

Jika dinding diizinkan bergerak menjauhi massa tanah, maka tegangan arah horizontal akan berkurang secara terus – menerus hingga mencapai keseimbangan plastis. Keseimbangan plastis yaitu kondisi dimana setiap titik dalam suatu massa tanah menuju proses keadaan runtuh.

Koefisien tanah aktif Rankine (K_a):

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Tekanan tanah aktif adalah

$$P_a = \gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (2.7)$$

Gambar distribusi tekanan tanah aktif jika dilihat pada gambar 2.11, terlihat bahwa pada kedalaman $z = 0$ dengan tegangan $P_a = -2c\sqrt{k_a}$ menunjukkan tegangan tarik (tensile stress). Tegangan tarik akan berkurang terhadap kedalaman dan akan menjadi nol pada kedalaman $z = z_c$, atau $\gamma z_c k_a - 2c'\sqrt{k_a} = 0$

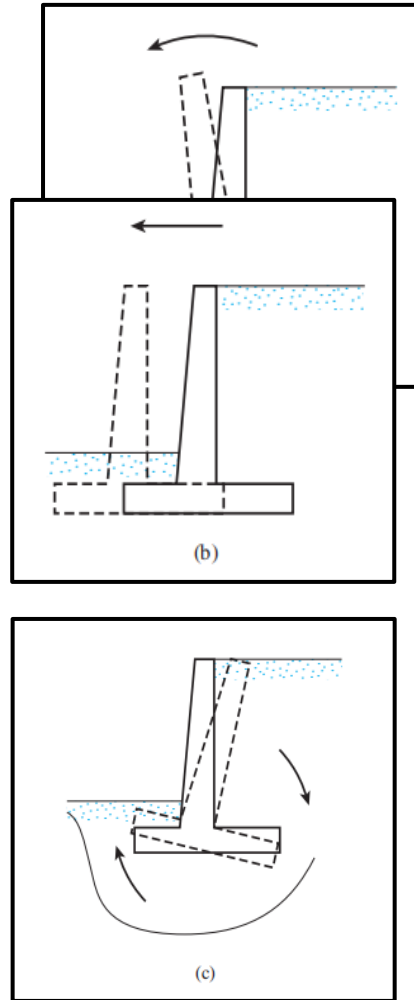
$$z_c = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}} \quad (2.8)$$

Karena tegangan tarik pada tanah akan menyebabkan keretakan disepanjang permukaan tanah yang bersentuhan langsung dengan dinding, maka total gaya aktif Rankine persatuan panjang dari dinding sebelum terjadi keretakan tarik adalah

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a - 2c'H\sqrt{k_a} \quad (2.9)$$

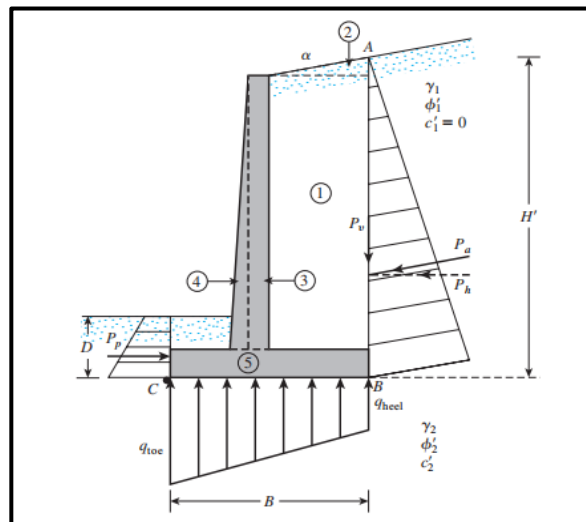
2.6 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Kegagalan pada dinding penahan tanah biasanya terjadi dalam bentuk a) kegagalan akibat guling pada bagian kakinya, b) kegagalan akibat geser disepanjang dasar *slab*, c) kegagalan akibat kehilangan kekuatan (*bearing capacity*) (Gambar 2.17).



Gambar 2. 17 Kegagalan pada Dinding Penahan Tanah. (a) *overtuning* (b) *sliding* (c) *bearing capacity*

2.6.1 Stabilitas Terhadap Guling (*Overtuning*)



Gambar 2. 18 Periksa untuk overturning, dengan asumsi bahwa tekanan Rankine valid.

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi [14].

Gambar 2.18 menunjukkan gaya yang bekerja pada sebuah kantilever dan dinding penahan gravitasi, berdasarkan asumsi bahwa tekanan aktif Rankine bertindak sepanjang bidang vertikal AB yang digambar melalui tumit struktur. P_p adalah tekanan pasif Rankine, ingat bahwa besarnya adalah

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p D} \quad (2.10)$$

Dimana:

γ_2 = Berat jenis tanah di depan tumit dan di bawah slab dasar

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif Rankine = $\tan^2(45 + \Phi'_2/2)$

$c'_2 \Phi'_2$ = Koheksi dan sudut gesek tanah yang efektif, masing-masing

Faktor terhadap guling:

$$FS_{(\text{overturning})} = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MO} > 1,5 \quad (2.11)$$

M_R = momen yang menahan guling

M_O = momen yang menyebabkan guling

Dimana:

$$\Sigma M_r = W_1 \cdot X_1 + W_2 \cdot X_2 + W_3 \cdot X_3 \quad (2.12)$$

$$\Sigma M_o = P_h \cdot \left(\frac{H}{3}\right) \quad (2.13)$$

Dimana:

$$P_h = P_a \sin \alpha$$

Momen gaya P_v terhadap C adalah

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B \quad (2.14)$$

Dimana B = lebar pelat dasar.

Setelah ΣM_r diketahui, faktor keselamatan dapat dihitung sebagai

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha \left(\frac{H}{3} \right)} \quad (2.15)$$

Tabel 2. 1 Prosedur Untuk Menghitung ΣM_r

<i>Section</i>	<i>Area</i>	<i>Weight/unit length of wall</i>	<i>Moment arm measured from C</i>	<i>Moment about C</i>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

Catatan:

γ_1 = Berat jenis urungan

γ_c = Berat jenis beton

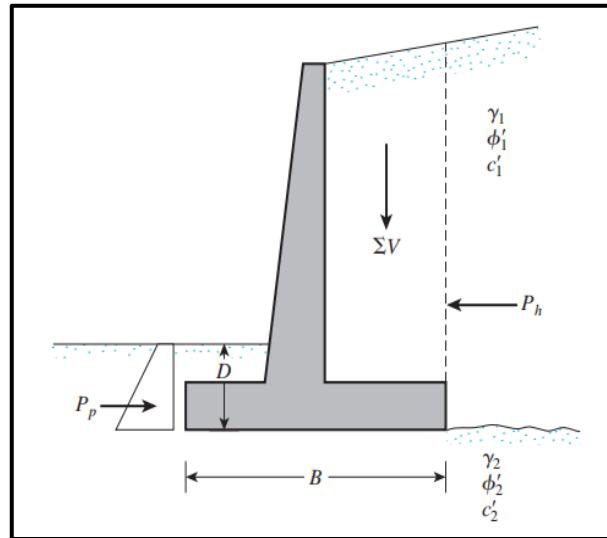
X_i = Jarak horizontal antara C dan pusat massa bagian tersebut

Nilai minimum yang diinginkan dari faktor keamanan terkait dengan terbaliknya adalah 2 hingga 3.

Beberapa desainer lebih memilih untuk menentukan faktor keselamatan terhadap terbaliknya dengan rumus

$$FS_{\text{(overturning)}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha \left(\frac{H}{3} \right) - M_v} \quad (2.16)$$

2.6.2 Stabilitas Terhadap Geser (*Sliding*)



Faktor
terhadap

keamanan
geser dapat

ditulis : **Gambar 2.19** Periksa untuk sliding di sepanjang dasar

$$F_s(\text{sliding}) = \frac{\Sigma F_r}{\Sigma F_d} \quad (2.17)$$

Dimana:

ΣF_r = Jumlah dari gaya tahan horizontal

ΣF_d = Jumlah dari gaya penggerak horizontal

Gambar 2.19 menunjukkan bahwa kekuatan geser tanah tepat di bawah pelat dasar dapat direpresentasikan sebagai

$$s = \sigma' \tan \delta' + c'_a \quad (2.18)$$

Dimana:

δ' = Sudut gesek antara tanah dan pelat dasar

c'_a = Daya rekat antara tanah dan pelat dasar

Dengan demikian, gaya tahan maksimum yang dapat dihasilkan dari tanah per unit panjang dinding di sepanjang dasar pelat dasar adalah

$$R' = s(\text{area potongan}) = s(B \times 1) = B\delta' \tan \delta' + Bc'_a \quad (2.19)$$

Meskipun demikian,

$B\sigma'$ = Jumlah gaya vertikal = ΣV (Lihat tabel 2.1)

Jadi,

$$R' = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a \quad (2.20)$$

Gambar 2.18 menunjukkan bahwa gaya pasif P_p juga merupakan gaya penahan horizontal. Oleh karena itu,

$$\Sigma F_R' = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \quad (2.21)$$

Satu-satunya gaya horizontal yang akan menyebabkan dinding tergelincir (gaya penggerak) adalah komponen horizontal dari gaya aktif P_a , jadi

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha \quad (2.22)$$

Menggabungkan Persamaan (2.20), (2.21), dan (2.22) menghasilkan

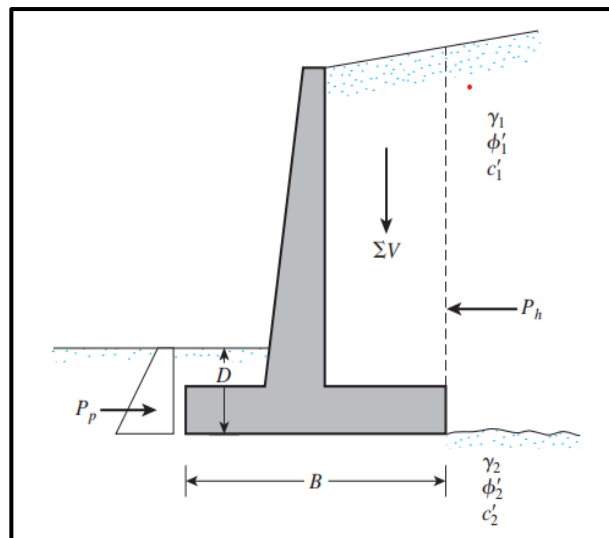
$$FS_{(sliding)} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (2.23)$$

Faktor keamanan minimum sebesar 1,5 terhadap gesekan umumnya diperlukan.

Dalam banyak kasus, gaya pasif P_p diabaikan dalam menghitung faktor keamanan terkait gesekan. Secara umum, kita dapat menulis $\delta' = k_1 \Phi'_2$ dan $c'_a = k_2 c'_2$. Dalam kebanyakan kasus, k_1 dan k_2 berada dalam kisaran dari 1/2 hingga 2/3. Jadi,

$$FS_{(sliding)} = \frac{(\Sigma V) \tan (k_1 \Phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (2.24)$$

Jika nilai yang diinginkan dari $FS_{(sliding)}$ tidak tercapai, beberapa alternatif dapat diselidiki (lihat Gambar 2.20):



Gambar 2. 20 Alternatif untuk meningkatkan faktor keselamatan terkait dengan gesekan

Alternatifnya adalah:

- Tingkatkan lebar pelat dasar (yaitu, tumit fondasi).
- Gunakan kunci untuk pelat dasar. Jika kunci disertakan, gaya pasif per unit panjang dinding menjadi

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2' D_1 \sqrt{K_p} \quad (2.25)$$

$$\text{Dimana } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2'}{2} \right)$$

- Gunakan jangkar deadman di pangkal dinding penahan
- Cara lain untuk meningkatkan nilai $FS_{(sliding)}$ adalah dengan mempertimbangkan pengurangan nilai P_a [lihat persamaan (2.24)]. Salah satu cara untuk melakukannya adalah dengan menggunakan metode yang dikembangkan oleh Elman dan Terry (1988). Diskusi di sini terbatas pada kasus di mana dinding penahan memiliki backfill granular horizontal (Gambar 2.20). Di Gambar 2.20, gaya aktif, P_a , adalah horizontal ($\alpha = 0$) sehingga

$$P_a \cos \alpha = P_h = P_a \quad (2.26)$$

Dan

$$P_a \sin \alpha = P_v = 0 \quad (2.27)$$

Namun,

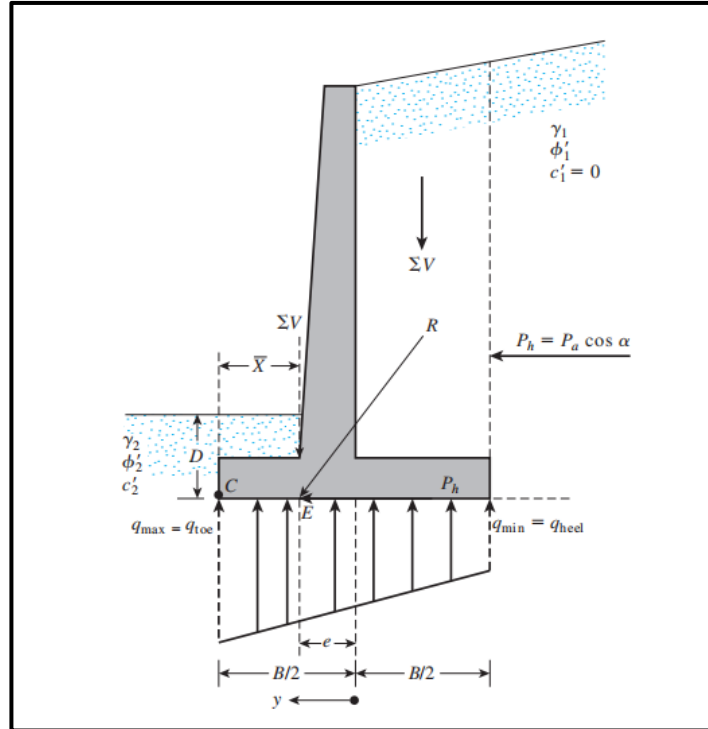
$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \quad (2.28)$$

Magnitudo $P_{a(2)}$ dapat dikurangi jika tumit dinding penahan dipinggirkan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.19. Untuk kasus ini,

$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \quad (2.29)$$

2.6.3 Stabilitas Terhadap Keruntuhan Daya Dukung (Bearing Capacity)

Gaya-gaya horizontal dan vertikal pada dinding akan menimbulkan tegangan pada tanah. Apabila tegangan yang timbul melebihi tegangan ijin tanah, maka akan terjadi penurunan tanah.



Gambar 2. 21 Periksa untuk kegagalan kapasitas dukung

Tekanan vertikal yang diteruskan ke tanah oleh pelat dasar dinding penahan harus diperiksa terhadap kapasitas dukung maksimum tanah. Sifat variasi tekanan vertikal yang diteruskan oleh pelat dasar ke dalam tanah ditunjukkan pada Gambar 2.21. Perhatikan bahwa q_{toe} dan q_{heel} adalah tekanan maksimum dan minimum yang terjadi di ujung bagian *toe* dan *heel*, masing-masing. Besar q_{toe} dan q_{heel} dapat ditentukan dengan cara berikut:

Jumlah gaya vertikal yang bekerja pada pelat dasar adalah ΣV (lihat kolom 3 di Tabel 2.1), dan gaya horizontal P_h adalah $P_a \cos \alpha$. Jadi

$$R = \Sigma V + P_h \quad (2.30)$$

menjadi gaya hasil. Momen bersih dari gaya-gaya ini tentang titik C di Gambar 2.21 adalah

$$M_{\text{net}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \quad (2.31)$$

Perhatikan bahwa nilai ΣM_R dan ΣM_O telah ditentukan sebelumnya. [Persamaan (2.13)]. Biarkan garis aksi dari resultan R berpotongan dengan *slab* dasar di E. Maka jaraknya

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{net}}{\Sigma V} \quad (2.32)$$

Oleh karena itu, eksentrisitas dari hasil R dapat dinyatakan sebagai

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (2.33)$$

Distribusi tekanan di bawah pelat dasar dapat ditentukan dengan menggunakan prinsip-prinsip sederhana dari mekanika material. Pertama, kita memiliki

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net} y}{I} \quad (2.34)$$

Dimana

$$M_{net} = \text{momen} = (\Sigma V)_e$$

$$I = \text{momen inersia per unit panjang bagian dasar}$$

$$= \frac{1}{12} (1) (B^3)$$

Untuk tekanan maksimum dan minimum, nilai y dalam persamaan (2.34) sama dengan B/2. Mengganti ke dalam persamaan (2.34) memberikan

$$q_{min} = q_{toe} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (2.35)$$

Demikian pula,

$$q_{min} = q_{heel} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (2.36)$$

Perhatikan bahwa ΣV mencakup berat tanah, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 2.1, dan bahwa ketika nilai eksentrisitas e menjadi lebih besar dari B/6, q_{min} [lihat persamaan (2.36)] menjadi negatif. Oleh karena itu, akan ada beberapa tegangan tarik di akhir bagian heel. Tegangan ini tidak diinginkan, karena kekuatan tarik tanah sangat kecil. Jika analisis suatu desain menunjukkan bahwa $e > B/6$, desain tersebut harus diperoleh proporsi ulang dan perhitungan harus dilakukan kembali.

$$q_u = c_2' N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.37)$$

Dimana

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \Phi_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi_2' (1 - \sin \Phi_2')^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\Psi}{90}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi}{\Phi_2}\right)^2$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

Perhatikan bahwa faktor bentuk F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$ sama dengan satu, karena mereka dapat diperlakukan sebagai fondasi berkelanjutan (*continuous foundation*). Untuk alasan ini, faktor bentuk tidak ditunjukkan dalam Persamaan (2.37).

Setelah kemampuan dukung tanah yang paling tinggi dihitung menggunakan persamaan (2.37), faktor keamanan terhadap kegagalan kemampuan dukung dapat ditentukan:

$$FS_{\text{(bearing capacity)}} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (2.38)$$

Umumnya, faktor keamanan sebesar 3 diperlukan. Kapasitas dukung ultimate dari fondasi dangkal terjadi pada penurunan sekitar 10% dari lebar fondasi. Dalam kasus dinding penahan, lebar B cukup besar. Oleh karena itu, beban ultimate q_u akan terjadi pada penurunan fondasi yang cukup besar. Faktor keamanan 3 terhadap kegagalan kapasitas dukung mungkin tidak menjamin bahwa penurunan struktur akan berada dalam batas toleransi di semua kasus. Oleh karena itu, situasi ini memerlukan penyelidikan lebih lanjut.

Untuk faktor – faktor daya dukung (N_c , N_q , N_γ , N'_c , N'_q , N'_γ) dapat di lihat pada tabel 2.1

Tabel 2. 2 Nilai Faktor Kapasitas Daya Dukung (N_c , N_q , N_γ)

ϕ''	N_c	N_q	N_γ		ϕ''	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00		26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07		27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15		28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24		29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34		30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45		31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57		32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71		33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86		34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03		35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22		36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44		37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69		38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97		39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29		40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65		41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06		42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53		43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07		44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68		45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39		46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20		47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13		48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20		49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44		50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88					

2.7 Dinding Penahan Tanah *Counterfort*

Menurut SNI 8460-2017, dinding penahan tanah tipe *counterfort* adalah jenis dinding gravitasi dari beton bertulang yang diperkuat dengan balok-balok tegak (*counterfort*) yang dipasang tegak lurus ke dinding utama (*stem*) dan terhubung ke pelat dasar (*base slab*). *Counterfort* bekerja sebagai pengaku (penahan) terhadap

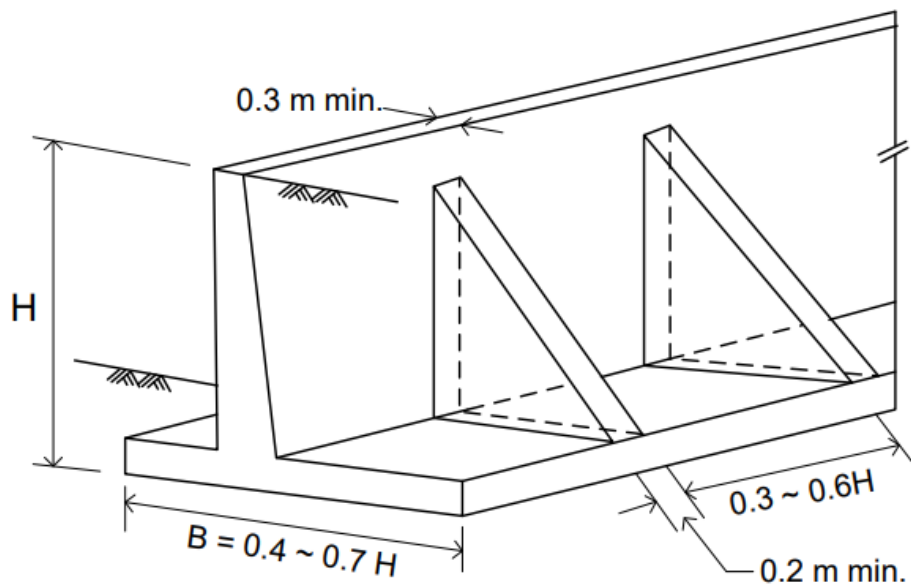
lenturan dan gaya geser, mengurangi momen lentur yang terjadi pada stem dan *base slab* [15].

Dinding tipe ini terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang disebut *counterfort* (dinding penguat).

Dinding penahan tipe ini umumnya digunakan untuk menahan tanah yang tinggi mulai dari 6-12 m, bisa juga lebih dari 12 m. Adapun contoh penerapannya yaitu;;

- Dinding penahan jalan tol di daerah berbukit → 6–10 meter.
- Retaining wall untuk basement bangunan tinggi → bisa 8–15 meter.
- Pelabuhan dan dermaga → 10–12 meter.

Dinding penahan tanah *counterfort* ini biasanya berbentuk ‘T’ dan ‘L’, dimana bagian depannya tegak lurus, secara keseluruhan dinding dipakai tulangan untuk gaya-gaya lintang dan menahan momen yang bekerja pada dinding.



Gambar 2. 22 Dimensi Tipikal Dinding Penahan Tanah *Counterfort*

2.7.1 Prosedur Perancangan Dinding Penahan Tanah *Counterfort*

1. Dipilih bentuk dinding penahan tanah, termasuk memilih dimensi dinding vertikal, tebal dan lebar pelat fondasi. Untuk keperluan ini, Gambar 2.21 dapat dijadikan petunjuk awal.
2. Dengan parameter-parameter tanah yang telah diketahui, dihitung gaya-gaya yang bekerja di atas dasar pondasi dinding penahan.

3. Tentukan letak resultan gaya-gaya yang bekerja. Letak dari resultan tersebut digunakan untuk mengetahui kestabilan dinding penahan terhadap bahaya penggulingan.
4. Dihitung faktor aman terhadap penggulingan dan penggeseran.
5. Dihitung tekanan yang terjadi pada dasar fondasi. Tekanan maksimum tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin (q_a).
6. Dirancang bagian-bagian pembentuk struktur, seperti: menghitung dimensi dan penulangan fondasi maupun dinding.

2.7.2 Perhitungan Perancangan Dinding Penahan Tanah *Counterfort*

Bagian-bagian dinding penahan tanah kantilever terdiri dari : *stem* (dinding utama), *counterfort* (tulang rusuk belakang), *base plat* (pelat dasar). Untuk merancang pelat fondasi, tekanan tanah yang terjadi pada bagian dasar fondasi yang dihitung lebih dulu, yaitu dengan menganggap distribusi tekanan tanah linier.

Tekanan pada tanah dasar akibat beban dinding penahan yang terjadi pada ujung-ujung pelat fondasi yang dihitung dengan cara sebagai berikut :

Bila $e \leq B/6$

$$q = \frac{v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.39)$$

Bila $e > B/6$

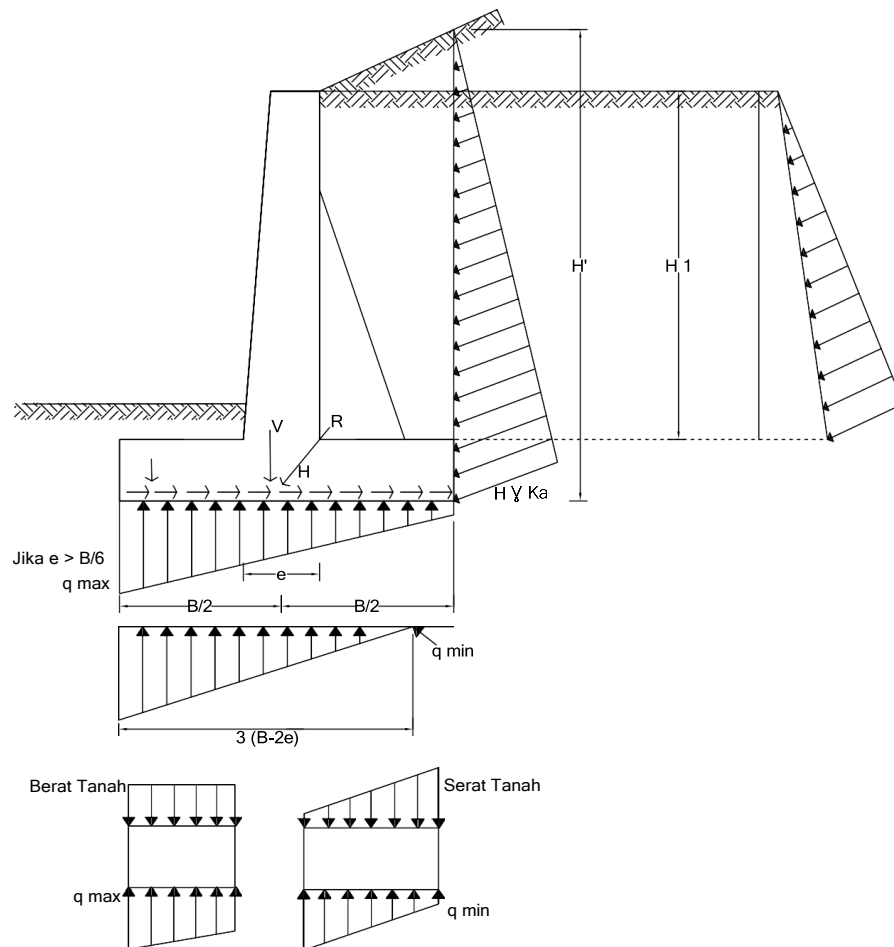
$$q_{maks} = \frac{2v}{3(B-2e)} \quad (2.40)$$

Bila $e \leq B/6$, maka tekanan dinding ke tanah yang terjadi berbentuk trapesium, sedang bila $e > B/6$, maka diagram tekanan berupa segitiga.

Pelat fondasi dianggap sebagai struktur *counterfort* yang bentangnya dibatasi oleh bagian vertikal dari tubuh dinding panahan. Pelat fondasi depan, dianggap sebagai pelat yang dijepit oleh dinding vertikal di bagian depan. Gaya-gaya yang bekerja, adalah gaya tekanan tanah ke atas, dikurangi oleh berat tanah di atas pelat depan. Pada bagian depan ini, pelat cenderung mengalami momen positif dengan tegangan tarik terletak pada sisi bawah.

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan permukaan tanah urug miring, pelat pondasi depan dianggap sebagai pelat yang dijepit oleh dinding vertikal dibagian depan. Gaya-gaya yang bekerja, adalah gaya tekanan tanah ke atas, dikurangi oleh berat tanah diatas pelat depan. Pada bagian depan ini,

pelat cenderung mengalami momen positif dengan tegangan tarik terletak pada sisi bawah.



Gambar 2. 23 Gaya Yang Bekerja Pada Dinding Penahan Tanah Counterfort

2.7.3 Perhitungan Penulangan Dinding Penahan Tanah *Counterfort*

Penulangan dinding penahan tanah *counterfort* melibatkan pemasangan tulangan baja pada dinding vertikal (*stem*), tumit (*heel*), kaki (*toe*) untuk memperkuat struktur beton. Terdapat dinding penahan (*counterfort*) untuk menahan tekanan tanah. Tulangan ini berfungsi untuk menahan momen lentur, tegangan tarik, dan geser yang terjadi akibat tekanan tanah.

1. Penulangan pada Dinding Vertikal (*Stem*)

Tulangan vertikal (biasanya batang baja tulangan) berfungsi untuk menahan tegangan tarik yang terjadi akibat tekanan tanah. Jarak antara tulangan vertikal dan diameter tulangan disesuaikan dengan perhitungan,

mempertimbangkan kekuatan beton dan jenis tanah. Tulangan horizontal juga ditempatkan untuk membantu menahan tegangan lentur dan geser pada stem.

2. Penulangan pada Tumit (*Heel*)

Tulangan pada tumit bertujuan untuk menahan momen lentur dan gaya geser yang terjadi karena tekanan tanah yang menekan tumit. Tulangan tumit biasanya berupa batang baja tulangan yang diletakkan di bagian bawah tumit dan terkadang juga di bagian atas tumit.

3. Penulangan pada Kaki (*Toe*)

Tulangan kaki berfungsi untuk menahan gaya tekan yang terjadi akibat tekanan tanah yang menekan kaki. Tulangan kaki biasanya berupa batang baja tulangan yang diletakkan di bagian bawah kaki.

4. Dinding penahan (*Counterfort*)

Counterfort berupa balok miring yang membungkan *stem* (dinding utama) dengan *heel* (tumit) yang berfungsi untuk mengurangi momen lentur pada *stem*, menyalurkan tekanan tanah lateral dari *stem* ke *base plat*.

Perhitungan pada dinding penahan tanah *counterfort* terbagi atas beberapa bagian yaitu:

a. Perhitungan gaya lintang dan gaya momen

$$M_u = 0.5 \gamma_{bl} y^2 K_{a1} \left(\frac{y}{3} \right) (\text{beban mati}) + 0.5 q y^2 K_{a1} (\text{beban hidup}) \quad (2.41)$$

$$V_u = 0.5 \gamma_{bl} y^2 K_{a1} (\text{beban mati}) + q y K_{a1} (\text{beban hidup}) \quad (2.42)$$

b. Perhitungan kebutuhan tulangan geser

Kuat geser beton

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{c'}} \right) b_w d \quad (2.43)$$

$$\phi V_n = \phi V_c > V_u \quad (2.44)$$

Jika seluruh nilai $\phi V_n = \phi V_c > V_u$, maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja.

c. Perhitungan kebutuhan tulangan momen

Perhitungan mencari nilai d

$$d = h - \text{tebal selimut} - \theta \text{sengkang} \quad (2.45)$$

Perhitungan mencari nilai c

$$c = \frac{a}{0.85} \quad (2.46)$$

Lakukan perhitungan per meter panjang dinding

$$\left(-\frac{1}{2} \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot b\right) a^2 + (0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0 \quad (2.47)$$

Menghitung regangan pada tulangan tekan

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_{cu}$$

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s \quad (2.48)$$

Jika $f_s > f_y$, maka diambil nilai f_y

Menghitung nilai A_s

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_s} \quad (2.49)$$

Menghitung rasio penulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.50)$$

Batasan ρ_{min} adalah sebesar 0.0020, sehingga rasio penulangan dipakai batasan minimum $\rho = 0.0020$ atau luas tulangan $A_s = 0.0020 \cdot b \cdot d$

Menghitung nilai n

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi \cdot \theta_{tulangan}} \quad (2.51)$$

Menghitung jarak tulangan s

$$s = \frac{b}{n} \quad (2.52)$$