

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah bangunan yang berfungsi menstabilkan tanah pada kondisi tanah tertentu khususnya untuk areal lereng alam dan lereng buatan serta lereng akibat urugan tanah.

Menurut Hardiyatmo (2010), bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat bergantung pada gerakan tanah kearah lateral tanah relatif terhadap dinding.

3.2 Gerakan Tanah

Gerakan tanah merupakan proses perpindahan massa tanah atau batuan dengan arah tegak, mendatar atau miring terhadap kedudukan semula karena pengaruh air, gravitasi, dan beban luar. Untuk mempermudah pengenalan tipe gerak tanah dan membantu dalam menentukan penyebab serta cara penanggulangannya maka perlu adanya pengklasifikasian tanah berdasar material yang bergerak, jenis gerakan dan mekanismenya

3.3 Faktor Penyebab Gerakan Tanah

Material yang membentuk lereng memiliki kecenderungan tergelincir dibawa beratnya sendiri dan gaya-gaya luar yang ditahan oleh kuat geser tanah dari material tersebut. Gangguan terhadap kestabilan terjadi bila tahanan geser tanah tidak dapat mengimbangi gaya-gaya yang menyebabkan gelincir pada bidang longsor. Penyebab gerakan tanah dan longsor terdiri dari suatu seri kejadian yang dapat berasal dari alam maupun oleh manusia. Dalam banyak kasus, penyebab tersebut sering tidak dapat dihindarkan.

Dalam Hardiyatmo (2010), Terzaghi (1950) membagi penyebab longsoran lereng terdiri dari 2 hal yaitu akibat pengaruh luar (*external effect*) dan pengaruh dalam (*internal effect*). Pengaruh luar yaitu pengaruh yang menyebabkan bertambahnya gaya geser dengan tanpa adanya perubahan kuat geser tanah.

Penyebab gerakan tanah di antaranya adalah sebagai berikut.

1. Muka air tanah

Kehadiran air tanah dalam tubuh lereng akan menurunkan sifat fisik dan mekanik tanah. Kenaikan muka air tanah meningkatkan tekanan pori yang berarti memperkecil ketahanan geser dari massa tanah. Kenaikan muka air tanah juga memperbesar debit air tanah dan meningkatkan erosi di bawah permukaan. Akibatnya lebih banyak fraksi halus (lanau) dari masa tanah yang dihanyutkan, ketahanan massa tanah akan menurun.

2. Beban statis

Tanah merupakan material berbutir, dimana keruntuhan disebabkan oleh terguling dan tergelincirnya butiran-butiran, sehingga sifat keruntuhan yang perlu ditinjau adalah tegangan geser sedangkan tahanan atau kekuatan yang ditinjau adalah kuat geser. Beban yang bekerja seperti timbunan tanah akan menghasilkan tegangan dan regangan yang dapat berintegrasi pada zona tegangan yang ditinjau, yang menyebabkan deformasi (tegangan runtuh).

3. Beban dinamis

Beban dinamis dalam bidang teknik sipil salah satunya adalah gempa bumi. Gempa bumi akan menyebabkan tanah bagian bawah fondasi struktur bangunan akan bergetar dalam arah tiga dimensi. Untuk bangunan geser, getaran yang lebih besar pengaruhnya adalah getaran arah horizontal. Beban gempa umumnya bekerja dalam waktu singkat (puluhan detik) namun akibat yang ditimbulkannya dapat sangat fatal (Suhendro, 2000).

Dampak dari getaran akibat gempa menurut Karnawati (2004) adalah getaran yang dapat memicu longsoran dengan cara melemahkan atau memutuskan hubungan antara butir partikel-partikel penyusun tanah/batuan pada lereng. Jadi getaran berperan dalam menambah gaya penggerak sekaligus mengurangi gaya penahan. Sedangkan Srbulov (2010) mengemukakan bahwa getaran dapat

merubah propertis tanah, penurunan daya dukung fondasi dan meningkatnya penurunan fondasi.

3.4 Batas Gerakan Tanah

Dari data Skempton dan Hutchinson (1969) dalam Look (2007), batasan pergerakan yang masih ditoleransikan sebelum terjadi longsor pada lereng dan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1. Sedangkan menurut Duncan dan Wright (2005) dalam Look (2007), toleransi *displacement* akibat gempa untuk lereng dan bendungan adalah 1 m.

Tabel 3.1 Batas Gerakan Tanah

Tipe	Total pergerakan (cm)
Dinding penahan kecil - besar	20 – 40
Longsor sedang - besar	40 - 130

Sumber: Look (2007)

3.5 Tekanan Tanah Lateral

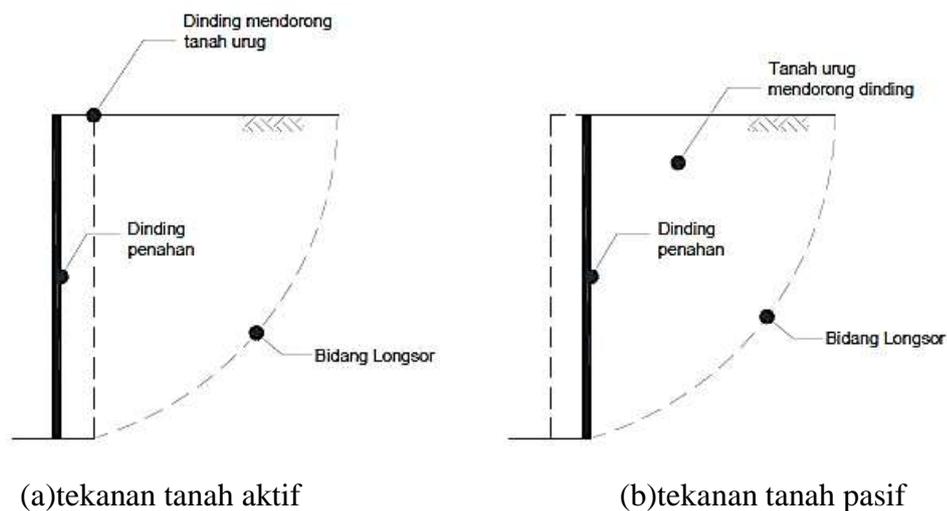
Analisis tekanan tanah lateral digunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan yang lain. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya.

3.5.1 Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

Jika dinding penahan tanah bergerak ke arah luar dari tanah timbunan di belakangnya, maka tanah timbunan bergerak ke bawah dan ke samping menekan dinding penahan tanah. Tekanan seperti ini disebut tekanan tanah aktif (*active earth pressure*), sedangkan nilai banding tekanan horizontal dan tekanan vertical yang terjadi, didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_a .

Jika suatu gaya mendorong dinding penahan ke arah tanah timbunan sampai tanah timbunan dalam kondisi runtuh. Tekanan kondisi ini disebut tekanan tanah

pasif (*passive earth pressure*), sedangkan nilai banding tekanan horizontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_p . Nilai tekanan tanah pasif lebih besar dari tekanan tanah saat diam dan tekanan tanah aktif atau $K_p > K_0 > K_a$. Tekanan tanah lateral saat tanah runtuh dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



Gambar 3.1 Tekanan Tanah Lateral Saat Tanah Runtuh

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.5.2 Teori Rankine

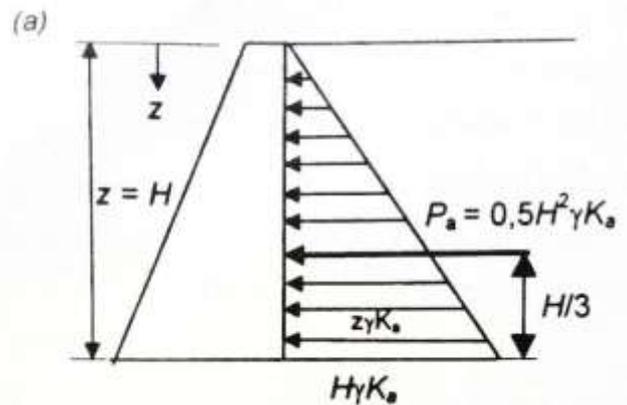
Menurut Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2010), analisis tekanan tanah lateral ditinjau pada kondisi keseimbangan plastis, yaitu saat massa tanah pada kondisi tepat akan runtuh. Kedudukan keseimbangan plastis ini hanya dapat dicapai bila terjadi deformasi yang cukup pada masa tanahnya. Besar dan distribusi tekanan tanah merupakan fungsi dari perubahan letak (*displacement*) dan regangan (*strain*).

Teori Rankine dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut.

1. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis dimana sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2. Tanah urug yang tidak berkohesi ($c=0$).

3. Gesekan antara dinding dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\delta = 0$).

3.5.3 Tekanan Tanah Lateral Untuk Kondisi Permukaan Tanah Urug Horizontal



Gambar 3.2 Diagram Tekanan Untuk Tanah Urug Horizontal

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Bila permukaan tanah urug horizontal seperti pada Gambar 3.2, tekanan tanah aktif (P_a) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.1 dan 3.2 sebagai berikut.

$$P_a = K_a z \gamma \quad (3.1)$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.2)$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.3 sebagai berikut.

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a \quad (3.3)$$

Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (P_p) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$P_p = K_p z \gamma \quad (3.4)$$

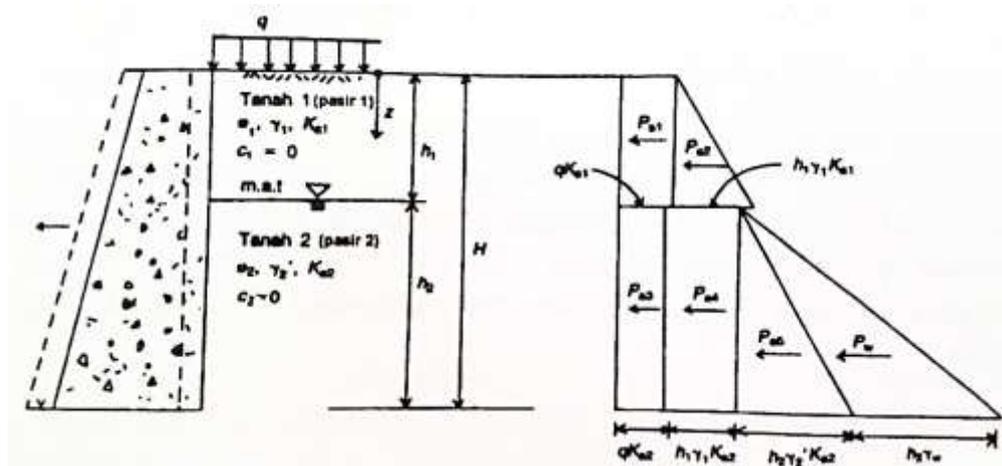
$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.5)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh Persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$P_p = 0,5 H^2 \gamma K_p \quad (3.6)$$

3.5.4 Penggambaran Diagram Tekanan Tanah Lateral

Ditinjau dinding penahan tanah dengan tanah urug berupa pasir yang di atasnya terdapat beban terbagi rata q . Muka air tanah terdapat pada kedalaman h_1 dari muka tanah. Di bawah h_1 terdapat tanah pasir 2, dapat dilihat pada Gambar 3.3 sebagai berikut.



Gambar 3.3 Diagram Tekanan Tanah Aktif Rankine

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tekanan tanah aktif total (P_a) pada dinding penahan dengan tinggi H adalah sama dengan luas diagram yang ditunjukkan pada Gambar 3.3 dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.7 dan 3.8 sebagai berikut.

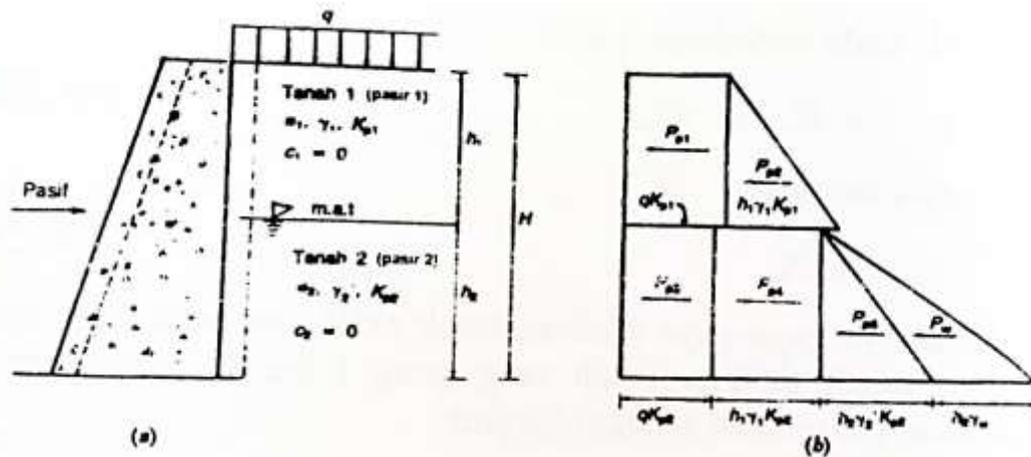
$$P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} + P_w \quad (3.7)$$

atau,

$$P_a = qh_1K_{a1} + \frac{1}{2}\gamma_1h_1^2K_{a1} + qh_2K_{a2} + \gamma_1h_2K_{a2} + \frac{1}{2}\gamma_2h_2^2K_{a2} + \frac{1}{2}\gamma_w h_2^2 \quad (3.8)$$

Penggambaran diagram tekanan tanah pasif menurut Rankine dapat digambarkan seperti pada penggambaran tekanan tanah aktif. Tekanan tanah pasif

Rankine (efektif) pada sembarang kedalaman ke dinding setinggi H, dapat dilihat pada Gambar 3.4 sebagai berikut.



Gambar 3.4 Diagram Tekanan Tanah Pasif Rankine

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Dengan cara yang sama seperti penggambaran diagram tekanan tanah aktif dapat diperoleh diagram tekanan tanah pasif yang ditunjukkan pada Gambar 3.4. Nilai tekanan tanah pasif total (P_p) dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.9 dan 3.10 sebagai berikut.

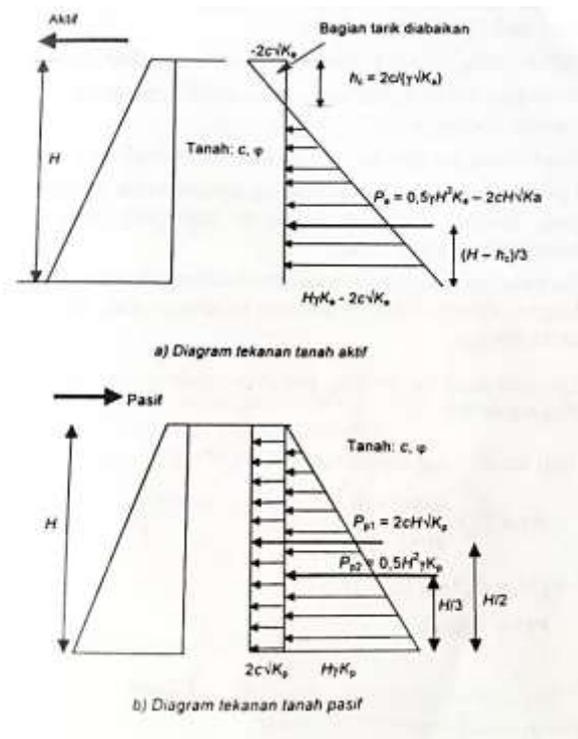
$$P_p = P_{p1} + P_{p2} + P_{p3} + P_{p4} + P_{p5} + P_w \quad (3.9)$$

atau,

$$P_p = qh_1K_{p1} + \frac{1}{2}\gamma_1h_1^2K_{p1} + qh_2K_{p2} + \gamma_1h_1h_2K_{p2} + \frac{1}{2}\gamma_2^2h_2^2K_{p2} + \frac{1}{2}\gamma_w h_2^2 \quad (3.10)$$

3.5.5 Tekanan Tanah Lateral pada Tanah Kohesif

Untuk tanah urugan kembali yang berupa tanah kohesif seperti tanah lempung, besarnya tekanan tanah aktif menjadi berkurang. Bell (1915) dalam Hardiyatmo (2010) mengusulkan suatu penyelesaian hitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah dengan tanah urugan kembali untuk tanah berlempung. Hitungan didasarkan pada persamaan Rankine dan Coulomb dengan mempertimbangkan kondisi-kondisi tegangan pada lingkaran Mohr. Diagram tekanan aktif dan tekanan pasif pada tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 3.5 sebagai berikut.



Gambar 3.5 Diagram Tekanan Aktif dan Tekanan Pasif Pada Tanah Kohesif
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Gaya lateral tanah dapat dihitung berdasarkan luas diagram tekanan yang dibentuk oleh lapisan tanah yang ditinjau dengan titik tangkap gaya berada di titik berat diagram tekanan. Untuk dinding penahan tanah setinggi H dan memiliki kohesivitas, gaya lateral lapisan tanah dapat dihitung oleh Persamaan 3.11 dan 3.12 sebagai berikut.

$$Pa = \frac{1}{2}\gamma H^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.11)$$

$$Pp = \frac{1}{2}\gamma H^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.12)$$

dengan:

Pa = Tekanan tanah aktif total (kN/m²),

Pp = Tekanan tanah pasif total (kN/m²),

γ = Berat volume tanah (kN/m³),

H = Tinggi dinding penahan tanah (m), dan

c = Kohesi (kN/m²).

3.5.6 Pengaruh Beban Terbagi Rata di Atas Tanah Urug

Beban terbagi rata (q) di atas tanah urug dianggap sebagai beban tanah setebal h_s dengan berat volume (γ) tertentu. Tekanan tanah aktif pada kedalaman h_s dari tinggi tanah anggapan tersebut dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$Pa = h_s \gamma Ka = qKa \quad (3.13)$$

Jadi, akibat adanya beban terbagi rata, terdapat tambahan gaya tekanan tanah aktif (P_a') dapat dinyatakan oleh Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$Pa' = qKaH \quad (3.14)$$

dengan:

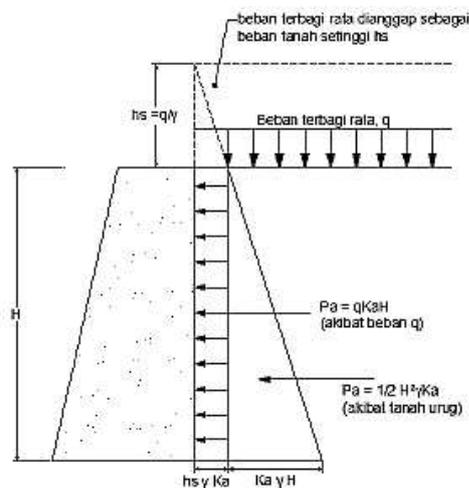
Pa' = Tambahan tekanan tanah aktif total akibat beban terbagi rata,

q = Beban terbagi rata,

Ka = Koefisien tekanan tanah aktif, dan

H = Tinggi dinding penahan.

Diagram tekanan aktif beban terbagi rata ini akan berupa segi empat dengan tinggi H dan lebar sisi qKa . Tekanan tanah lateral akibat beban terbagi rata q dapat dilihat pada Gambar 3.6 sebagai berikut.

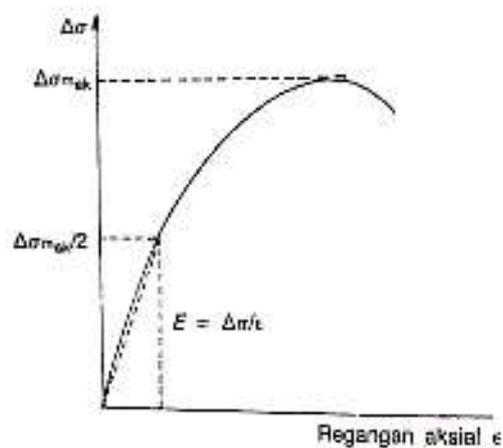


Gambar 3.6 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata Q

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.6 Modulus Elastisitas Tanah

Nilai modulus Elastisitas atau Modulus Young E tanah umumnya diperoleh dari uji triaksial di laboratorium, yang ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan regangan yang diambil setengah dari beban ultimit aksial (Hardiyatmo, 2002). Penentuan modulus young dari uji triaksial dapat dilihat pada Gambar 3.7 sebagai berikut.



Gambar 3.7 Penentuan Modulus Elastis Dari Uji Triaksial

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Karena sulitnya pengambilan contoh asli di lapangan untuk tanah granuler, maka dilakukan estimasi nilai modulus elastis tanah pada pengujian di lapangan. Mitchell dan Gardner (1975) dalam Hardiyatmo (2010) mengusulkan nilai modulus elastis yang dihubungkan dengan nilai SPT yang dinyatakan oleh Persamaan 3.15 dan 3.16 sebagai berikut.

$$E = 10 (N + 15) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir)} \quad (3.15)$$

$$E = 6 (N + 5) \text{ k/ft}^2 \text{ (untuk pasir berlempung)} \quad (3.16)$$

Dengan $1 \text{ k/ft}^2 = 4,882 \text{ t/m}^2$ dan N adalah jumlah pukulan dalam uji SPT. Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (E) dan angka poisson (μ) menurut Bowles (1977) dalam Hardiyatmo (2010) dapat dilihat berturut-turut pada Tabel 3.2 dan Tabel 3.3 sebagai berikut.

Tabel 3.2 Nilai Perkiraan Modulus Elastis Tanah

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung:	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42.500
Pasir:	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
Pasir dan kerikil:	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak padat	50.000 – 140.000
Lanau	2.000 – 20.000
<i>Loess</i>	15.000 – 60.000
Cadas	140.000 – 1.400.000

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Tabel 3.3 Perkiraan Angka Poisson Tanah

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,40 – 0,50
Lempung tak jenuh	0,10 – 0,30
Lempung berpasir	0,20 – 0,30
Lanau	0,30 – 0,35
Pasir padat	0,20 – 0,40
Pasir kasar ($e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus ($e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu	0,10 – 0,40
<i>Loess</i>	0,10 – 0,30

Sumber: Hardiyatmo (2010)

3.7 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan sebagai berikut.

1. Berat sendiri dinding penahan (W).
2. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (Pa).
3. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (Pp).
4. Tekanan air pori di dalam tanah (Pw).
5. Reaksi tanah dasar (R).

Analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau terhadap hal-hal sebagai berikut.

1. Faktor aman terhadap penggeseran dan penggulingan harus mencukupi.
2. Tekanan yang terjadi pada tanah dasar fondasi harus tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin.
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

Selain itu, jika tanah dasar mudah mampat, penurunan tak seragam yang terjadi harus tidak boleh berlebihan.

3.7.1 Stabilitas terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh gesekan antara tanah dengan dasar fondasi dan tekanan tanah pasif apabila berada di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}) didefinisikan oleh Persamaan 3.17 sebagai berikut.

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \quad (3.17)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$) dinyatakan oleh Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$\sum R_h = Wf \quad (3.18)$$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$) dinyatakan oleh Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$\sum R_h = C_a B \quad (3.19)$$

Untuk tanah $c-\phi$ ($\phi > 0$ dan $c > 0$) dinyatakan oleh Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$\sum R_h = C_a B + Wtg\delta_b \quad (3.20)$$

dengan:

$\sum R_h$ = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran,

W = Berat total dinding penahan dan tanah di atas pelat fondasi (kN),

δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil $1/3 - (2/3)\phi$,

c_a = $a_d \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (kN/m²),

c = Kohesi tanah dasar (kN/m²),

a_d = Faktor adhesi,

B = Lebar fondasi (m),

$\sum P_h$ = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN), dan

$f = tg \delta_b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (F_{gs}) minimum, diambil 1,5.

Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2010) menyarankan sebagai berikut ini.

$F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

3.7.2 Stabilitas terhadap Penggulingan

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.

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) didefinisikan oleh Persamaan 3.21 sebagai berikut.

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \quad (3.21)$$

dengan:

F_{gl} = Faktor aman terhadap penggulingan,

ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan, $\Sigma M+$ (kNm), dan

ΣM_{gl} = Momen yang menyebabkan penggulingan, $\Sigma M-$ (kNm).

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah, yaitu sebagai berikut ini.

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granuler

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

3.7.3 Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) dalam Hardiyatmo (2010) untuk beban miring dan eksentris dinyatakan oleh Persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.22)$$

dengan:

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman,

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan beban,

B = Lebar dasar fondasi sebenarnya (m),

e = Eksentrisitas beban (m),

γ = Berat volume tanah (kN/m³), dan

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor kapasitas dukung.

Faktor aman dalam memperhitungkan stabilitas terhadap kuat dukung tanah dasar dirumuskan dalam Persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (3.23)$$

dengan q = tekanan akibat beban struktur. Umumnya, faktor aman (F) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3.

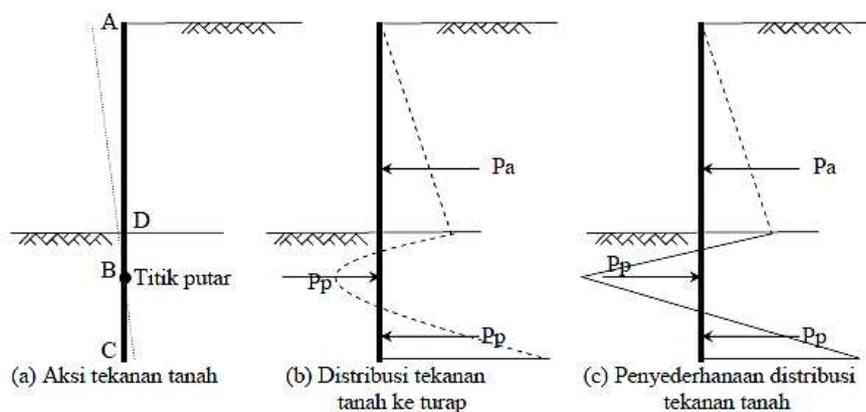
3.8 Turap (*Sheet Pile*)

3.8.1 Pendahuluan

Menurut Hardiyatmo (2010), dinding turap (*sheet pile*) adalah dinding vertikal relatif tipis yang berfungsi kecuali untuk menahan tanah juga berfungsi untuk menahan masuknya air ke dalam lubang galian. Karena pemasangan yang mudah dan biaya pelaksanaan yang relatif murah, turap banyak digunakan pada pekerjaan-pekerjaan, seperti: penahan tebing galian sementara, bangunan-bangunan di pelabuhan, dinding penahan tanah, bendungan elak dan lain-lain.

3.8.2 Perancangan Dinding Turap

Bekerjanya tekanan tanah pada dinding turap yang kaku sempurna dapat diterangkan seperti Gambar 3.8. Akibat pengaruh tekanan tanah aktif oleh tanah di belakang turap, turap berputar pada titik B (Gambar 3.8a). Tekanan tanah yang terjadi pada bagian bawah turap yang tertanam akan berupa tekanan tanah pasif, di bagian-bagian belakang BC dan di depan BD. Sedangkan di depan BC dan bagian belakang BD, bekerja tekanan tanah aktif. Pada titik rotasi B, karena tanah tidak bergerak, maka titik ini akan mendapatkan tekanan tanah yang sama dari depan dan belakang yaitu tekanan tanah lateral saat diam. Jadi tekanan tanah lateral pada titik B tersebut akan sama dengan nol. Gambar 3.8b menunjukkan distribusi tekanan tanah netto (tekanan tanah pasif dikurangi tekanan tanah pasif) pada turap, dan Gambar 3.8c adalah penyederhanaan dari Gambar 3.8a untuk maksud hitungan stabilitasnya.



Gambar 3.8 Tekanan Tanah pada Turap Kantilever

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

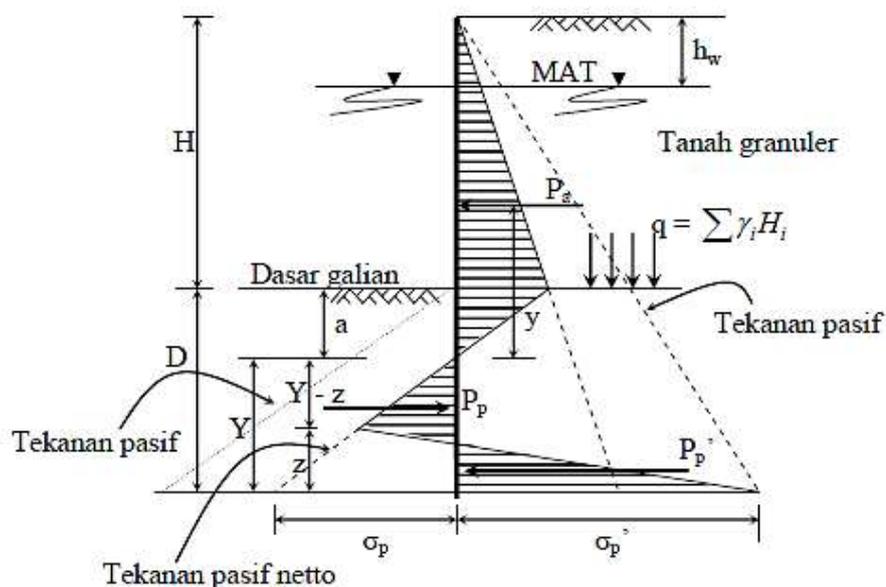
Distribusi tekanan tanah lateral pada dinding turap tidak sama untuk tanah kohesif dan tanah non kohesif (pasir atau kerikil). Karena itu, perancangan harus dibedakan atas jenis tanahnya.

3.8.3 Turap Kantilever pada Tanah Granuler

Distribusi tekanan tanah pada turap yang terletak pada tanah granuler homogeny, diperlihatkan dalam Gambar 3.9. Bila tanah berlapis-lapis, maka diagram tekanan tanah akan berbeda, namun prinsip perancangan tetap sama.

Karena turap terletak dalam tanah granuler, cukup beralasan bila diasumsikan muka air tanah mempunyai ketinggian yang sama di bagian depan dan belakang turap. Sehingga, distribusi tekanan (termasuk pengaruh beban terbagi rata dan lain-lainnya) dapat ditentukan dari nilai K_a dan K_p . Jika faktor aman diperhitungkan, maka dapat dipilih salah satu dari dua kemungkinan yaitu sebagai berikut:

1. mereduksi K_p (sampai 30%-50%), atau
2. menambah kedalaman penetrasi antara 20% sampai 40%. Hal ini akan memberikan faktor aman sebesar $\pm 1,5 - 2,0$.



Gambar 3.9 Distribusi Tekanan Tanah pada Turap yang Terletak Pada Tanah Granuler Homogen
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dari distribusi tekanan tersebut, lokasi saat tekanan sama dengan nolakan terdapat pada jarak a dari permukaan galian. Jarak ini dapat dihitung dengan memakai perbandingan pada diagram tekanan segitiga, yaitu dirumuskan dalam Persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$a = \frac{q' K a}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (3.24)$$

dengan $q' = \sum H_i \gamma_i$. Dari menjumlahkan gaya-gaya pada arah horizontal dapat diperoleh Persamaan 3.25 untuk menghitung jarak z pada Gambar 3.9, yang diperoleh dari $\sum F_H = 0$,

$$P_a + P_p' - P_p = 0 \quad (3.25)$$

Karena Persamaan 3.26,

$$[P_p' - P_p] = (p_p + p_p') \frac{z}{2} - p_p \frac{Y}{2} \quad (3.26)$$

Substitusi ke Persamaan 3.27 dihasilkan,

$$P_a + (p_p + p_p') \frac{z}{2} - p_p \frac{Y}{2} = 0 \quad (3.27)$$

Penyelesaian dari Persamaan 3.27 tersebut dapat diperoleh Persamaan 3.28,

$$z = \frac{p_p Y - 2P_a}{p_p + p_p'} \quad (3.28)$$

Dengan mengambil $\sum M_{dasarturap} = 0$ diperoleh Persamaan 3.29 dan Persamaan 3.30,

$$P_a(Y + y) + (p_p + p_p') \frac{z}{2} \frac{z}{3} - p_p \left(\frac{Y}{2} \right) \left(\frac{Y}{3} \right) = 0 \quad (3.29)$$

atau

$$6P_a(Y + y) + (p_p + p_p')z^2 - p_p Y^2 = 0 \quad (3.30)$$

Dengan y = jarak diukur dari tekanan sama dengan nol sampai P_a . Substitusikan z , ke Persamaan 3.28 dapat diperoleh Persamaan 3.31,

$$6P_a(Y + y) + \left(\frac{1}{p_p + p_p'} \right) (p_p^2 Y^2 - 4p_p Y P_a + 4P_a^2) - p_p Y^2 = 0 \quad (3.31)$$

Jika dikalikan dengan $(p_p + p_p')$ dihasilkan Persamaan 3.32,

$$\begin{aligned} & 6(p_p + p_p')P_a(Y + y) + p_p^2 Y^2 - 4p_p Y P_a + 4P_a^2 - p_p^2 Y^2 - p_p p_p' Y^2 \\ & = 0 \end{aligned} \quad (3.32)$$

Selanjutnya, dengan substitusi $p_p = \gamma'(K_p - K_a)Y = CY$, dihasilkan Persamaan 3.33,

$$6P_a(CY^2 + CYy + p_p'Y + p_p'y) - 4CY^2 P_a + 4P_a^2 - CY^3 p_p' = 0 \quad (3.33)$$

Bila dibagi dengan $-Cp_p'$ dihasilkan Persamaan 3.34,

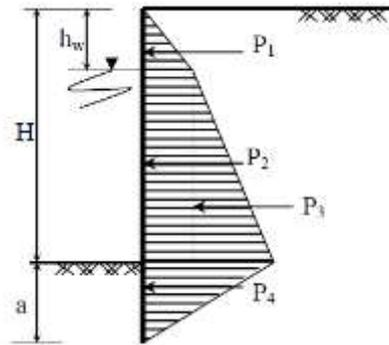
$$Y^3 - \left(\frac{2P_a}{p_p'} \right) Y^2 - 6P_a \left(\frac{y}{p_p'} + \frac{1}{C} \right) Y - \frac{2P_a}{Cp_p'} (2p_a + 3p_p'y) = 0 \quad (3.34)$$

dengan Persamaan 3.35 dan 3.36,

$$C = \gamma'(K_p - K_a) \quad (3.35)$$

$$p_p' = \gamma h_w K_p + \gamma' K_p (H + D - h_w) - \gamma K_a (Y + a) \quad (3.36)$$

Tekanan tanah aktif pada turap dapat dilihat pada Gambar 3.10 sebagai berikut.



Gambar 3.10 Tekanan Tanah Aktif pada Turap
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dengan memperhatikan Gambar 3.10 diperoleh Persamaan 3.37, 3.38, 3.39, 3.40 dan 3.41,

$$P_a = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (3.37)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma h_w^2 \quad (3.38)$$

$$P_2 = \gamma h_w K_a (H - h_w) \quad (3.39)$$

$$P_3 = \frac{1}{2} K_a \gamma' (H - h_w)^2 \quad (3.40)$$

$$P_4 = \frac{(q' K_a)^2}{2\gamma'(K_p - K_a)} \quad (3.41)$$

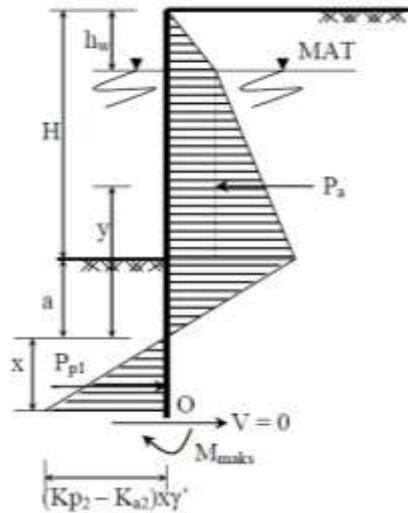
Penyelesaian dari Persamaan 3.34 dilakukan dengan cara coba-coba (*trial and error*), dari sini dapat ditentukan p_p, p_p', a, z , dan lain-lainnya. Setelah itu, dihitung Y dan D.

Menghitung nilai D dengan Persamaan 3.42,

$$D = Y + a \quad (3.42)$$

Kedalaman penetrasi turap yang dipakai dalam pelaksanaan ditentukan dengan mengalikan D hasil hitungan dengan 1,2 – 1,4.

Momen maksimum diperoleh pada gaya lintang sama dengan nol dapat dilihat pada Gambar 3.11 sebagai berikut.



Gambar 3.11 Gaya-gaya pada Turap di Atas Titik Dengan Gaya Lintang Nol
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dari ΣM_o (titik pada gaya lintang $V=0$), diperoleh Persamaan 3.43 dan Persamaan 3.44,

$$M_{maks} = P_a (y + x) - P_{pl} \left(\frac{x}{3} \right) = P_a (y + x) - P_a \left(\frac{x}{3} \right) \quad (3.43)$$

atau

$$M_{maks} = P_a \left(y + \frac{2}{3} x \right) \quad (3.44)$$

dengan mensubstitusikan x , diperoleh Persamaan 3.45,

$$M_{maks} = P_a \left\{ y + \frac{2}{3} \left[\frac{2P_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.45)$$

Dari keseimbangan arah horizontal $\Sigma F_h = 0$, $P_{pl} = P_a$. Sehingga diperoleh Persamaan 3.46,

$$x = \left[\frac{2P_a}{\gamma'(K_p - K_a)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.46)$$

3.8.4 Stabilitas Internal

Stabilitas internal mensyaratkan bahwa struktur harus menyatu dan dapat berdiri sendiri oleh pengaruh gaya luar maupun oleh akibat beratnya sendiri. Semua elemen struktur dari beton tidak terlepas dari masalah gaya geser. Kuat geser beton merupakan kekuatan komponen struktur atas penampang yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya – gaya lateral.

1. Gaya geser pada badan dinding dirumuskan dalam Persamaan 3.47 sebagai berikut.

$$V_u = (Pa + Pp_1 - Pp') \quad (3.47)$$

2. Kuat beton menahan gaya geser dirumuskan dalam Persamaan 3.48 sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times h \quad (3.48)$$

3. Faktor aman terhadap bahaya geser dirumuskan dalam Persamaan 3.49 sebagai berikut.

$$V_c > V_u \quad (3.49)$$

3.9 Dinding Turap Diangkur

3.9.1 Metode Ujung Bebas

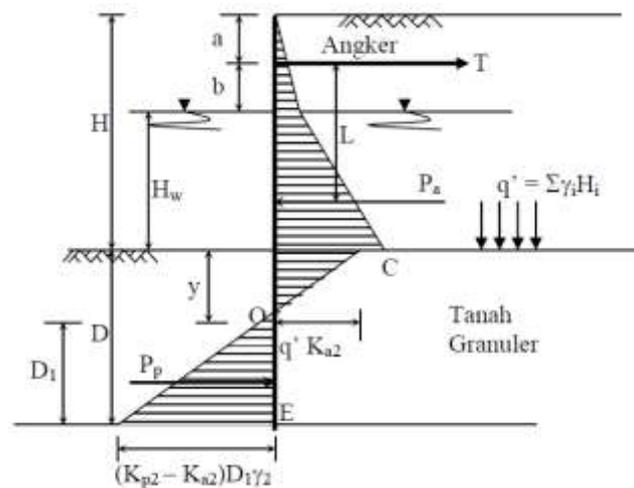
Pada metode ujung bebas (*free end method*) atau disebut juga metode tanah bebas (*free earth method*), kedalaman turap di bawah dasar galian dianggap tidak cukup untuk menahan tekanan tanah yang terjadi pada bagian atas dinding turap. Karena itu, keruntuhan terjadi oleh akibat rotasi dinding turap terhadap ujung bawahnya.

Dalam analisis stabilitas turap diangkur dengan metode ujung bebas terdapat anggapan-anggapan sebagai berikut.

1. Turap merupakan bahan yang sangat kaku dibandingkan dengan tanah di sekitarnya.

2. Kondisi tekanan tanah yang bekerja dianggap memenuhi syarat teori Rankine atau Coulomb.
3. Turap dianggap berotasi dengan bebas pada ujung bawahnya, namun tidak diizinkan bergerak secara lateral di tempat angkur. Pada kapasitas ultimitnya, turap runtuh akibat gerakan angkur ke arah luar.

Hitungan dilakukan dengan menjumlahkan gaya-gaya tekanan aktif dan pasif. Gambar tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap diangkur diperlihatkan pada Gambar 3.12 sebagai berikut.



Gambar 3.12 Tekanan Tanah pada Turap Diangkur dengan Metode Ujung Bebas

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Dari Gambar 3.12 tersebut, jarak y (titik pada tekanan nol) dapat dihitung dengan persamaan 3.50 dan 3.51,

$$q' K_{a2} + y\gamma_2 K_{a2} - y\gamma_2 K_{p2} = 0 \quad (3.50)$$

$$y = \frac{q' K_{a2}}{\gamma_2 (K_{p2} - K_{a2})} \quad (3.51)$$

Dengan menghitung momen terhadap angkur sama dengan nol, diperoleh Persamaan 3.52,

$$LP_a - \frac{1}{2} D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) (H_w + b + y + \frac{2}{3} D_1) = 0 \quad (3.52)$$

Gaya pada angkur dapat dihitung dengan persamaan 3.53 dan 3.54,

$$T + P_p - P_a = 0 \quad (3.53)$$

$$T = P_a - D_1^2 \gamma_2 (K_{p2} - K_{a2}) \quad (3.54)$$

Prosedur untuk merancang dinding yang dipancang pada tanah granuler dengan ujung bebas adalah sebagai berikut.

1. Hitung dan gambarkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif berdasarkan K_a dan K_p .
2. Hitung tekanan akibat tekanan overburden pada kedalaman turap H, (gunakan γ' bila tanah terendam air).
3. Tentukan letak titik bertekanan nol dengan Persamaan 3.51.
4. Ambil momen terhadap angkur dengan Persamaan 3.52. Dari persamaan tersebut akan diperoleh D_1 .
5. Hitung gaya pada angkur dengan Persamaan 3.54.

3.10 *Plaxis*

Plaxis adalah salah satu program aplikasi komputer berdasarkan metode elemen hingga dua dimensi yang digunakan secara khusus untuk menganalisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik, seperti daya dukung tanah. Kondisi sesungguhnya dapat dimodelkan dalam regangan bidang (*plane-strain*) maupun secara *axisymmetric*. Program ini menerapkan model antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga pengguna dapat dengan melintang dari kondisi yang ingin dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub-program yaitu masukan, perhitungan, keluaran, dan kurva.

Plane-strain digunakan untuk menganalisis struktur yang memiliki potongan melintang dengan pembebanan dan kondisi tegangan yang seragam dan perpindahan/deformasi pada arah ini dianggap nol. Sedangkan *axisymmetric* digunakan untuk analisis struktur lingkaran (*circular structures*) yang memiliki potongan radial dan pembebanan seragam terhadap pusat, dengan deformasi dan tegangan yang dianggap sama pada arah radialnya.

Kondisi di lapangan yang disimulasikan ke dalam program *plaxis* ini bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program, dengan harapan pelaksanaan di lapangan dapat didekati sedekat mungkin pada program, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.