

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. UMUM

Pengertian dinding penahan tanah adalah bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri (Nakazawa, 1994, halaman 279). Perencanaan dinding penahan tanah berlangsung dengan pemilihan dimensi-dimensi, yang kemudian dianalisa untuk persyaratan stabilitas dan persyaratan konstruksi dan diperbaiki sehingga memenuhi persyaratan (Bowles, 1984, halaman 206).

Pada dekade terakhir ini, konstruksi penahan tanah semakin berkembang dengan pesat. Perkembangan ini disebabkan oleh semakin sempitnya lahan yang tersedia, terutama di kota-kota besar, dengan dibangunnya jalan-jalan layang sehingga banyak digunakan jenis konstruksi ini. Perkembangan terakhir dengan memanfaatkan bentuk konstruksi prefabrikasi, sehingga lebih menguntungkan dalam pelaksanaannya atau memanfaatkan bahan sintetik yang akhir-akhir ini mulai berkembang untuk mengatasi masalah geoteknik. Jenis konstruksi dinding penahan tanah banyak dijumpai sebagai konstruksi dinding saluran, dermaga pelabuhan, atau pada konstruksi-konstruksi pangkal jembatan, lereng bukit tepi jalan pencegah erosi dan lain lainnya

Perkembangan dalam teknologi beton semakin meningkat sehingga diikuti perkembangan industri konstruksi. Dengan munculnya konstruksi dinding penahan tanah dengan model prefabrikasi, sehingga dalam pelaksanaan relatif lebih mudah. Selain itu dengan ditemukannya bahan sintetis yang terbuat dari bahan-bahan *polypropylene*, *polyester* dan lain-lain yang mempunyai karakteristik kuat tarik tinggi, tahan cuaca dan fleksibel, dan banyak digunakan pada jenis konstruksi ini. Metode analisisnyapun mengikuti perkembangan jenis konstruksi ini. Penelitian-penelitian masih terus dikembangkan, untuk mengadakan pendekatan-pendekatan pada teori-teori baru yang dikemukakan.

Optimasi merupakan suatu cara untuk mencari hasil yang paling optimum dalam kondisi tertentu. Hasil dari optimasi dapat maksimum atau minimum, untuk mendapatkan hasil paling optimum diperlukan proses komputer yang lama, sehingga para ahli teknik menggunakan hasil yang cukup optimum saja (Wibowo, 1996).

Masalah optimasi dalam bidang teknik khususnya teknik sipil, pada umumnya berupa masalah optimasi tak linear. Masalah tak linear ini juga dapat dilinearkan, tetapi akan memberikan hasil yang kurang akurat ditinjau dari segi teknik, oleh karena itu lebih baik diselesaikan memakai program optimasi tak linier (*nonlinear programming*), yang lebih sulit dipelajari dibandingkan program linear, karena memakai matematika yang kompleks.

Optimasi dapat diselesaikan secara analitik atau secara numerik. Metoda optimasi analitik memberikan hasil yang eksak, meskipun demikian tidak semua masalah optimasi dapat diselesaikan secara analitik. Hal ini disebabkan

pengolahan matematikanya sangat tidak sederhana metoda optimasi numerik berkembang sejak ditemukanya komputer sebagai alat bantu hitung.

2.2. TEKATAN TANAH

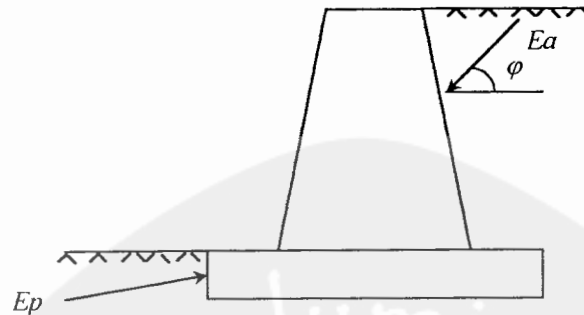
Stabilitas suatu dinding penahan akibat pengaruh tekanan tanah, perlu suatu teori dasar tentang mekanika tanah. Umumnya seorang insinyur sipil melakukan suatu estimasi besarnya tekanan tanah yang terjadi dengan analisis terhadap beberapa tipe dinding penahan tanah dan kemudian memilih alternatif yang terbaik dalam artian konstruksi kokoh terhadap gaya-gaya yang bekerja dan murah biayanya.

Dalam perancangan suatu konstruksi struktur penahan tanah diperlukan analisis tekanan tanah lateral. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh dorongan tanah belakang struktur penahan tanah. Besar tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh letak dari dinding penahan dan sifat tanahnya. Tekanan tanah yang terjadi dibedakan atas 3 keadaan (Haryatmo, 1994, halaman 139), yakni:

a. Tekanan tanah pada keadaan diam

Tekanan tanah diam akan terjadi dan bekerja pada suatu dinding penahan bila dinding tersebut sama sekali tidak bergerak didalam tanah. Hal ini dinyatakan dalam persamaan :

$$\sigma = K_0 \times \gamma \times H \quad (2.1)$$



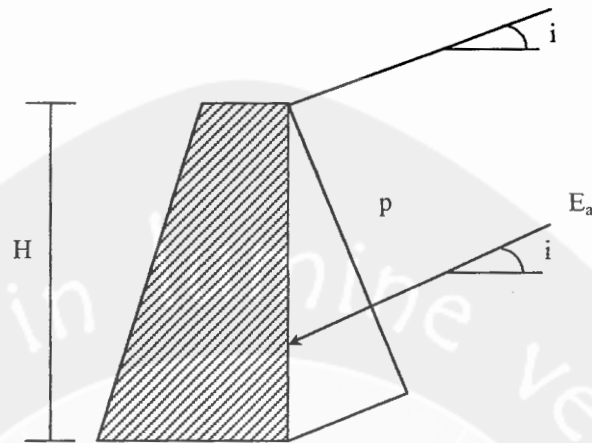
Gambar 2.1. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

Dari gambar 2.1, gaya aktif dan pasif masing-masing adalah E_p dan E_a sedangkan ϕ adalah sudut gesek tanah dalam tanah.

Beberapa teori klasik untuk menentukan estimasi besarnya gaya aktif memberikan hasil yang sama antara lain teori Rankine, teori Coulomb, dan kemudian dikembangkan oleh Rehmann yang mengungkapkan secara matematis dan kemudian oleh Poncelet yang mengungkapkan secara grafis.

2.2.1 Teori Rankine

Sebelum dibicarakan lebih jauh tentang teori Rankine (1860) perlu ditinjau lebih dahulu tentang kestabilan pada tanah miring sebagai dasar analisis dalam teori Rankine. Bilamana tanah dengan kemiringan dan kondisi homogen maka pada setiap elemennya akan timbul tekanan vertikal dengan arah sejajar pada satu bidang elemen yang ditinjau. Rankine mengemukakan teorinya dengan anggapan dinding vertikal, permukaan halus sedangkan muka tanah miring dan gaya akibat tekanan tanah sejajar dengan kemiringan tanah, distribusi tekanan pada dinding penahan tanah menurut teori Rankine dapat dilihat pada gambar 2.2



Gambar 2.2. Distribusi tekanan pada dinding penahan tanah menurut Rankine

Pada gambar 2.2 dimana H adalah tinggi pondasi, i adalah kemiringan tanah diatas pondasi, daa besarnya gaya aktif setinggi H pada dinding penahan tanah adalah:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.4)$$

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

$$K_a = \left[\cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right] \quad (2.4.1)$$

$$K_p = \left[\cos i \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi}} \right] \quad (2.5.1)$$

2.2.2. Teori Coulomb

Konsep dasar teori Coulomb (1776) adalah keruntuhan tanah berbentuk segitiga (baji) yang bergerak ke arah dinding penahan tanah dengan bidang lurur melalui tepi dasar dinding tersebut dapat digunakan beberapa anggapan:

- Tanah dibelakang dinding penahan adalah kering, tanpa kohesi, homogen, dan elastis.
- Bentuk bidang lurur adalah datar dan melalui tepi dasar dinding penahan tanah.
- Bentuk segitiga itu sendiri dianggap kaku dan besarnya tekanan tanah didasarkan pada keseimbangan batas gaya-gaya yang bekerja pada tanah yang berbentuk segitiga.
- Posisi dan arah resultante tekanan tanah tidak diketahui.

Formula Coulomb untuk tekanan tanah adalah:

$$Pa = \frac{\gamma H^2}{2} Ka \quad (2.6)$$

$$Pp = \frac{\gamma H^2}{2} Kp \quad (2.7)$$

$$Ka = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \phi) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (2.6.1)$$

$$Kp = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \phi) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (2.7.1)$$

Pada persamaan 2.6.1 dan 2.7.1 dimana variabel α adalah kemiringan dinding, β adalah kemiringan tanah diatas pondasi, δ adalah sudut gesek antara dinding dan tanah, dan ϕ adalah sudut gesek dalam tanah.

2.2.3. Pengaruh terhadap tekanan tanah aktif

Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya tekanan tanah diantaranya berat volume tanah, sudut gesek dalam, sudut gesek antara dinding dan tanah, kohesi tanah, kemiringan dinding dan muka tanah (BIRO PENERBIT KMTS FT UGM, 1991, halaman 89).

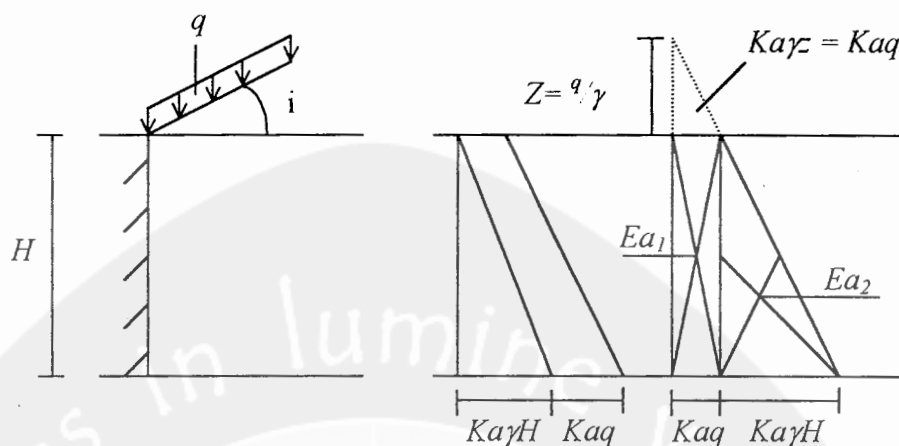
Beberapa kondisi tanah yang mempengaruhi tekanan tanah aktif

a. Beban terbagi merata.

Jika diatas muka tanah terdapat beban terbagi rata (q), maka tekanan tekanan vertikal akan bertambah pada setiap kedalaman (z) mengakibatkan tekanan horizontal bertambah pula, sebesar

$$P = K\gamma z + Ka q \quad (2.8)$$

pengaruh beban terbagi merata di belakang dinding penahan tanah dapat dilihat pada gambar 2.3



Gambar 2.3. Beban terbagi merata di belakang dinding penahan tanah

Jadi seolah-olah beban terbagi rata q dapat diganti tanah dengan karakteristik

fisik yang sama, setinggi $Z = \frac{q}{\gamma}$

Besarnya gaya aktif:

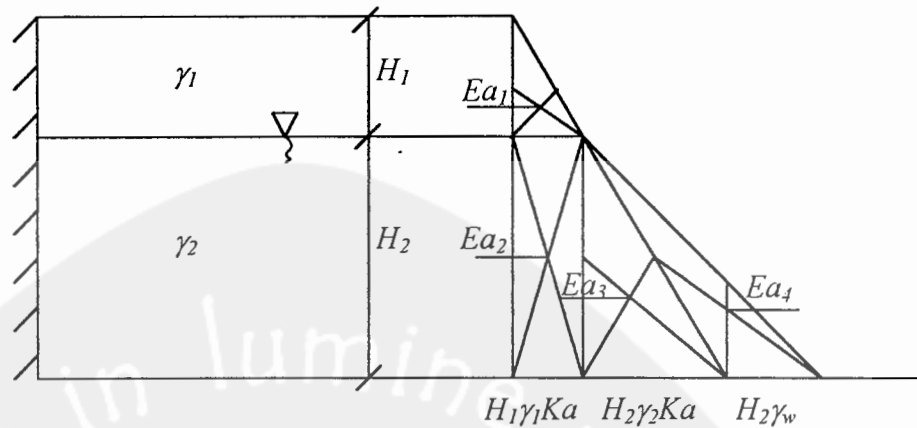
$$Ea_1 = q \cdot Ka \cdot H \quad (2.9)$$

$$Ea_2 = \frac{1}{2} H^2 \cdot \gamma \cdot Ka \quad (2.10)$$

dimana Ea_1 adalah pengaruh beban terbagi rata dan Ea_2 adalah pengaruh tanah dibelakang dinding

b. Pengaruh air tanah.

Air tanah akan mengakibatkan tanah dibelakang dinding penahan tanah berubah karakteristik fisiknya, pengaruh air pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada gambar 2.4



Gambar 2.4. Tanah dibelakang dinding terendam air setinggi H_2

Bagian diatas muka air tanah, tanah dapat berupa tanah basah atau tanah kering, tergantung jenis tanahnya sehingga berat volumenya dapat γ_b (berat volume tanah basah) atau γ_k (berat volume tanah kering). Tanah dibawah muka air tanah akan menjadi tanah terendam dengan berat volume tanah terendam (γ'). Gaya aktif tanah menjadi:

Pengaruh tanah di atas muka air tanah (Ea_1)

$$Ea_1 = \frac{1}{2} H_1^2 \gamma K_a \quad (2.11)$$

Ea_2 = Tanah di atas muka air tanah sebagai beban terbagi rata

$$= (H_1 \gamma) K_a H_2 \quad (2.12)$$

Ea_3 = Pengaruh tanah terendam air di belakang dinding penahan tanah

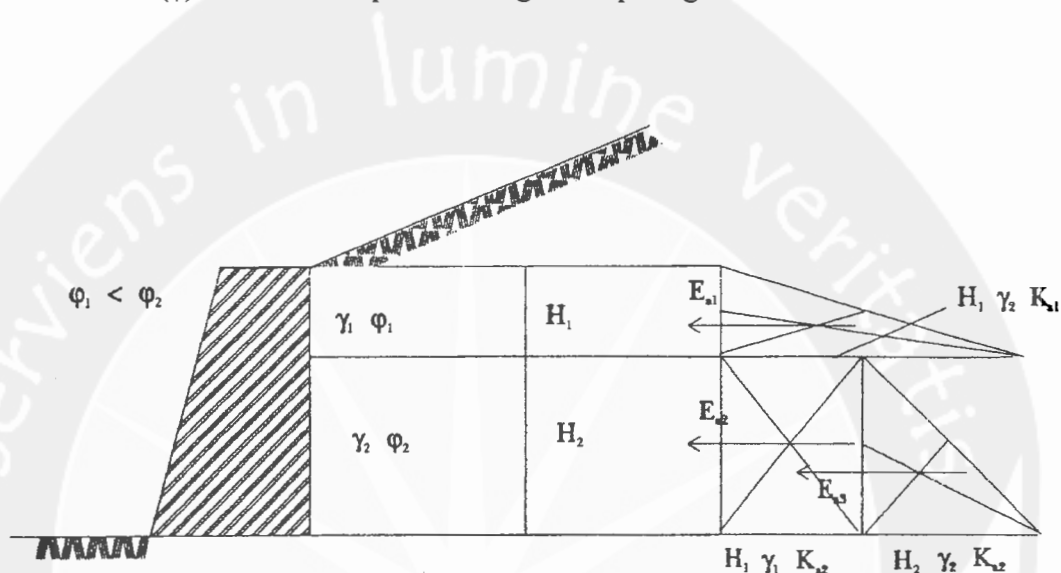
$$= \frac{1}{2} H_2^2 \gamma' K_a \quad (2.13)$$

Ea_4 = Pengaruh tekanan hidrostatik (air)

$$= \frac{1}{2} H_2^2 \gamma_w \quad (2.14)$$

c. Pengaruh tanah dengan karakteristik fisik yang berbeda

Bilamana dijumpai tanah di belakang dinding penahan tanah dengan karakteristik fisik berbeda berupa berat volume tanah(γ) dan sudut gesek dalam(ϕ) maka akan diperoleh diagram seperti gambar 2.5



Gambar 2.5. Pengaruh tanah dengan karakteristik fisik yang berbeda.

Bila sudut gesek dalam tanah $\phi_1 < \phi_2$, (ϕ_1 adalah sudut gesek dalam tanah untuk lapis atas dan ϕ_2 adalah sudut gesek dalam tanah untuk lapis bawah), maka akan diperoleh $K_{a1} > K_{a2}$, dimana K_a sebagai koefisien tekanan tanah aktif, sehinggadiagram gaya seperti pada gambar 2.3.3, dan besarnya gaya-gaya yang bekerja

$$\begin{aligned} E_{a1} &= (\text{pengaruh tanah lapis 1 di belakang dinding setinggi } H_1) \\ &= \frac{1}{2} H_1^2 \cdot \gamma_1 K_{a1} \end{aligned} \quad (2.15)$$

Ea_2 = (pengaruh tanah lapis 1, seolah-olah dianggap sebagai beban terbagi rata dengan q)

$$= (H_1 \gamma_1) K a_2 H_2 \quad (2.16)$$

Ea_3 = (pengaruh tanah lapis 2 di belakang penahan tanah setinggi H_2)

$$= \frac{1}{2} H_2^2 \cdot \gamma_2 K a_2 \quad (2.16)$$

d. Pengaruh kohesi tanah (c) dibelakang dinding penahan tanah

Hubungan untuk tegangan utama pada bidang luncur di berikan dalam bentuk:

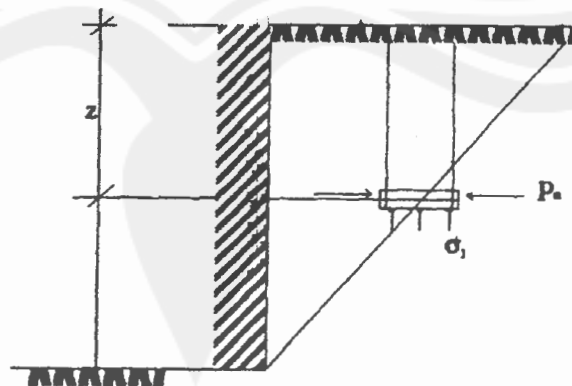
$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2 c \operatorname{tg} \alpha \quad (2.17)$$

$$\alpha = 45^\circ + \varphi/2 \quad (2.18)$$

Sesuai dengan persamaan Mohr-Coulomb, untuk dinding penahan tanah licin, vertikal dan tanah di belakang dinding dengan permukaan mendatar (gambar 2.3.4) maka untuk kedalam sebarang (z) diperoleh,

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z \text{ dan}$$

$$\sigma_3 = \text{tekanan tanah horisontal} = p_n \quad (2.19)$$



Gambar 2.6. Hubungan tegangan utama pada bidang luncur.

Bila persamaan (2.17) disubstitusikan ke persamaan (2.19) diperoleh:

$$\gamma z = p_n \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha \quad (2.20)$$

bila $p_n = 0$, maka

$$z = z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \alpha \quad (2.21)$$

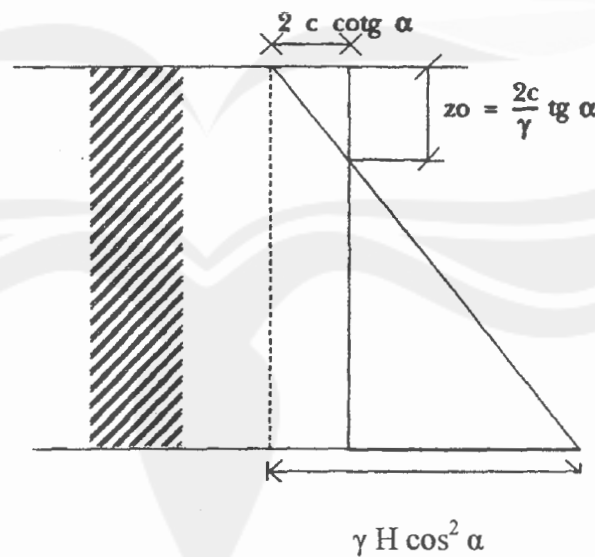
Ini memperlihatkan tekanan negatif dari puncak dinding penahan tanah dan tekanan akan 0 bila:

$$z = z_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \alpha \quad \text{atau} \quad (2.22)$$

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{ka}}$$

pengaruh kohesi terhadap dinding penahan tanah dapat dilihat pada gambar

2.7



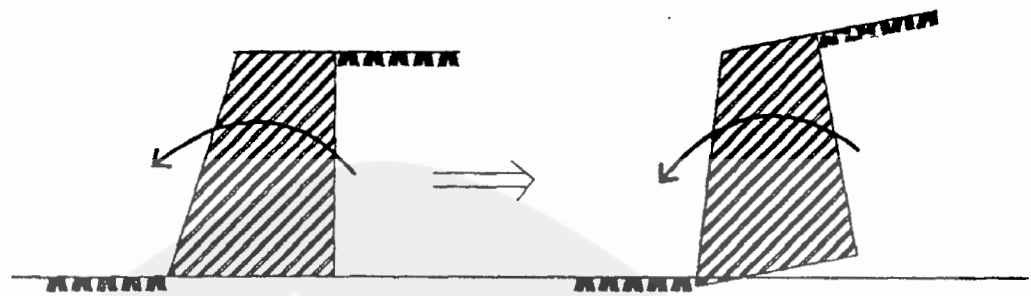
Gambar 2.7. Pengaruh kohesi.

2.2.4. Analisis konstruksi penahan tanah.

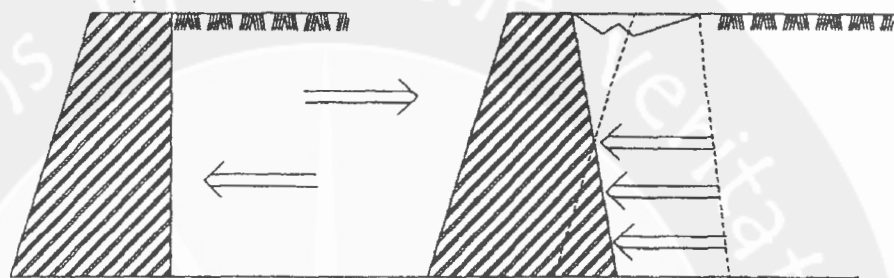
Analisis konstruksi penahan tanah pada umumnya untuk menentukan dimensi penahan tanah agar stabil terhadap gaya-gaya yang bekerja dan meliputi dua hal yaitu analisis terhadap stabilitas gaya-gaya eksternal dan internal.

Dalam analisis stabilitas terhadap gaya-gaya eksternal, konstruksi dianggap sebagai satu kesatuan dalam melawan gaya-gaya yang bekerja, sedangkan tinjauan yang dilakukan terutama stabilitas terhadap guling di mana konstruksi akan terguling bila tidak mampu melawan momen yang bekerja dapat dilihat pada gambar 2.8a.

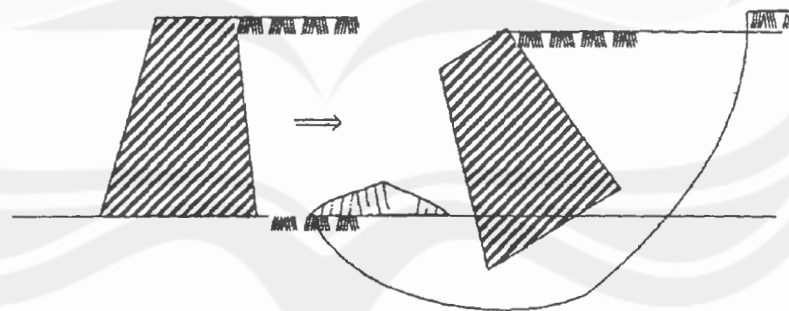
Stabilitas geser, tinjauan ini perlu dilakukan karena konstruksi akan didorong oleh gaya horisontal yang bekerja. Kemampuan untuk menahan gaya horisontal sangat tergantung oleh gaya perlawanan yang terjadi pada bidang kontak antara konstruksi tersebut dengan tanah dasar pondasi dapat dilihat pada gambar gambar 2.8b. Selain itu untuk memperbesar perlawanan geser, umumnya dengan memanfaatkan tekanan tanah pasif (Suryolelono, 1993, halaman 92). Stabilitas terhadap runtuhnya konstruksi, bilamana kuat dukung tanah yang terjadi pada tanah dasar pondasi melampaui kuat dukung tanah ijin, sehingga konstruksi akan terperosok dan terjadi keruntuhan dapat dilihat pada gambar gambar 2.8c



a). Keruntuhan akibat bahaya guling.



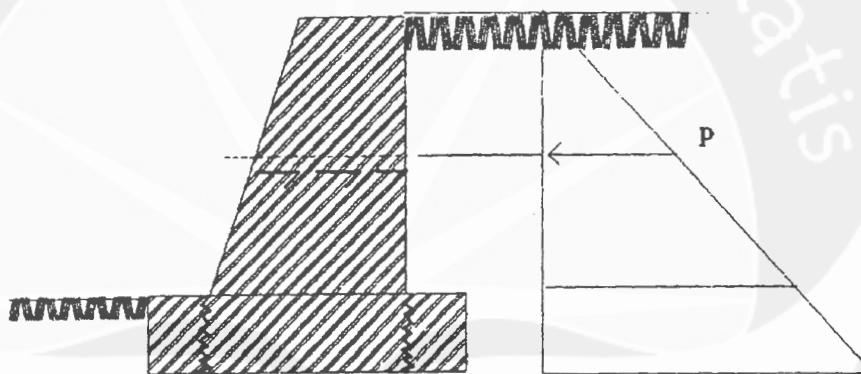
b). Keruntuhan akibat bahaya geser.



c). Keruntuhan akibat bahaya runtuhnya konstruksi yang disebabkan oleh kuat dukung tanah ijin dilampaui.

Gambar 2.8. Stabilitas eksternal terhadap konstruksi panahan tanah.

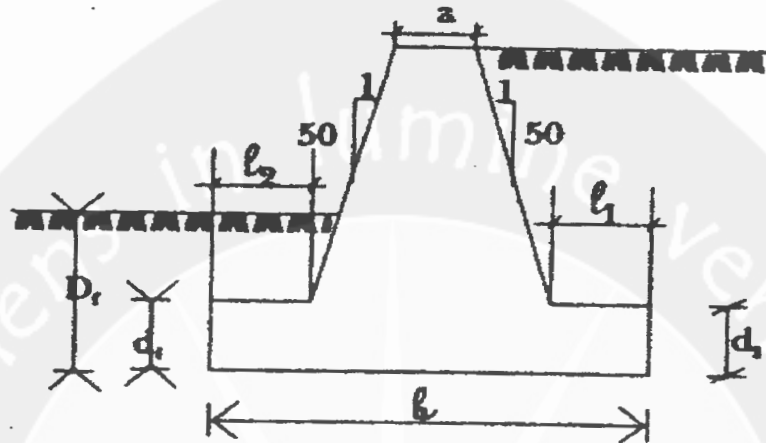
Analisis terhadap stabilitas gaya-gaya internal yang bekerja, umumnya berhubungan dengan struktur dari konstruksi tersebut meliputi pecahnya konstruksi, patahnya kaki dan tumit dapat dilihat pada gambar 2.9 untuk struktur konstruksi kaku, tetapi pada konstruksi yang memanfaatkan geosintetik untuk perkuatan atau bahan lain (baja) maka tinjauan stabilitas internal meliputi pengaruh kuat tarik, dari bahan geosintetik atau baja lentur atau pun pengaruh rangkai yang terjadi. Gambar 2.9 menunjukkan pengaruh stabilitas internal terhadap konstruksi penahan tanah.



Gambar 2.9. Stabilitas internal terhadap konstruksi penahan tanah.

Metoda hitungan dalam menentukan ukuran dinding penahan tanah, umumnya dengan cara coba, yang artinya ditetapkan dulu dimensinya baru kemudian dilakukan kontrol terhadap stabilitas eksternal maupun internal. Bilamana didapatkan kondisi dinding penahan tanah dengan kestabilan yang tidak memenuhi syarat atau konstruksi terlalu kuat maka ukuran perlu diubah, dengan demikian akan diperoleh dimensi konstruksi tersebut yang paling ekonomis. Sebagai langkah awal untuk mendimensi konstruksi penahan tanah dapat digunakan ketentuan sebagai perkiraan

dimensi tersebut (Suryolelono, 1993, halaman 94). Pedoman untuk langkah awal di dalam pendimensian penahan tanah dapat dilihat pada gambar 2.10



- lebar puncak $30 \text{ cm} - \frac{H}{12}$
- lebar dasar pondasi $0,5 - 0,7H$

Gambar 2.10. Pedoman untuk langkah awal di dalam pendimensian penahan tanah

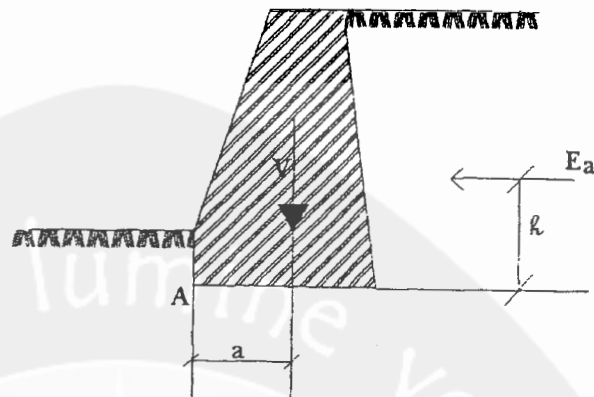
D_f dapat disesuaikan dengan kondisi setempat, d_1 dan d_2 merupakan tebal kaki dan tumit $\frac{H}{8} - \frac{H}{6}$, l_1 dan l_2 merupakan lebar kaki dan tumit $(0,5 - 1)d$, dan Kemiringan dinding minimum adalah 50:1

2.2.5. Stabilitas konstruksi terhadap gaya-gaya eksternal.

Tinjauan analisis stabilitas eksternal meliputi :

- Stabilitas terhadap bahaya guling.

Akibat gaya-gaya yang bekerja, konstruksi akan terguling dan berputar melalui sebuah titik putar, yaitu titik A dapat dilihat pada gambar 2.11 yang merupakan tinjauan stabilitas terhadap bahaya guling.



Gamhar 2.11. Tinjauan stabilitas terhadap bahaya guling.

$$Ma = E_a \cdot h \quad (2.23)$$

Sedang momen perlawanan akibat berat sendiri konstruksi

$$M_p = V \cdot a \quad (2.24)$$

Bila kondisi seimbang, maka $\Sigma M = 0$ (momen guling = momen perlawanan).

Umumnya diambil angka keamanan:

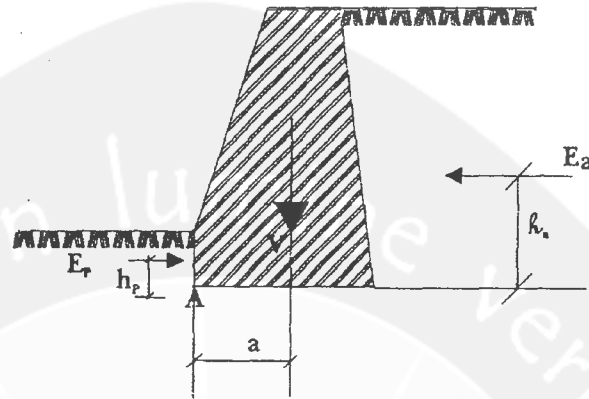
$$SF = \frac{\Sigma MP}{\Sigma MA} \quad (2.25)$$

$SF = 1,5$ digunakan untuk jenis tanah non-kohefif, misal tanah pasir.

$SF = 2$ digunakan untuk jenis tanah kohefif misal tanah lempung.

Dalam tinjauan stabilitas terhadap bahaya guling, bila tekanan tanah pasif dapat diandalkan keberadaannya, maka akan mengurangi besarnya momen aktif (momen guling) atau memperbesar momen pasif (momen perlawanan) dapat dilihat pada gambar 2.12, sedangkan untuk konstruksi pangkal jembatan, pilar jembatan, dinding saluran dan lain-lain perlu

diperhatikan terhadap gerusan yang diakibatkan oleh aliran air sehingga mengurangi besarnya tekanan tanah pasif (Suryolelono, 1993, halaman 96).



Gambar 2.12. Pengaruh gaya pasif tanah.

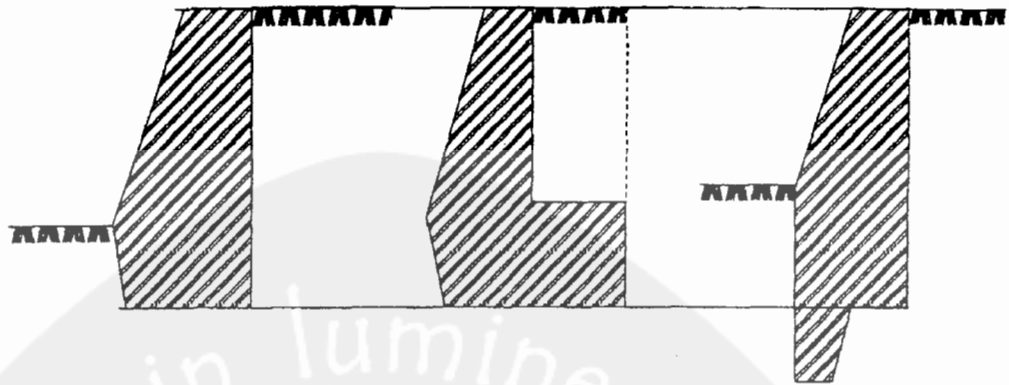
Untuk memperbesar angka keamanan (SF) dapat ditempuh berbagai cara:

1. Memperbesar momen pasif

$$\Sigma Mp = V \cdot a + E_p h_p \quad (2.26)$$

Usaha untuk memperbesar (SF) ini dengan memperbesar momen pasif, berarti memperbesar konstruksi atau memperbesar gaya pasif tanah.

Gambar 2.13 memperlihatkan bagaimana usaha untuk memperbesar momen pasif.



a). memperbesar konstruksi

b). memperbesar gaya pasif tanah

Gambar 2.13. Usaha memperbesar SF (angka keamanan) dengan memperbesar konstruksi atau gaya pasif tanah.

2. Mengurangi momen aktif (guling) yang terjadi

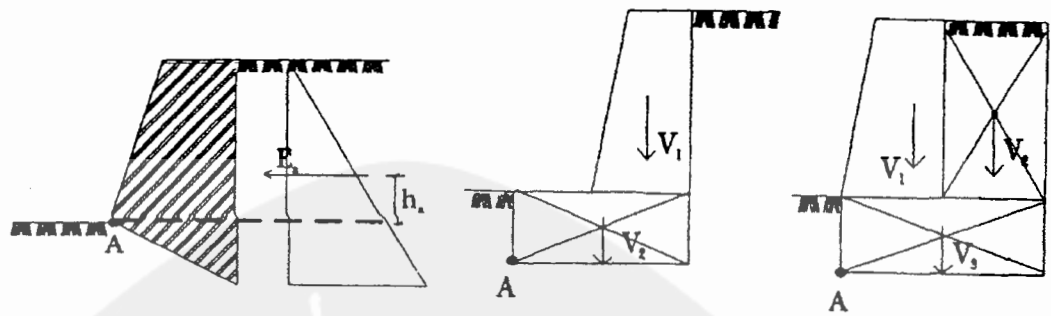
Ditinjau dari besarnya momen aktif (M_a)

$$\Sigma M_a = E_a \cdot h_a - E_p \cdot h_p \quad (2.27)$$

maka usaha mengurangi besarnya momen aktif dapat dilakukan seperti pada Gambar 2.13.b.

3. Memperpendek lengan gaya aktif (h_a)

Memperpendek lengan gaya aktif (h_a) pada gambar 2.14a atau memperpanjang kaki atau tumit dengan tujuan untuk memperbesar momen pasif dapat dilihat pada gambar 2.14b



a). memperpendek lengan gaya aktif tumit

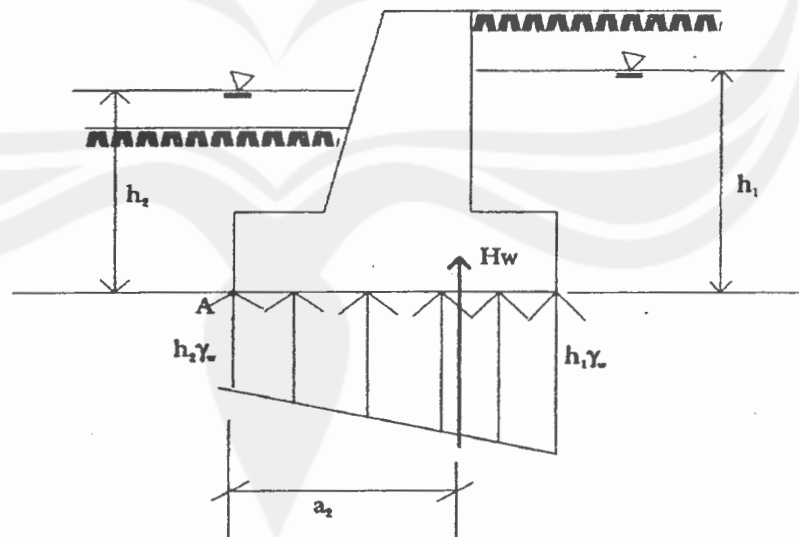
b). memperpanjang kaki atau terhadap titik putar A

Gambar 2.14. Usaha untuk memperbesar SF dengan usaha memperpendek lengan gaya aktif atau memperpanjang lengan gaya pasif.

Pada konstruksi-konstruksi di daerah tergenang air (pilar jembatan) dan lain-lain atau muka air tanah tinggi, maka akan terjadi adanya tekanan hidrostatik yang mengurangi besarnya angka keamanan (SF) dapat dilihat pada gambar

2.15. Besarnya momen akibat tekanan hidrostatik

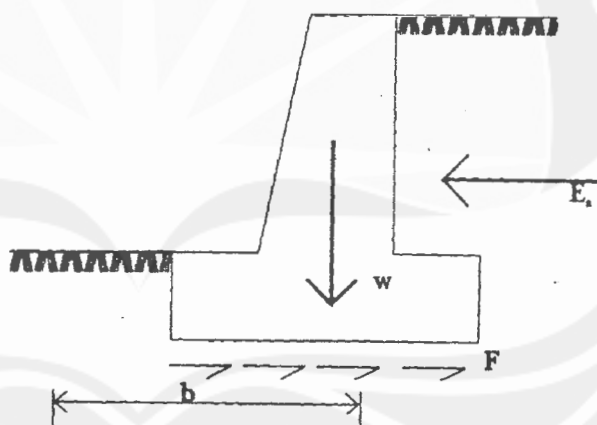
$$M_w = Hw \cdot a_2 \quad (2.28)$$



Gambar 2.15. Pengaruh tekanan hidrostatik pada dinding penahan tanah.

b. Stabilitas terhadap bahaya geser

Gaya aktif tanah (E_a) selain menimbulkan terjadinya momen, juga menimbulkan gaya dorong sehingga dinding akan bergeser. Bila dinding menahan tanah dalam keadaan stabil, maka gaya-gaya yang bekerja dalam keadaan seimbang ($\Sigma F = 0$ dan $\Sigma M = 0$). Perlawanan terhadap gaya dorong ini terjadi pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dengan tanah dasar pondasi dapat dilihat pada gambar 2.16 perlawanan gaya dorong (E_a) pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dan tanah dasar pondasi.



Gambar 2.16. Perlawanan gaya dorong (E_a) pada bidang kontak antara dasar dinding penahan tanah dan tanah dasar pondasi.

Ada dua kemungkinan gaya perlawanan ini didasarkan pada jenis tanahnya.

- 1) Tanah dasar pondasi berupa tanah non-kohefif.

Besarnya gaya perlawanan adalah:

$$F = N.f \quad (2.29)$$

dengan f : Koefisien gesek antara dinding beton dan tanah dasar pondasi, sedangkan N dapat dicari dari keseimbangan gaya-gaya vertikal ($\sum F_v = 0$), maka diperoleh $N = V$. Besarnya f , diambil sebagai berikut, bila alas pondasi relatif kasar maka:

$$f = \tan \varphi \quad (2.30)$$

dimana φ merupakan sudut gesek dalam tanah, sebaliknya bila alas pondasi relatif halus permukaannya maka diambil

$$f = \tan \left(\frac{2}{3} \varphi \right) \quad (2.31)$$

sehingga dalam hitungan angka keamanan (SF),

$$SF = \frac{\text{Gaya lawan}}{\text{Gaya dorong}} = \frac{V \cdot f}{Ea} \geq 1,5 - 2,0 \quad (2.32)$$

Bilamana pada konstruksi tersebut dapat diharapkan bahwa tanah pasif dapat dipertanggung-jawabkan keberadaannya, maka besarnya gaya pasif tanah (Ea) perlu diperhitungkan, sehingga gaya lawan menjadi :

$$V \cdot f + Ep \quad (2.33)$$

2) Tanah dasar pondasi berupa tanah kohesif.

Gaya perlawanan yang terjadi berupa lekatan antara tanah dasar pondasi dengan alas pondasi dinding penahan tanah. Besarnya lekatan antara alas pondasi dinding penahan tanah dengan tanah dasar pondasi adalah $(0,5 - 0,75) c$, di mana c adalah kohesi tanah. Dalam analisis biasanya diambil sebesar $\frac{2}{3} c$. Besarnya gaya lekat yang merupakan gaya lawan

adalah luas alas pondasi dinding penahan tanah dikalikan dengan lekatan diperoleh:

$Gaya\ lawan = \frac{2}{3} c (b \times l)$ bilamana diambil panjang dinding = 1 m'.

Angka keamanan

$$(SF) = \frac{\frac{2}{3} c.b}{Ea} \quad (2.34)$$

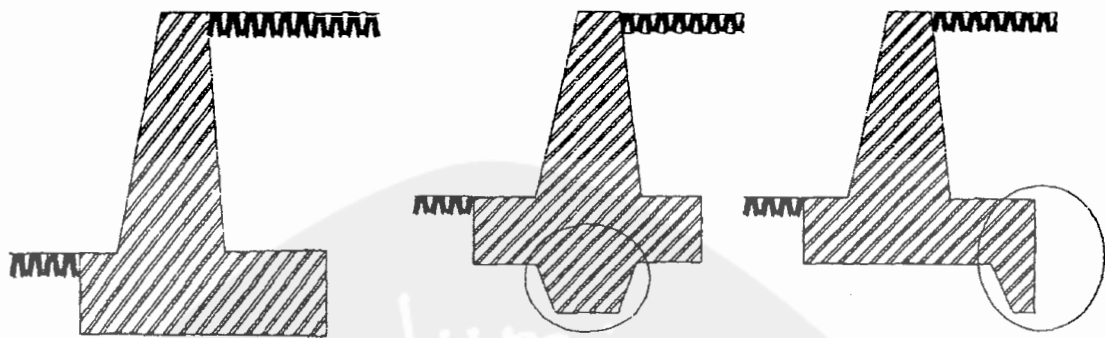
dan bila (Ep) diperhitungkan maka:

$$(SF) = \frac{\frac{2}{3} c.b + Ep}{Ea} \quad (2.35)$$

Untuk jenis tanah campuran (lempung pasir) maka besarnya SF :

$$SF = \frac{V.f + \frac{2}{3} .c.b + (Ep)}{Ea} \quad (2.36)$$

Pada keadaan tertentu, gaya geser sedemikian besarnya sehingga konstruksi tidak mampu melawan gaya geser atau dapat dikatakan konstruksi kurang aman terhadap bahaya geser, maka dilakukan usaha-usaha untuk memperbesar gaya lawan tersebut. Usaha ini dapat dilakukan dengan memperbesar alas pondasi, atau dibuat konstruksi pengunci dapat dilihat pada gambar 2.17 usaha memperbesar gaya lawan terhadap gaya dorong



a). Alas pondasi dipertebat

b). Konstruksi pengunci

Gambar 2.17. Usaha memperbesar gaya lawan terhadap gaya dorong.

c. Stabilitas terhadap kuat dukung tanah

Besarnya kuat dukung tanah ijin berbeda-beda tergantung jenis tanah dasar pondasi yang dapat berupa tanah lempung, pasir atau campuran lempung pasir dan jenis tanah keras berupa tanah cadas, batu dan lain-lain.

Analisis stabilitas terhadap kuat dukung tanah inipun dibedakan terhadap jenis tanah tersebut.

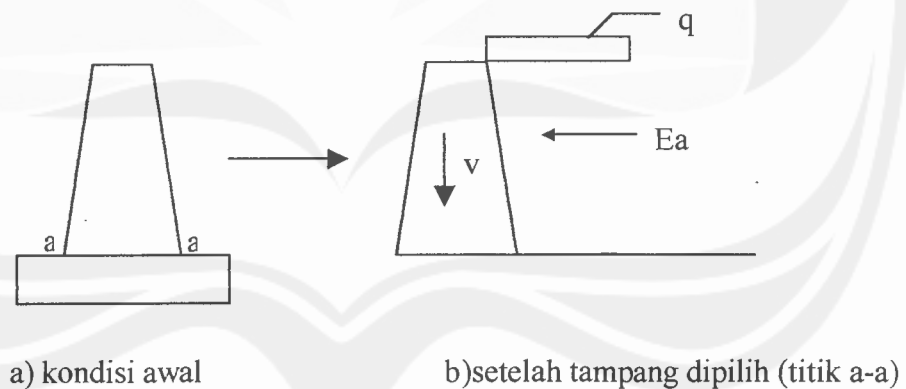
- 1) Jenis tanah berupa tanah lempung, tanah pasir atau merupakan campurannya.

Pada jenis-jenis tanah ini resultante gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah harus terletak di daerah inti. Bilamana terjadi penurunan atau akibat beban sementara, akan dapat berakibat letak resultante gaya-gaya yang bekerja berubah, sehingga eksentrisitas (e) berubah pula. Perubahan (e) ini dapat menimbulkan kuat dukung tanah yang terjadi melampaui kuat dukung tanah ijin atau dapat dikatakan

2.2.6. Stabilitas konstruksi terhadap gaya-gaya internal.

Tujuan dari tinjauan ini adalah untuk mengetahui kekuatan konstruksi dalam menerima beban yang bekerja antara lain konstruksi tidak mengalami pecah atau retak-retak akibat gaya-gaya yang bekerja pada setiap penampang konstruksi yang ditinjau.

Perkembangan teknologi beton ataupun teknologi bahan, makin menunjang kualitas bahan konstruksi dinding penahan tanah, sehingga diperoleh konstruksi yang lebih tipis, sederhana tetapi kemampuan melawan gaya-gaya yang bekerja dapat diandalkan. Tinjauan stabilitas konstruksi terhadap gaya internal dilakukan pada setiap tampang yang dipilih dapat dilihat pada gambar 2.19 Tinjauan stabilitas konstruksi terhadap gaya internal



Gambar 2.19. Tinjauan stabilitas konstruksi terhadap gaya internal

a) Tinjauan terhadap pengaruh eksentrisitas

$$\text{Eksentrisitas } (e) = \frac{b}{2} - \frac{\sum Mp - \sum Ma}{\sum V} < \frac{b}{6} \quad (2.29)$$

b) Tinjauan terhadap pengaruh desak

$$\sigma_{Desak} = \frac{\sum V}{b} \times \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \leq \bar{\sigma}_{Desak} \quad (2.40)$$

c) Tinjauan terhadap pengaruh geser

$$\tau_{Geser} = \frac{3}{2} \times \left(\frac{\sum Ea}{b}\right) \leq \bar{\tau}_{Bahan} \quad (2.41)$$

Untuk jenis konstruksi dari pasangan batu dengan campuran spesi:

semen: pasir = 1 : 4 atau 1 : 3. maka, σ desak = 1500 kPa τ tarik = 300 kPa, τ geser = 150 kPa (Suryolelono, 1993, halaman 102). Sedang untuk beton bertulang, prinsip tinjauan sama, sedang besarnya kuat desak, tarik, geser tergantung mutu beton dan baja.

2.3. METODE OPTIMASI STRUKTUR

2.3.1 Konsep Dasar

Optimasi merupakan suatu cara untuk mencari hasil yang paling optimum dalam kondisi tertentu. Hasil dari optimasi dapat maksimum atau minimum, untuk mendapatkan hasil paling optimum diperlukan proses komputer yang lama, sehingga para ahli teknik menggunakan hasil yang cukup optimum saja (Wibowo, 1996).

Dalam optimasi ada beberapa besaran utama, yaitu :

1. Variabel desain

Variabel desain merupakan besaran dalam desain suatu struktur yang nilainya berubah selama proses optimasi. Variabel desain merupakan

besaran yang dicari dalam masalah optimasi, sedangkan besaran dalam desain suatu struktur yang nilainya tetap selama proses optimasi disebut parameter tetap. Contoh variabel desain adalah ukuran komponen struktur dan geometri struktur, pada umumnya variabel desain yang diinginkan tidak sama dengan nol. Pada tugas akhir ini variabel desain adalah dimensi dinding penahan tanah.

2. Fungsi Tujuan/*Obyek Function*

Tujuan dari optimasi antara lain mencari struktur yang paling ringan, paling murah, paling aman, dan lain-lain. Setelah tujuan optimasi ditentukan, misalnya mencari struktur yang paling ringan, maka perumusan matematisnya disusun dengan melibatkan parameter tetap dan variabel desain. Rumusan matematis ini disebut fungsi tujuan (*Objective Function*). Pada tugas akhir ini fungsi tujuan adalah mencari volume minimum dinding penahan tanah.

3. Fungsi Kendala

Fungsi kendala merupakan suatu fungsi yang memberikan batasan daerah layak dan daerah tidak layak. Fungsi kendala dapat berupa tegangan, perpindahan, dan lain-lain.

Masalah optimasi dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu masalah optimasi linear dan masalah optimasi tak linear. Bila fungsi sasaran dan fungsi kendalanya berupa fungsi linear, maka disebut masalah optimasi linear, sedangkan bila fungsi sasaran dan atau

fungsi kendalanya tak linear, disebut masalah optimasi tak linear, pada tugas akhir ini fungsi kendalanya adalah stabilitas dinding penahan tanah.

Masalah optimasi dalam bidang teknik khususnya teknik sipil, pada umumnya berupa masalah optimasi tak linear. Masalah tak linear ini juga dapat dilinearkan, tetapi akan memberikan hasil yang kurang akurat ditinjau dari segi teknik, oleh karena itu lebih baik diselesaikan memakai program optimasi tak linier (*nonlinear programming*), yang lebih sulit dipelajari dibandingkan program linear, karena memakai matematika yang kompleks.

Optimasi dapat diselesaikan secara analitik atau secara numerik. Metoda optimasi analitik memberikan hasil yang eksak, meskipun demikian tidak semua masalah optimasi dapat diselesaikan secara analitik. Hal ini disebabkan pengolahan matematikanya sangat tidak sederhana metoda optimasi numerik berkembang sejak ditemukanya komputer sebagai alat bantu hitung. *Dynamic programming, integer programming, steepest decent, sequential uncanstraint minimization technique, gradient projection*, dan *penalty function* merupakan metoda optimasi numerik yang sering dipakai untuk menyelesaikan masalah optimasi di bidang teknik sipil. Metoda-metoda tersebut mempunyai kelemahan, yaitu mempunyai peluang yang relatif besar untuk konvergen ke titik optimum lokal, bila dipakai untuk menyelesaikan masalah optimasi dengan jumlah titik

b. Tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif akan terjadi dan bekerja pada suatu dinding penahan bila dinding tersebut harus menahan longsoran tanah. Dengan kata lain tekanan tanah aktif dapat terjadi bila dinding tersebut bergerak menjauhi tanah. Hal ini dinyatakan dalam:

$$\sigma = K_a \times \gamma \times H \quad (2.2)$$

c. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif akan terjadi dan bekerja pada suatu dinding penahan bila dinding tersebut didorong menuju tanah.

Hal ini dinyatakan dalam persamaan:

$$\sigma = K_p \times \gamma \times H \quad (2.3)$$

Variabel-variabel pada persamaan 2.1 sampai 2.3 dapat dijabarkan, dimana tegangan tanah efektif tanah sebagai σ , koefisien tekanan tanah pada saat diam adalah K_0 , koefisien tekanan tanah aktif adalah K_a , koefisien tekanan tanah pasif adalah K_p , berat volume tanah adalah γ , kedalaman tanah adalah H .

Ada dua hal yang bekerja pada dinding penahan tanah yaitu gaya aktif yang berarti aktif terhadap runtuhnya dinding penahan tanah dan gaya pasif yang membantu memperbesar perlawanan terhadap gaya-gaya aktif (Suryolelono, 1993, halaman 80), gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada gambar 2.1

optimum lebih dari satu (Wibowo,1996). Hal ini dapat dimaklumi karena penurunan rumusannya berdasarkan asumsi fungsi konveks.

2.3.2 Algoritma Genetik

Algoritma Genetik ditemukan oleh John H.Holland pada tahun 1960 (Wibowo,1996). Holland meneliti bagaimana membuat mesin yang dapat belajar. Ia menyimpulkan bahwa belajar tidak hanya oleh adaptasi pada organisme tunggal saja, melainkan juga oleh adaptasi banyak organisme yang berevolusi dari generasi ke generasi. Teori Darwin "*Survival of the Fittest*" memberinya inspirasi agar penelusuran oleh mesin yang dapat belajar diorganisasi dengan pemilihan kandidat-kandidat dalam sebuah populasi untuk mendapatkan strategi belajar yang lebih baik dibanding hanya memelihara satu kandidat saja, metoda inilah yang kemudian dikenal dengan "*Genetic Algorithms*"(Algoritma Genetik). Sebagian besar organisme berevolusi melalui dua proses utama yaitu seleksi alamiah dan kawin silang (Wibowo,1996). Seleksi alamiah menentukan individu yang terlemah suatu populasi akan mati dan digantikan oleh individu yang terkuat. Kawin silang mengkombinasikan gen-gen orang tua dan menghasilkan anak-anak. Prosedur Algoritma genetik dimulai dengan merumuskan masalah dan mengkodekannya, kemudian membangkitkan secara random kode string sejumlah individu generasi pertama sebuah populasi, masing-masing individu dihitung nilai fitnessnya, yang bergantung pada nilai fungsi sasaran dan nilai pelanggaran

terhadap kendala-kendala individu dengan nilai fitness lebih besar mempunyai peluang lebih besar untuk tetap tinggal di dalam populasi, bahkan mempunyai salinan. Individu dengan nilai fitness terkecil mempunyai peluang terbesar untuk mati dari populasi karena kalah bersaing. Proses inilah yang dikenal dengan seleksi alamiah. Proses berikutnya dilakukan oleh operator kawin silang yang mengkombinasikan gen-gen dua individu untuk menghasilkan keturunan. Anak-anak dari hasil kawin silang diharapkan mempunyai nilai fitness yang lebih baik daripada nilai fitness orang tua ("*parent*"). Anak-anak inilah yang sekarang menempati populasi menggantikan orang tuanya dan disebut generasi kedua. Proses ini berlangsung terus menerus untuk menghasilkan generasi kedua, ketiga dan seterusnya dan akan berhenti apabila semua individu atau sebagian besar individu dalam populasi memiliki hal yang sama.

Algoritma Genetik tidak menjamin hasil yang diperoleh optimum global, meskipun demikian mampu mengidentifikasi daerah optimal global secara cepat. Kekonvergenan Algoritma genetik pada hasil optimum tertentu tidak dapat diperhitungkan secara matematik, karena Algoritma bukan prosedur yang berdasarkan pada kalkulus, meskipun demikian Algoritma Genetik memberikan hasil yang lebih baik dari pada metoda lain.

2.3.2.1 Pengkodean

Pengkodean suatu masalah kedalam kode Algoritma Genetik merupakan merupakan problem utama, karena sulit untuk dibuat, dimana kede tersebut identik dengan memecahkan masalah(Wibowo,1996). Bilangan biner (0 dan 1) merupakan kode yang paling banyak dipakai dalam Algoritma Genetik, karena mudah penanganannya untuk mengembalikan ke bilangan desimal atau sebaliknya.

Bilangan biner sebagai kode dalam algoritma Genetik disebut karakter dan susunan karakter mewakili individu disebut string. String merupakan susunan beberapa sub-string, dimana setiap sub-string mewakili variabel desain, sehingga string mewakili nomor-nomor data diskrit semua variabel desain.

Pengkodean dalam Algoritma Genetik dapat dilihat dalam contoh berikut ini :

Suatu masalah mempunyai dua variabel desain, dimana masing-masing variabel desain mempunyai tiga buah data diskrit, misalnya variabel desain pertama bernilai 5 dan variabel desain kedua bernilai 8 (Lihat tabel 2.1). Nilai 5 variabel desain pertama terdapat di nomor 0 pada bilangan bulat yang dikodekan dalam bilangan biner "000", sedangkan nilai 8 variabel desain kedua terdapat di nomor 1 pada bilangan bulat yang dikodekan dengan "001" dalam bilangan biner. "000" merupakan sub string pertama, dan "001" merupakan sub-string kedua, sehingga stringnya menjadi "000001". Individu yang mempunyai variabel desain pertama 5 dan nilai variabel desain kedua 8 dikodekan dengan string "000001".

Tabel 2.1. Contoh Pengkodean Variabel Desain

Bilangan Bulat	Bilangan Biner	Nilai Data Diskrit Variabel Desain 1	Data Diskrit Variabel Desain 2
0	000	5	4
1	001	10	8
2	010	15	12
3	001	20	16

2.3.2.2 Fitness

Salah satu aspek yang penting dalam Algoritma Genetik adalah fungsi fitness. Fungsi fitness berfungsi menentukan mati dan berkembang biaknya sebuah individu. Nilai fitness bergantung pada nilai fungsi sasaran dan nilai pelanggaran terhadap kendala-kendala. Dalam masalah minimisasi, individu dengan nilai fungsi sasaran makin kecil dan pelanggaran terhadap kendala juga semakin kecil, akan mempunyai nilai fitness makin besar.

Dalam tugas akhir ini, digunakan metoda fungsi penalti luar untuk mentransformasikan masalah optimasi berkendala menjadi masalah optimasi tanpa kendala. Fungsi penalti luar dinyatakan sebagai:

$$\varphi = F - Rr [\sum(g_j)] \quad (2.42)$$

$$F = \frac{1}{\varphi} \quad (2.43)$$

Dimana φ merupakan fungsi penalti, F Fungsi sasaran, Rr rasio/parameter penalti dan g adalah kendala yang dihadapi.

2.3.2.3 Seleksi Alamiah

Seleksi alamiah berdasarkan pada teori Darwin "*Survival of the fittest*". Menurut Darwin, individu dalam suatu populasi akan bersaing, semakin fit sebuah individu, semakin besar peluangnya untuk tetap hidup. Individu yang paling lemah kemungkinan akan musnah dari populasi karena kalah bersaing dengan individu-individu lain yang lebih fit (Wibowo, 1996).

2.3.2.4 Kawin Silang

Teknik kawin silang dalam Algoritma genetik idenya diambil dari kawin silang yang dilakukan oleh Gregor Mendel, yang melakukan penelitian kawin silang antara kacang kapri tinggi dan kacang kapri rendah. Lokasi terjadinya kawin silang ditentukan secara random, dan ditunjukkan oleh garis vertikal (Wibowo, 1996).

Tujuan dari kawin silang adalah untuk memperoleh individu baru yang mempunyai nilai fitness lebih besar dari nilai fitness orang tuanya, kawin silang dimulai dengan memilih secara random dua individu sebagai orang tua, kemudian secara random menentukan lokasi kawinnya. Untuk jelasnya kita lihat contoh berikut ini:

String individu I = 0 1 1 0 0 | 1 1 0 0 1

String individu II = 1 1 0 0 1 | 1 0 0 1 1

Umpamanya lokasi kawin silang pertama 5, string hasil kawin silang adalah:

string anak I = 0 1 1 0 0 | 1 0 0 1 1

string anak II = 1 1 0 0 1 | 1 1 0 0 1

