TUGAS AKHIR

ANALISIS DINDING PENAHAN TANAH TIPE *GRAVITY WALL* BERBENTUK LURUS DAN BERBENTUK GERIGI MENERUS

Oleh :

Achmad Yani

No. Mhs. : 84 310 287
NIRM : 84 4330 280

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

1999

TUGAS AKHIR

ANALISIS DINDING PENAHAN TANAH TIPE *GRAVITY WALL* BERBENTUK LURUS DAN BERBENTUK GERIGI MENERUS

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
Untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil

Oleh :

N a m a : Achmad Yani
No. Mhs. : 84 310 287
Nirm. : 84 4330 280

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

1999

TUGAS AKHIR

ANALISIS DINDING PENAHAN TANAH TIPE *GRAVITY WALL* BERBENTUK LURUS DAN BERBENTUK GERIGI MENERUS

Oleh :

N a m a : Achmad Yani
No. Mhs. : 84 310 287
Nirm. : 84 4330 280

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

DR. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA.

Dosen Pembimbing I

Tanggal : 13-Mei-2000

Ir. Ibnu Sudarmadji, MS.

Dosen Pembimbing II

Tanggal : 15/5/2000

KATA PENGANTAR

Assalamu 'alaikum wr. wb.

Teriring rasa syukur kehadlirat Allah SWT yang dengan taufiq dan inayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang sekarang ini berada di hadapan para pembaca yang budiman.

Tugas Akhir ini diajukan kepada Universitas Islam Indonesia untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil dan Perencanaan.

Kepada semua pihak yang telah membantu penulis dalam hal terselesainya Tugas Akhir ini, penulis haturkan banyak terima kasih, terutama kepada:

1. Bapak DR. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA, selaku Dosen Pembimbing I,
2. Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji, MS., selaku Dosen Pembimbing II,
3. Bapak Ir. H. Halim Hasmar, MS., selaku Dosen penguji,
4. Ayah dan Ibunda tercinta, Adik-adiknda/ipar tersayang, yang sangat membantu dalam hal materil maupun moril serta dorongan yang tiada henti-hentinya.
5. Kepada pihak-pihak yang secara langsung maupun tidak langsung telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini, terutama kepada saudara Dedy Arman yang telah meminjamkan seperangkat Computernya untuk pengetikan.

Bila dituntut kesempurnaan, maka Tugas Akhir ini tidak sampai kehadapan pembaca, karena tiada gading yang tak retak. Sehubungan dengan itu, apabila pembaca yang budiman menemukan kealfaan dan kekhilafan dalam Tugas akhir ini, itu adalah tanda bukti kedhaifan dari penulis. Tentunya segala saran dan koreksi dari pembaca, sangat penulis perhatikan dan hargai.

Akhirul kalam, semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi penulis secara khusus dan khalayak pembaca pada umumnya.

Wassalamu 'alaikum wr. wb.

Yogyakarta, Desember 1999

(P e n u l i s)

INTISARI

Bentuk dinding penahan tanah tipe gravity wall *yang biasa dikenal adalah dinding penahan tanah yang lurus-menerus. Meskipun terkadang membelok menuruti alur tanah yang akan dicegah kelongsorannya, baik bersudut runcing, tumpul maupun melingkar, namun dalam perekayasaannya menggunakan perhitungan dinding penahan tanah yang lurus-menerus. Bahan (material) yang digunakan pada tikungan tersebut dianggap relatif sama dengan perekayasaan terhadap dinding penahan tanah yang lurus-menerus.*

Dinding penahan tanah tipe gravity wall *berbentuk gerigi menerus, adalah dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi secara menerus. Gerigi tersebut memiliki "Sudut-dalam-gerigi" yang bersifat fleksibel sesuai dengan yang diinginkan -- sehingga tiap sudut-dalam-gerigi yang berbeda, memiliki perilaku dan bentuk yang berbeda pula.*

***Analisis dinding penahan tanah tipe gravity wall berbentuk lurus- menerus dan berberbentuk gerigi-menerus**, menganalisa efisiensi bahan yang diperlukan dalam perencanaan dinding penahan tanah dengan tetap mengacu terhadap kestabilitasan,baik eksternal maupun internalnya.*

Hasil dari analisa, dalam perekayasaan dinding penahan tanah tipe gravity wall *berbentuk gerigi menerus menunjukkan suatu nilai volume bahan yang relatif efisien bila dibandingkan dengan yang berbentuk lurus-menerus.*

***Kata-kata kunci**: berbentuk lurus-menerus, berbentuk gerigi-menerus, sudut-dalam-gerigi.*

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL
LEMBAR PENGESAHAN
KATA PENGANTAR i
INTISARI iii
DAFTAR ISI iv
DAFTAR NOTASI viii
DAFTAR GAMBAR xi
DAFTAR TABEL xvi

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1
1.1.1 Permasalahan 4
1.1.2 Keaslian 6
1.1.3 Manfaat penelitian 6
1.2 T u j u a n 7
1.3 Metode Penyelesaian 7
1.3.1 Data tanah, kekuatan (tegangan ijin) dan dimensi dinding penahan tanah 7
1.3.2 Teori-teori telaah 9
1.3.3 Analisis 9
1.4 Batasan Masalah 10

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 11

2.1 T a n a h 11

2.2 Jenis-Jenis Tanah.....12
2.3 Ukuran Partikel Tanah.....14
2.4 Jenis Dinding Penahan Tanah.....14
2.5 Analisis Konstruksi Dinding Penahan Tanah.....16

BAB III LANDASAN TEORI.....18

3.1 Tekanan Tanah Lateral.....18
3.1.1 Tekanan tanah dalam keadaan diam 18
3.1.2 Tekanan tanah dalam keadaan diam terendam air sebagian.....21
3.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Menurut Rankine.....23
3.2.1 Kondisi aktif menurut Rankine.....23
3.2.2 Kondisi pasif menurut Rankine.....27
3.2.3 Pengaruh pergerakan tembok.....29
3.3 Diagram dan Distribusi Tekanan Tanah ke Samping yang bekerja pada Tembok Penahan.....33
3.3.1 Urugan di belakang tembok (*backfill*) tanah tidak berkohesi dengan permukaan datar.....33
3.3.2 Urugan di belakang tembok (*backfill*) tanah tidak berkohesi terendam air sebagian dan diberikan beban *surcharge*.....35
3.3.3 Urugan dibelakang tembok (*backfill*) tanah berkohesi dengan permukaan datar.....39
3.4 Tembok Penahan Dengan Permukaan Kasar.....43
3.5 Tekanan Tanah pada Permukaan Tanah Miring.....47
3.6 Teori Elastisitas Tekanan ke Samping pada Tembok Penahan Akibat Beban.....51
3.6.1 Beban titik 51
3.6.2 Beban garis.....54

3.6.3 Beban lajur.....55
3.7 Stabilitas Dinding Penahan Tanah.....57
3.7.1 Stabilitas terhadap gaya-gaya eksternal.....57
3.7.2 Stabilitas terhadap gaya-gaya eksternal.....63
3.8 Bentuk serta Gaya-Gaya yang Terjadi pada Dinding Penahan Tanah berbentuk gerigi-menerus.....67
3.8.1 Dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi-menerus.
3.8.2 Gaya eksternal yang terjadi pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus.....67
3.8.3 Momen serta tegangan yang terjadi pada penampang akibat tekanan tanah.....68
3.8.4 Kontrol akhir terhadap stabilitas geser ditinjau pada satu gerigi.....75-a
3.8.5 Cara menentukan efisiensi bahan yang diperoleh.....75-b

BAB IV APLIKASI PERHITUNGAN DINDING PENAHAN TANAH....76

4.1 Metode Hitungan.....76
4.2 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Lurus-Menerus.....78
4.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Gerigi-Menerus Sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 15^0$.....100
4.4 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Gerigi-Menerus, Sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 30^0$.....127
4.5 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Gerigi-Menerus Sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 45^0$.....157
4.6 Pembahasan.....182
4.7 Efisiensi yang diperoleh.....183

BAB V PEMBAHASAN.....184

5.1 Analisa variasi bentuk.....184
5.2 Analisis efisiensi bahan.....185

5.3 Pembahasan secara keseluruhan 185

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 188

6.1 Kesimpulan 188

5.2 S a r a n 189

DAFTAR PUSTAKA 190

DAFTAR NOTASI

Simbol	Penjelasan
A	luasan (m^2)
C	gaya yang diakibatkan oleh pondasi (ton)
c	kohesi (t/m^2)
c_u	kohesi dalam keadaan *undrained* (t/m^2)
D_f	kedalaman pondasi (m)
d	tinggi tumit (m)
e	jarak tengah dasar dinding penahan tanah dengan resultant gaya (m)
F	gaya/reaksi (ton)
FS	faktor keamanan
H	tinggi dinding penahan (m)
K_a	koefisien tekanan tanah aktif
K_o	koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)
K_p	koefisien tekanan tanah pasif
L	panjang dinding penahan tanah (m)
$M_a^{\perp}$	momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah aktif tegak lurus terhadap dinding (tm)
$M_a^{\parallel}$	momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah aktif sejajar terhadap dinding (tm)
$M_p^{\perp}$	momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah pasif tegak lurus terhadap dinding (tm)
$M_p^{\parallel}$	momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah pasif sejajar terhadap dinding (tm)

Simbol	Penjelasan
m	x/H
N_c, N_q, N_γ	faktor daya dukung (keruntuhan -geser-menyeluruh)
n	z/H
OCR	rasio dari overconsolidasi
P	gaya (ton)
P_a	gaya aktif (ton)
$P_a^{\perp}$	gaya tanah aktif tegak lurus terhadap dinding penahan (ton)
$P_a^{\parallel}$	gaya tanah aktif sejajar terhadap dinding penahan (ton)
$P_p^{\perp}$	gaya tanah pasif tegak lurus terhadap dinding penahan (ton)
$P_p^{\parallel}$	gaya tanah pasif sejajar terhadap dinding penahan (ton)
P_o	gaya yang disebabkan oleh tekanan tanah dalam keadaan diam (ton)
P_p	gaya pasif (ton)
PI	indeks plastisitas
Q	beban titik (ton)
q	beban persatuan panjang (t/m)
R	resultane gaya (ton)
r	jarak radial (m)
V	berat (arah vertikal) (ton)
Vol $\overline{\quad}$	volume dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus (m^3)
Vol ^^^^	volume dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus (m^3)
x	jarak horisontal (m)
z	jarak vertikal (m)
z	jarak dari lokasi resultan gaya yang menekan tembok terhadap dasar tembok (m)
z_o	kedalaman retak tarikan (m)

Simbol	Penjelasan
α	kemiringan permukaan urugan di belakang tembok ke arah horisontal, atau sudut-dalam-gerigi (^{o})
γ	berat volume (t/m^3)
γ'	berat volume efektif (t/m^3)
γ_{sat}	berat volume tanah jenuh (t/m^3)
γ_w	berat volume air (t/m^3)
δ	sudut geser antara tanah dan tembok (^{o})
θ	sudut, juga kemiringan dari muka tembok sebelah belakang dengan vertikal (^{o})
σ	tegangan normal, beban persatuan luas pondasi (t/m^2)
σ_a	tekanan aktif (t/m^2)
σ_a'	tekanan aktif efektif (t/m^2)
σ_h	tekanan arah horisontal (t/m^2)
σ_h'	tekanan efektif arah horisontal (t/m^2)
σ_p	tekanan pasif (t/m^2)
σ_p'	tekanan pasif efektif (t/m^2)
σ_v	tekanan arah vertikal (t/m^2)
σ_v'	tekanan efektif arah vertikal (t/m^2)
σ_x	tekanan arah horisontal akibat beban *surcharge* (t/m^2)
σ_{ijin}	daya dukung bruto yang diijinkan (t/m^2)
$\sigma_{ijin\ (net)}$	daya dukung netto yang diijinkan (t/m^2)
σ_u	daya dukung batas bruto (t/m^2)
$\sigma_{u\ (net)}$	daya dukung batas netto (t/m^2)
τ	kekuatan geser, tegangan geser (t/m^2)
ϕ	sudut geser dalam tanah (^{o})

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Perekayasaan dinding penahan tanah.....2

Gambar 1.2 Macam-macam dinding penahan tanah.....3

Gambar 1.3 Tampak atas rencana dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus.....4

Gambar 1.4 Potongan melintang dinding penahan tanah (a) Potongan I-I; (b) Potongan II-II dan III-III.....5

Gambar 1.5 Perspektif dinding penahan tanah tiga (3) gerigi.....6

Gambar 3.1 Tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*).....18

Gambar 3.2 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam pada tembok.....21

Gambar 3.3 Distribusi tekanan dalam keadaan diam (*at rest*) untuk tanah terendam air sebagian.....22

Gambar 3.4 Tekanan tanah aktif menurut Rankine.....24

Gambar 3.5 Tekanan tanah pasif menurut Rankine.....28

Gambar 3.6 Tembok penahan dengan bentuk *cantilever*.....31

Gambar 3.7 Perputaran tembok dengan permukaan licin terhadap dasarnya.....32

Gambar 3.8 Variasi besarnya tekanan tanah ke samping dengan Kemiringan tembok.....33

Gambar 3.9 Distribusi tekanan pada tembok untuk urugan tanah tak berkohesi ($c = 0$) yang permukaannya datar; (a) Tekanan tanah aktif menurut Rankine; (b) Tekanan tanah pasif menurut Rankine.....34

Gambar 3.10 Distribusi tekanan tanah aktif pada tembok dengan urugan tak berkohesi (c = 0) yang terendam air sebagian dan diberi beban luar (*surcharge*).....36

Gambar 3.11 Distribusi tekanan tanah pasif pada tembok dengan urugan tanah tak berkohesi (c = 0) yang terendam air sebagian dan diberi beban luar (*surcharge*).....38

Gambar 3.12 Distribusi tekanan tanah aktif (menurut Rankine) pada tembok dengan urugan tanah yang berkohesi.....40

Gambar 3.13 Distribusi tekanan tanah pasif (menurut Rankine) pada tembok dengan urugan tanah yang berkohesi.....43

Gambar 3.14 Pengaruh geseran tembok terhadap bentuk dari bidang keruntuhan.....46

Gambar 3.15 Kondisi aktif dan pasif untuk permukaan yang miring.....48

Gambar 3.16 Tegangan-tegangan pada suatu media elastis yang disebabkan oleh beban titik..... 52

Gambar 3.17 (a) Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban titik berdasarkan pada teori elastisitas; (b) Grafik dari n vs $\sigma_x/(Q/H^2)$ [persamaan (3-54) dan(3-55)].....53

Gambar 3.18 (a) Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban garis; (b) Grafik dari n vs $(\sigma_x.H)/q$ [persamaan (3-56) dan (3-57)].....55

Gambar 3.19 Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban lajur.....56

Gambar 3.20 Tinjauan stabilitas terhadap bahaya guling.....58

Gambar 3.21 Tinjauan stabilitas terhadap bahaya geser.....59

Gambar 3.22 Pondasi dangkal (bentuk lajur).....60

Gambar 3.23 Letak resultante gaya berada di daerah inti.....63

Gambar 3.24 Tinjauan stabilitas terhadap gaya internal.....65

Gambar 3.25 Tinjauan terhadap patahnya kaki belakang.....66

Gambar 3.26 Tampak atas dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus...68

Gambar 3.27 Potongan melintang dinding penahan tanah satu gerigi (a) potongan I-I; (b) potongan II-II dan III-III.....68

Gambar 3.28 Uraian gaya lateral yang terjadi.....70

Gambar 3.29 Ujung gerigi bagian luar dangerigi bagian dalam.....73

Gambar 3.30 Letak dan terjadinya momen pada potongan D-D' 74

Gambar 3.31 Letak dan terjadinya momen pada potongan E-E'..... 75-a

Gambar 4.1.1 Pedoman untuk langkah awal dalam pendimensian dinding penahan tanah.....77

Gambar 4.1.2 Pedoman untuk langkah awal dalam menentukan dimensi dinding penahan tanah.....77

Gambar 4.2.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus....78

Gambar 4.2.2 Tekanan tanah yang mempengaruhi dinding penahan tanah.....79

Gambar 4.2.3 Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah.....88

Gambar 4.2.4 Potongan B-B'.....89

Gambar 4.2.5 Potongan C-C'.....92

Gambar 4.2.6 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''.....97

Gambar 4.3.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 15^0$).....101

Gambar 4.3.2 Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah.....108

Gambar 4.3.3 Potongan B-B'.....109

Gambar 4.3.4 Potongan C-C'.....112

Gambar 4.3.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''.....116

Gambar 4.3.6 Tampak atas dan momen potongan D-D'.....119

Gambar 4.3.7 Penampang potongan D-D'.....120

Gambar 4.3.8 Tampak atas dan momen potongan E-E'.....122

Gambar 4.3.9 Penampang potongan E-E'.....123

Gambar 4.3.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi ($\alpha = 15^0$).....125

Gambar 4.4.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 30^0$).....133

Gambar 4.4.2 Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah.....135

Gambar 4.4.3 Potongan B-B'.....136

Gambar 4.4.4 Potongan C-C'.....139

Gambar 4.4.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''.....143

Gambar 4.4.6 Tampak atas dan momen potongan D-D' 146

Gambar 4.4.7 Penampang potongan D-D' 147

Gambar 4.4.8 Tampak atas dan momen potongan E-E' 149

Gambar 4.4.9 Penampang potongan E-E' 150

Gambar 4.4.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi ($\alpha = 30^0$) 152

Gambar 4.5.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 45^0$) 158

Gambar 4.5.2 Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah 165

Gambar 4.5.3 Potongan B-B' 166

Gambar 4.5.4 Potongan C-C' 169

Gambar 4.5.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C''' 173

Gambar 4.5.6 Tampak atas dan momen potongan D-D' 176

Gambar 4.5.7 Penampang potongan D-D' 177

Gambar 4.5.8 Tampak atas dan momen potongan E-E' 179

Gambar 4.5.9 Penampang potongan E-E' 180

Gambar 4.5.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi ($\alpha = 45^0$) 182

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Jenis dan ukuran partikel tanah.....14

Tabel 3.1 Harga umum dari $\Delta L_a/H$ dan $\Delta L_p/H$..... 31

Tabel 4.2.1 Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton)
sejarak 1,50 m dari dinding penahan 82

Tabel 4.2.2 Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton)
sejarak 5,50 m dari dinding penahan.....84

Tabel 4.2.3 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap
titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....86

Tabel 4.2.4 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau
1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....91

Tabel 4.2.5 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau
1,00 m ⊥terhadap bidang gambar.....95

Tabel 4.3.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap
titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....106

Tabel 4.3.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau
1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....110

Tabel 4.3.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau
1,00 m ⊥terhadap bidang gambar.....114

Tabel 4.4.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap
titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....133

Tabel 4.4.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....137

Tabel 4.4.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1,00 m ⊥terhadap bidang gambar.....141

Tabel 4.5.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....163

Tabel 4.5.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau 1,00 m ⊥ terhadap bidang gambar.....167

Tabel 4.5.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1,00 m ⊥terhadap bidang gambar.....171

Tabel 4.5.4 Perubahan berbagai macam luas penampang, tegangan-tegangan yang terjadi,nilai keamanan (SF) dan efisiensi bahan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus..... 183-b

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dinding penahan tanah (*retaining wall*) digunakan untuk menahan longsornya tanah, yaitu pada suatu galian tanah atau pada tebing yang vertikal/hampir vertikal, misal pada pangkal jembatan, pelabuhan tepi sungai, tanah untuk bangunan/perumahan yang lahannya miring dan lain sebagainya. Struktur ini akan menahan gaya horisontal; tekanan tanah lateral, tekanan air tanah, gaya gempa dan lain-lain.

Struktur dinding penahan tanah harus cukup aman/kuat untuk menahan gaya yang terjadi, sehingga tidak akan rusak dan perekayasaan tercapai. Dinding penahan tanah dikatakan stabil bila :

- Struktur tidak mengguling,
- Struktur tidak menggeser,
- Tegangan/kapasitas dukung tanah di bawah dinding penahan tidak terlampaui,
- Struktur tidak pecah (tegangan bahan struktur tidak terlampaui).

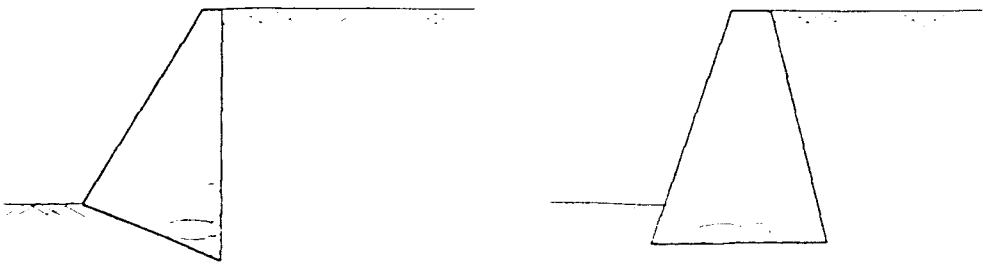
Usaha-usaha untuk memenuhi persyaratan di atas diantaranya:

a. Memiringkan struktur, untuk memperbesar momen pasif (melawan tekanan tanah aktif) dan memasukkan dasar dinding penahan tanah ke dalam tanah (untuk menambah tekanan tanah pasif) gambar 1.1a.
b. Membuat ekor, untuk menambah tahanan geser dan penggulingan – disamping itu juga akan mengatasi kapasitas dukung tanah di bawah dinding penahan, gambar 1.1b.
c. Membuat dasar dinding penahan tanah yang dimiringkan, untuk memperkecil momen penggulingan dan memperbesar tahanan terhadap pergeseran, gambar 1.1c.
d. Membuat bentuk trapesium, untuk memperkecil momen penggulingan dan memperbesar dasar pondasi, gambar 1.1d.



(a) (b)

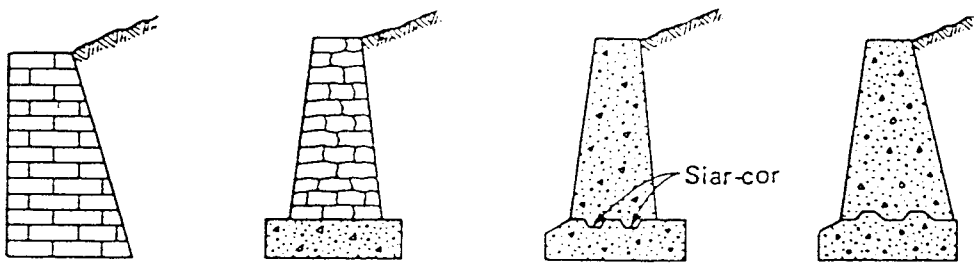
Gambar 1.1 Perekayasaan dinding penahan tanah
Tipe *gravity wall*



(c) (d)

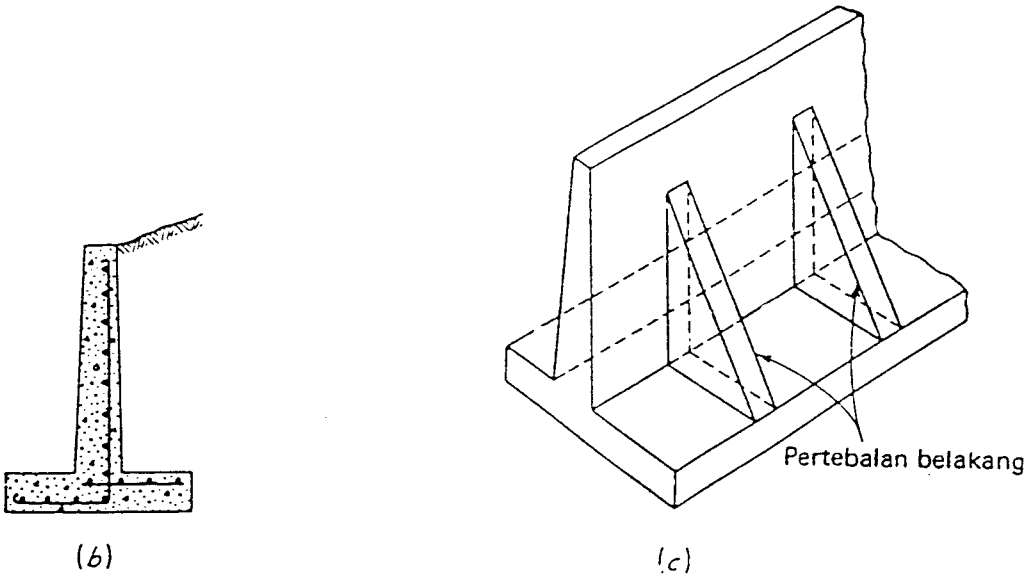
Gambar 1.1 Lanjutan

Berdasarkan usaha-usaha di atas, maka bentuk-bentuk dinding penahan tanah yang sering digunakan adalah seperti berikut: *Gravity wall* (gambar 1.2a), *Cantilever wall* (gambar 1.2b) dan *Counterfort wall* (gambar 1.2c).



(a)

Gambar 1.2 Macam-macam dinding penahan tanah
(Sumber: Bowles, Joseph E., Analisa Dan Disain Pondasi, 1986)

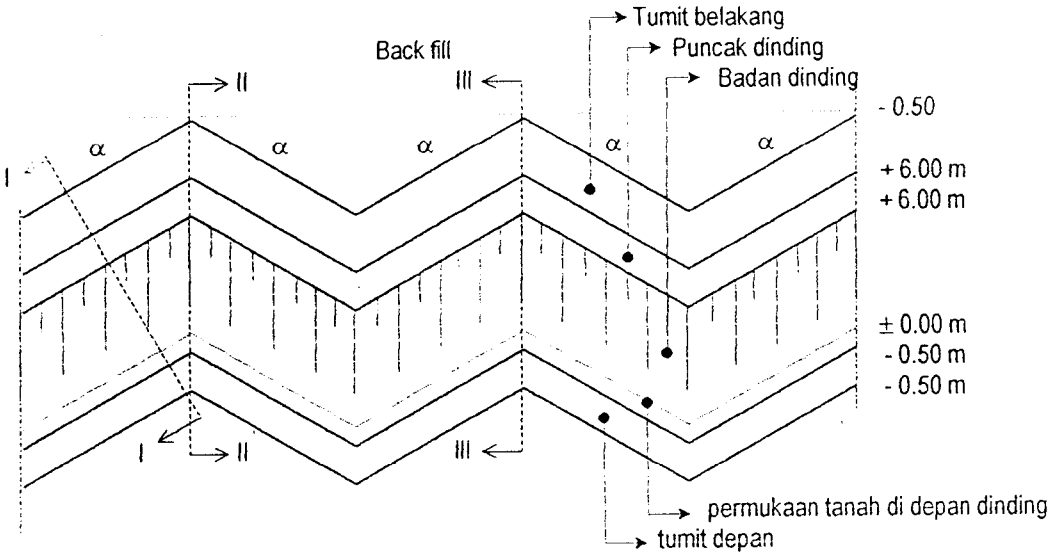


Gambar 1.2 Lanjutan

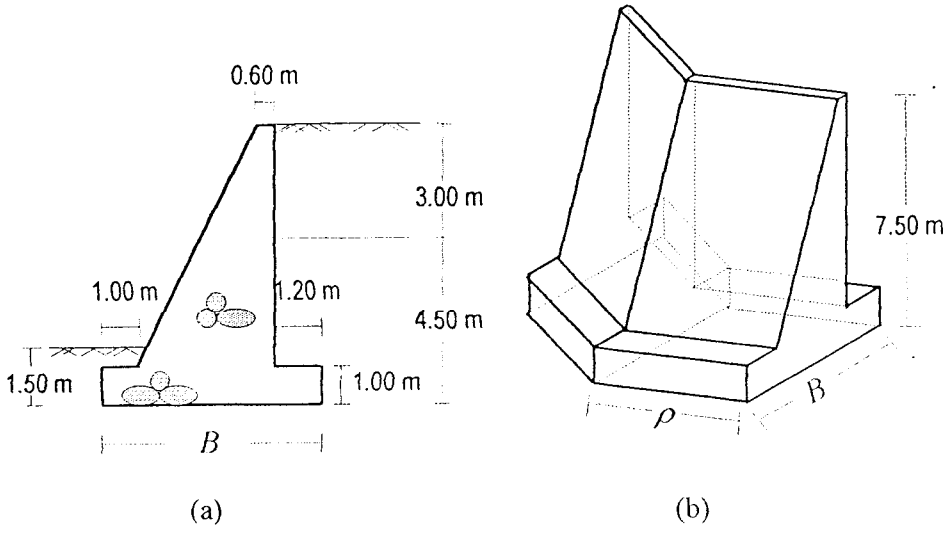
1.1.1 Permasalahan

Dalam perekayasaan bidang teknik sipil selalu berkaitan dengan keadaan alam dan fungsi dari perekayasaan itu sendiri. Dalam arti luas bila di lapangan ditemui keadaan alam sedemikian rupa, kondisi tanah yang tidak aman terhadap kelongsoran maka harus dibuat dinding penahan tanah yang berfungsi sebagai penahan tanah yang longsor tersebut. Biasanya dalam perekayasaan dinding penahan tanah cenderung lurus dari titik awal sampai akhir perencanaan. Terkadang beberapa kali membelok baik bersudut runcing, tumpul maupun membentuk lingkaran besar, mengikuti alur tanah yang keruntuhannya memerlukan dinding penahan tanah. Dari keadaan di atas, dicoba alternatif lain dinding penahan tanah dari bentuk biasa yang lurus-menerus menjadi gerigi-menerus dan menganalisis perubahan pemakaian bahan (material) yang terjadi. Sebagai studi kasus direncanakan dinding penahan tanah tipe *gravity wall* yang

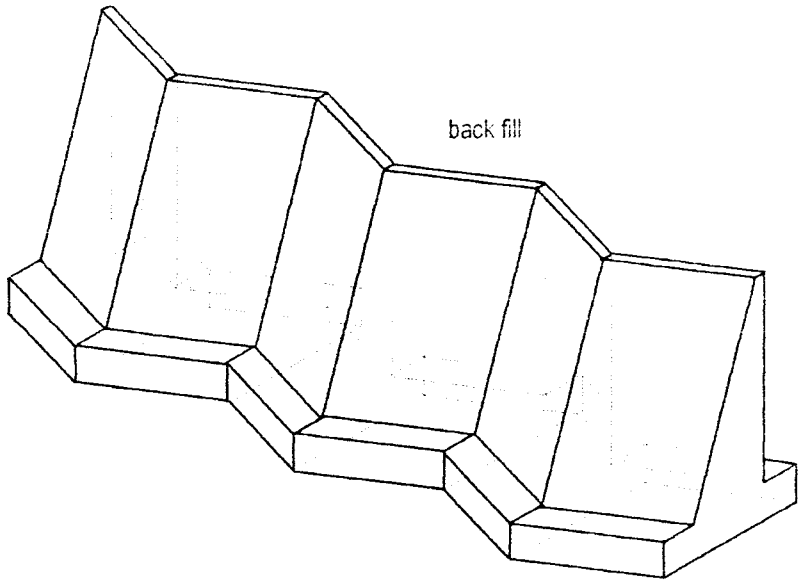
bagian atasnya akan dipergunakan untuk tempat parkir kendaraan/mobil. Hal ini menarik perhatian untuk membahas atau mencari solusinya, lihat Gambar 1.3.



Gambar 1.3 Tampak atas rencana dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus



Gambar 1.4 Potongan melintang dinding penahan tanah satu gerigi
(a) potongan I – I ; (b) potongan II – II dan III - III



Gambar 1.5 perspektif dinding penahan tanah tiga (3) gerigi

1.1.2 Keaslian

Sejauh ini **"Analisis Dinding Penahan Tanah Tipe *Gravity Wall* Berbentuk Lurus-menerus dan Berbentuk Gerigi-menerus Ditinjau dari Efisiensi dan Keefektifitasannya"**, belum pernah dibahas oleh pihak lain baik buku-buku literatur, majalah-majalah, Tugas Akhir Mahasiswa di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik dan Perencanaan, di dalam maupun di luar Universitas Islam Indonesia.

1.1.3 Manfaat penelitian

Diharapkan manfaat dari penelitian ini yaitu apabila hasilnya lebih memungkinkan untuk digunakan, maka bentuk struktur *Dinding Penahan Tanah tipe Gravity Wall Berbentuk Gerigi-menerus* dapat diaplikasikan di lapangan.

Hasil penelitian diharapkan menambah khasanah keilmuan dan memenuhi tuntutan perekayasaan struktur dinding penahan tanah secara khusus dan pengembangan ilmu geoteknik secara umum.

1.2 Tujuan

Penelitian ini bertujuan mencari alternatif dari struktur dinding penahan tanah yang biasa ada (digunakan) yaitu lurus-menerus ke bentuk gerigi-menerus ditinjau dari efisiensi dan keefektifitasannya. Sehingga memungkinkan adanya pemanfaatan lahan seoptimal mungkin dan jumlah bahan (meterial) seminimal mungkin.

1.3 Metode Penyelesaian

Metode penyelesaian digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah studi literatur, yaitu berdasarkan rumus umum tentang dinding penahan tanah dan rumus mekanika/gaya yang terjadi pada dinding penahan. Materi pembahasan diambil dari berbagai macam buku literatur, laporan ilmiah, makalah-makalah dan kutipan tidak langsung dari berbagai pendapat.

1.3.1 Data tanah, kekuatan (tegangan ijin) dan dimensi dinding penahan tanah

A. Tanah

Data tanah diambil dari Laboratorium Mekanika Tanah - Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Untuk lapis - I, $\phi_1 = 28^o$

$c_1 = 0{,}092\ t/m^2$

$\gamma_1 = 1{,}504\ t/m^3$

Untuk lapis - II, $\phi_2 = 26^o$

$c_2 = 0{,}0597\ t/m^2$

$\gamma_2 = 1{,}98\ t/m^3$

Tanah pada dasar dinding penahan tanah, $\phi_3 = 26^o$

$c_3 = 0{,}0597\ t/m^2$

$\gamma_3 = 1{,}98\ t/m^3$

B. Dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah (*gravity wall*) terbuat dari pasangan batu kali (1 pc : 4 pasir), dari Peraturan Pembebanan Indonesia – 83 ; mempunyai kekuatan/tegangan ijin sebagai berikut:

a. $\bar{\sigma}_{desak}$ = **152,9574** t/m^2

b. $\bar{\sigma}_{tarik}$ = **30,5991** t/m^2

c. $\bar{\tau}_{bahan}$ = **15,2957** t/m^2

C. Penentuan dimensi

Dimensi dinding penahan tanah yang digunakan dalam penelahaan Tugas Akhir ini yaitu:

a. Tinggi = 7,50 meter,

b. Lebar sisi atas = 0,60 meter,

c. Lebar sisi bawah = 2,85 meter,

d. Tebal plat kaki = 1,00 meter,

e. Lebar plat kaki = 5,05 meter,

f. Sisi miring gerigi = 5,50 meter.

(lihat Gambar 1-4)

1.3.2 Teori-teori telaah

Teori yang diambil dari berbagai macam buku literatur, antara lain yaitu:

a. Tekanan tanah lateral,

b. Tekanan hidrostatis,

c. Daya dukung tanah,

d. Perubahan gaya akibat bentuk gerigi.

e. Perubahan tegangan pada dinding penahan.

1.3.3 Analisis

Dari data yang diperoleh, akan dilaksanakan perekayasaan dinding penahan tanah tipe *gravity wall* dengan cara coba-coba. Bentuk dinding penahan yang akan dianalisis yaitu berbentuk lurus-menerus dan berbentuk gerigi-menerus yang mempunyai berbagai macam sudut-dalam-gerigi. Hasil dari analisis tersebut akan dibuat laporan sesuai dengan hasil perhitungan.

1.4 Batasan Masalah

1. Jenis dinding penahan tanah adalah *gravity wall*,
2. Tinggi dinding penahan direncanakan 7,50 meter dan panjang dinding penahan pada sisi gerigi adalah 5,50 m.
3. Bentuk dinding penahan tanah dihitung dengan 2 (dua) cara, yaitu:
   a. bentuk lurus-menerus,
   b. bentuk gerigi-menerus, dengan berbagai macam sudut dalam-gerigi.
4. Gaya-gaya yang terjadi pada dinding penahan diasumsikan tegak lurus ($\perp$) dan sejajar (//) terhadap dinding. Hal ini berdasarkan penguraian dari gaya lateral tanah.
5. Jenis tanah yang digunakan diambil dari data Laboratorium Mekanika Tanah - Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta seperti pada data-data yang tercantum.
6. Muka air tanah dianggap jauh di bawah dasar dinding penahan dan air hujan dapat terdrainasi dengan baik.
7. Analisis menggunakan statis tertentu dengan anggapan sendi-sendi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

Insinyur Sipil membagi bahan yang menyusun kerak bumi secara garis besar menjadi dua kategori : tanah (*soil*) dan batuan (*rock*). Tanah adalah kumpulan (agregat) butiran mineral alami yang bisa dipisahkan oleh suatu cara mekanik bila agregat termaksud diaduk dalam air, sedangkan batuan merupakan agregat mineral yang satu sama lainnya diikat oleh gaya-gaya kohesif yang permanen dan kuat. Karena istilah "kuat" dan "permanen" dapat diinterpretasikan secara berbeda-beda, maka batas antara tanah dan batuan menjadi tidak pasti. Banyak agregat partikel mineral yang dijumpai di alam sulit untuk diklasifikasikan sebagai tanah atau batuan. Walaupun begitu, istilah tanah hanya diberlakukan pada bahan-bahan yang betul-betul memenuhi definisi diatas. (Terzaghi, Karl dan B. Peck, Ralph, **Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa, 1987).**

Berdasarkan asalnya tanah dapat diklasifikasikan secara luas menjadi tanah organik dan anorganik. Tanah organik adalah campuran yang mengandung bagian-bagian yang cukup berarti berasal dari pelapukan dan sisa tanaman,

kadang-kadang dari kumpulan kerangka dan kulit organisme kecil. Tanah anorganik berasal dari pelapukan batuan secara kimia ataupun fisis.

Tanah yang tetap berada pada tempat terbentuknya dinamakan tanah residual. Apabila tanah telah dipindahkan ke lokasi lain oleh grafitasi, air, ataupun angin, dinamakan tanah pindahan (*transported soil*) (LS. Dunn; L.R. Anderson dan F.W. Kiefer, **Dasar-Dasar Analisis Geoteknik).**

2.2. Jenis-Jenis Tanah

Daftar jenis-jenis tanah karakteristik teknis secara garis besar yang disajikan dalam bagian ini tidak merupakan daftar yang lengkap. Ini dipakai oleh para ahli teknik sipil untuk perencanaan program penyelidikan tanah bawah permukaan serta pengujian laboratorium dan pada saat studi kelayakan guna mengantisipasi pondasi atau dinding penahan tanah yang diperlukan.

1. Pasir lepas

Pasir lepas adalah suatu deposit pasir dengan kepadatannya yang rendah. Beban bergetar cenderung akan memadatkan deposit ini.

2. Tanah lus (looss)

Tanah lus (*looss*) adalah suatu deposit yang relatif uniform, tanah lanau bawaan angin. Tanah ini mempunyai permeabilitas vertikal yang relatif tinggi tetapi permeabilitas horisontalnya relatif rendah. Tanah lus menjadi sangat kompresibel apabila jenuh.

3. Lempung yang terkonsolidasi-normal

Lempung yang terkonsolidasi normal adalah tanah lempung yang tidak pernah menderita tekanan yang lebih besar daripada tekanan yang ada pada saat sekarang. Tanah ini pada umumnya sangat kompresibel, mempunyai daya dukung ultimit rendah dan sebagaimana pada tanah lempung lainnya, mempunyai permeabilitas yang sangat rendah. Karena daya dukung ultimitnya yang rendah dan kompresibilitasnya yang tinggi, tanah ini sering tidak mampu mendukung bangunan dengan pondasi dangkal.

4. Lempung terkonsolidasi-lebih

Lempung terkonsolidasi-lebih adalah lempung yang pada masa silam pernah menderita tekanan yang lebih besar daripada tekanan yang ada sekarang. Lempung yang tingkat terkonsolidasi-lebihnya tinggi, pada umumnya cenderung mempunyai suatu daya dukung ultimit yang agak tinggi dan tidak kompresibel.

5. Bentonit

Bentonit adalah lempung yang mempunyai plastisitas tinggi yang dihasilkan oleh dekomposisi abu vulkanis. Tanah ini bersifat ekspansif yang mengembang cukup besar bila kondisinya jenuh.

6. Gambut

Gambut adalah bahan organis setengah lapuk atau berserat atau suatu tanah yang mengandung bahan organis berserat dalam jumlah besar. Gambut mempunyai angka pori yang sangat tinggi dan kompresibel.

2.3 Ukuran Partikel Tanah

Ukuran partikel tanah berkisar dari batu bulat dengan diameter 1,00 meter sampai partikel berukuran lempung dengan diameter kurang dari 0,001 mm. Tabel 2.1 memperlihatkan jenis tanah yang umum (berdasarkan ukuran butiran). Pada umumnya, dasar-dasar mekanika tanah yang dikembangkan memakai tanah-tanah dengan ukuran partikel berkisar dari ukuran lempung sampai kerikil.

Tabel 2.1 Jenis dan ukuran partikel tanah

No.	Jenis tanah	Kisaran ukuran partikel
1.	Batu bulat	> 0,30 m
2.	Berangkal	> 0,15 m - 0,30 m
3.	Kerikil	> 2,00 mm - 0,15 mm
4.	Pasir	> 0,075 mm - 2,00 mm

Sumber: Dunn, L.S; Anderson,L.R dan Kieffer, F.W.
Dasar-Dasar Analisis Geoteknik

2.4 Jenis Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah (*retaining wall*) adalah konstruksi yang digunakan untuk memberikan stabilitas tanah atau bahan lain yang kondisi-kondisi massa bahannya tidak memiliki kemiringan alami (*natural slope*), dan juga digunakan untuk menahan atau menopang timbunan tanah (*soil bank*), onggokan batu bara atau onggokan biji tambang, dan air (Bowles, Joseph E, **Analisis Dan Disain Pondasi,** jilid 2, 1986).

Berdasarkan cara mencapai stabilitas, dinding penahan tanah diklasifikasikan atas enam jenis utama (gambar 2-1).

1. Dinding grafitas (*gravity wall*)

Dinding Grafitas (*gravity wall*), sesuai dengan namanya, stabilitasnya tergantung pada beratnya.

2. Dinding konsol (*cantilever*)

Dinding Konsol (*cantilever*) adalah dinding beton bertulang (*reinforced concrete*) yang menggunakan aksi konsol untuk menahan massa yang berada dibelakang dinding dari kemiringan alami yang terjadi. Sebagian stabilitas dinding ini dicapai dari berat tanah yang ada di atas bagian tumit plat dasar.

3. Dinding penahan pertebalan belakang

Dinding penahan pertebalan belakang (*counterfort retaining wall*) serupa dengan dinding penahan konsol, kecuali dinding penahan digunakan untuk konsol panjang atau untuk tekanan-tekanan yang sangat tinggi di belakang dinding dan mempunyai pertebalan belakang, yang mengikat dinding dan dasar bersama-sama, yang dibangun pada interval-interval sepanjang dinding untuk mengurangi momen-momen lentur dan geser. Seperti ditunjukkan dalam Gambar 2-1c, maka pertebalan belakang berada di belakang dinding dan dipengaruhi gaya-gaya tarik (*tensile forces*).

4. Dinding penahan pertebalan depan

Dinding penahan pertebalan depan (*buttressed retaining wall*) serupa dengan dinding pertebalan belakang, bedanya batang desaknya (*bracing*)

berada di depan dinding dan batang desak tersebut mengalami kompressi sebagai ganti tarikan.

5. Dinding penahan kisi

Dinding penahan kisi (*crib wall*), yang merupakan bagian-bagian yang dibangun dari potongan-potongan beton pracetak (*precast concrete*),logam atau kayu yang didukung oleh potongan-potongan angker yang ditahan di dalam tanah untuk mencapai stabilitas.

6. Dinding semi-gravitas

Dinding Semi-Gravitas, yaitu dinding-dinding yang memiliki sifat gravitas dan dinding konsol.

2.5 Analisis Konstruksi Dinding 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 yang masif dalam melawan gaya-gaya yang bekerja, sedangkan tinjauan yang dilakukan terutama stabilitas terhadap guling dimana konstruksi akan terguling bila tidak mampu melawan momen yang bekerja. 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. Selain itu untuk memper besar perlawanan geser, umumnya dengan memanfaatkan tekanan tanah pasif. 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 (Kabul Basah Suryolelono, **Teknik Fondasi**, Bagian I, 1993).

BAB III

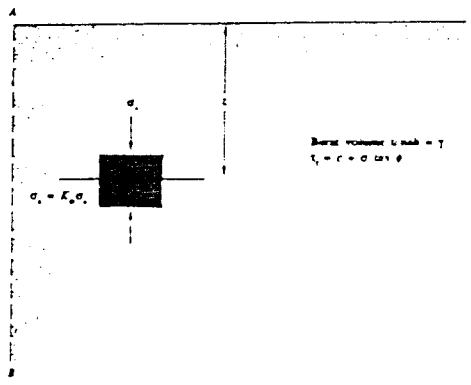
LANDASAN TEORI

3.1 Tekanan Tanah Lateral

Konstruksi dinding penahan tanah digunakan untuk menahan massa tanah dengan talud vertikal. Agar dapat merencanakan dinding penahan dengan benar, maka perlu diketehui gaya horisontal yang bekerja antara konstruksi dinding penahan dan massa tanah yang ditahan. Gaya horisontal tadi disebabkan oleh tekanan tanah arah horisontal (lateral). Untuk lebih jelasnya diterangkan teori tentang tekanan tanah.

3.1.1 Tekanan tanah dalam keadaan diam

Tekanan tanah disebut dalam keadaan diam bila deposit tanah alami atau tanah timbunan tidak mengalami gerakan lateral dan vertikal.



Gambar 3.1 Tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*)
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)

Ditinjau massa tanah seperti ditunjukkan pada Gambar 3.1, massa tanah tersebut dibatasi dinding dengan permukaan licin (*frictionless wall*) AB yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman z akan terkena tekanan arah vertikal σ_v dan tekanan arah horisontal σ_h. Bila dibahas permasalahan σ_v dan σ_h, maka tegangan geser pada bidang tegak dan bidang datar diabaikan.

Bila dinding AB dalam keadaan diam, yaitu dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam kesetimbangan elastis (*elastic equillibrium*). Rasio tekanan arah horisontal dan tekanan arah vertikal dinamakan "koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*coefficient of earth pressure at rest*), K_0", atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \qquad (3-1)$$

karena $\sigma_v = \gamma z$, maka:

$$\sigma_h = K_0(\gamma z) \qquad (3-2)$$

Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin\phi \qquad (3-3)$$

Brooker dan Jreland (1965) menyarankan agar kita menggunakan persamaan berikut ini untuk menghitung harga K_0 dari tanah lempung yang terkonsolidasi normal (*normally consolidated*):

$$K_0 = 0{,}95 - \sin\phi \qquad (3-4)$$

Sudut ϕ dalam persamaan (3-3) dan (3-4) adalah sudut geser dalam keadaan air teralirkan (*drained*).

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi lebih (*overconsolidated*), koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$K_{0(overconsolidated)} = K_{0(normally\ consolidated)}\sqrt{OCR} \qquad (3-5)$$

dengan:

OCR = *Overconsolidation ratio* (rasio terkonsolidasi lebih)

Rasio terkonsolidasi lebih ini didefinisikan sebagai :

$$OCR = \frac{tekanan.prakonsolidasi}{tekanan.efektif.akibat.beban.di.atasnya} \qquad (3-6)$$

Untuk tanah lempung yang terkonsolidasi normal, persamaan empiris yang lain untuk K_0 telah diperkenalkan oleh Alphan (1967):

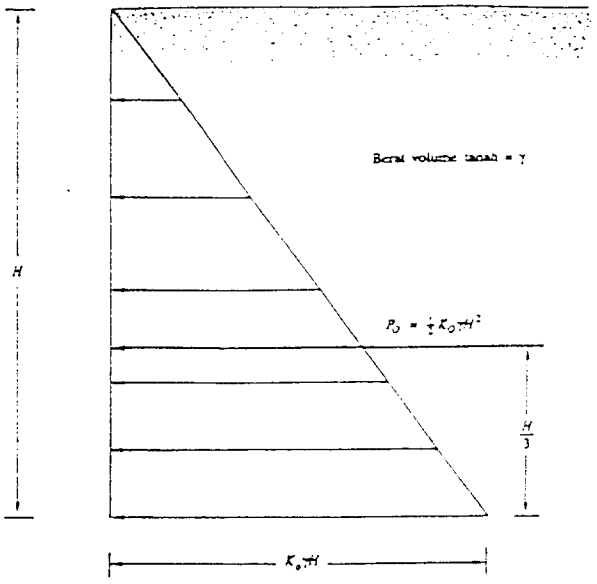
$$K_0 = 0{,}19 + 0{,}233.\log(PI) \qquad (3-7)$$

dengan

PI = indeks plastis

Gambar 3.2 menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding, P_0, adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi,

$$P_0 = \frac{1}{2}K_0\gamma H^2 \qquad (3-8)$$



Gambar 3.2 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam pada tembok
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

3.1.2 Tekanan tanah dalam keadaan diam untuk tanah yang terendam air sebagian

Gambar 3.3 menunjukkan suatu tembok setinggi H dengan permukaan air tanah (*ground water table*) terletak pada kedalaman H_1 dari permukaan tanah. Untuk $z < H_1$ tekanan tanah dalam keadaan diam arah horisontal adalah sebesar $\sigma_h = K_0 \gamma z$. Variasi σ_h dengan kedalaman tertentu ditunjukkan oleh segitiga ACE dalam Gambar 3.3a. Tetapi untuk $z \geq H_1$ (yaitu di bawah permukaan tanah), tekanan tanah pada tembok merupakan komponen dari tekanan efektif dan tekanan air pori.

Tekanan efektif arah vertikal,

$$\sigma_v' = \gamma H_1 + \gamma (z-H) \qquad (3 - 9)$$

dengan:

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = berat volume efektif dari tanah

Jadi tekanan tanah efektif dalam keadaan diam arah horisontal adalah:

$$\sigma_h' = K_0\sigma_v' = K_0\left[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)\right] \qquad (3-10)$$

Variasi σ_h' dengan kedalaman ditunjukkan oleh CEBG dalam Gambar 3.3a

Tekanan arah horisontal yang disebabkan oleh air adalah:

$$u = \gamma_w(z - H_1) \qquad (3-11)$$

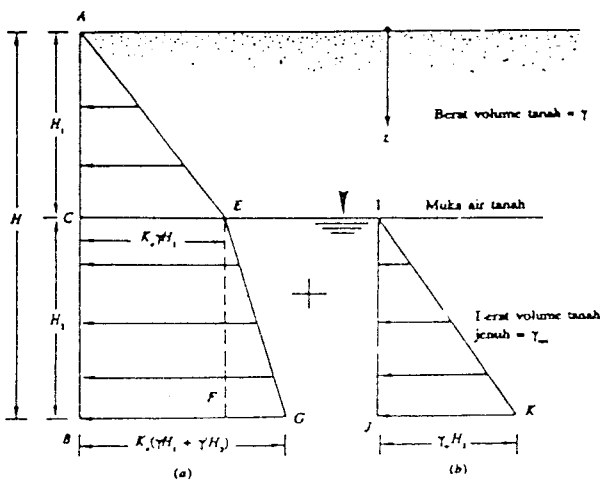
Variasi u dengan kedalaman ditunjukkan dalam Gambar 3.3b.

Oleh karena itu tekanan tanah total arah horisontal pada kedalaman z µ H_1 adalah:

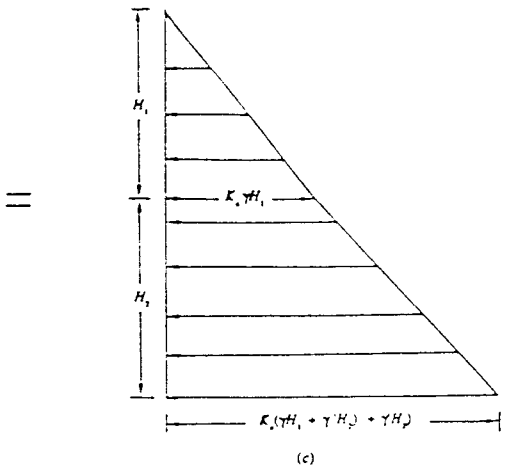
$$\sigma_h = \sigma_h' + u$$
$$= K_0\left[(\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1))\right] + \gamma_w(z - H_1) \qquad (3-12)$$

Gaya per satuan lebar tembok merupakan penjumlahan dari luas diagram tekanan yang diberikan dalam Gambar 3.3a dan b yaitu:

$$P_0 = \underbrace{\tfrac{1}{2}K_0\gamma H_1^2}_{luas\ ACB} + \underbrace{K_0\gamma H_1 H_2}_{luas\ CEFB} + \underbrace{\tfrac{1}{2}(K_0\gamma' + \gamma_w)H_2^2}_{luas\ EFG\ dan\ IJK} \qquad (3-13)$$



Gambar 3.3 Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) untuk tanah terendam air sebagian
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)



Gambar 3.3 Lanjutan

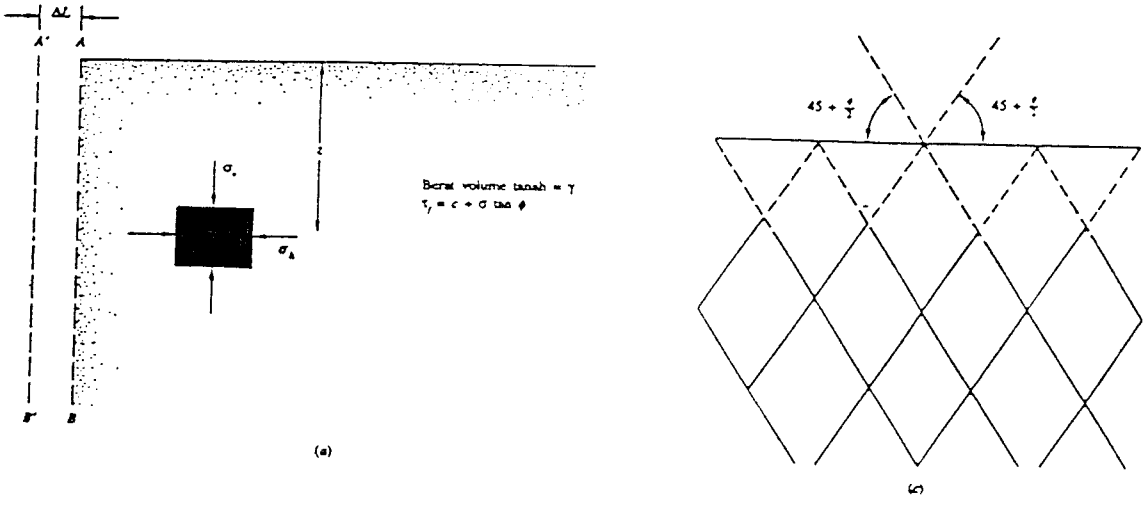
3.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Menurut Rankine

Yang dimaksud dengan keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*) di dalam tanah adalah suatu keadaan yang menyebabkan tiap-tiap titik di dalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh. Rankine (1957) menyelidiki keadaan tegangan di dalam tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis. Hal berikut akan menjelaskan mengenai tiori tekanan tahan menurut Rankin.

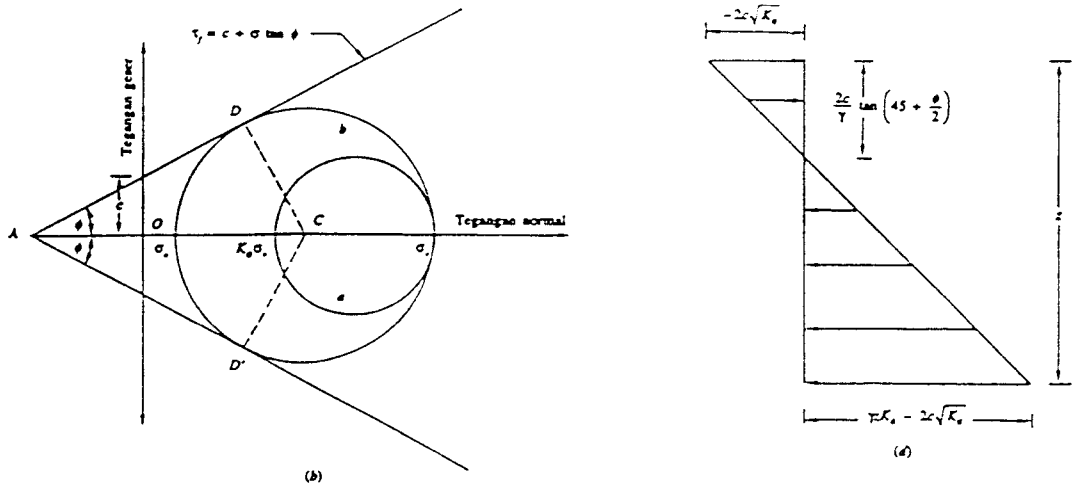
3.2.1 Kondisi aktif menurut Rankine

Gambar 3.4a menunjukkan suatu massa tanah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.1. Tanah tersebut dibatasi oleh tembok dengan permukaan licin, AB, yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Tegangan-tegangan utama arah vertikal dan horizontal (total dan efektif) pada elemen tanah di suatu kedalaman z adalah berturut-turut σ_v dan σ_h. Seperti telah kita lihat dalam Gambar 3.1, apabila dinding AB tidak diijinkan bergerak sama sekali, maka $\sigma_h = K_0.\sigma_v$.

Kondisi tegangan dalam elemen tanah tadi dapat diwakili oleh lingkaran mohr-a dalam Gambar 3.4b. Akan tetapi, bila dinding AB diijinkan bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus menerus. Akhirnya suatu kondisi, yaitu kondisi keseimbangan plastis, akan dicapai bila kondisi tegangan di dalam elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran mohr-b, dan kelonggaran di dalam tanah terjadi. Keadaan tersebut di atas dinamakan sebagai "kondisi aktif menurut Rankine" (*Rankine's Active State*); tekanan σ_a yang bekerja pada bidang vertikal (yang merupakan bidang utama) adalah "tekanan tanah aktif menurut Rankine" (*Rankine's active earth pressure*), Das, Braja M. (1994).



Gambar 3.4 Tekanan tanah aktif menurut Rankine
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)



Gambar 3.4 Lanjutan

Berikut ini adalah penurunan dari σ_a sebagai fungsi γ, z, c, dan ϕ. Dari gambar (3.4b).

$$\sin\phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

Dengan CD = jari-jari lingkaran keruntuhan

$$CD = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$$

$$AO = c \cot \phi$$

dan

$$OC = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$$

Sehingga

$$\sin\phi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c\cot\phi + \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}$$

atau

$$c\cos\phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}\sin\phi = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}$$

atau

$$\sigma_a = \sigma_v \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2c\frac{\cos\phi}{1+\sin\phi} \qquad (3-14)$$

Dalam kasus ini, σ_v = tekanan efektif akibat lapisan tanah di atasnya = γz

$$\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right)$$

dan

$$\frac{\cos\phi}{1+\sin\phi} = \tan\left(45-\frac{\phi}{2}\right)$$

Dengan memasukkan persamaan-persamaan (3-14), kita dapatkan:

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) - 2c\tan\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \qquad (3-15)$$

Variasi σ_a dengan kedalaman diberikan dalam Gambar 3.4d. Untuk tanah yang tidak berkohesi (*cohesionles soil*), $c = 0$ maka:

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \qquad (3-16)$$

Rasio σ_a dan σ_v dinamakan koefisien tekanan tanah aktif, K_a.

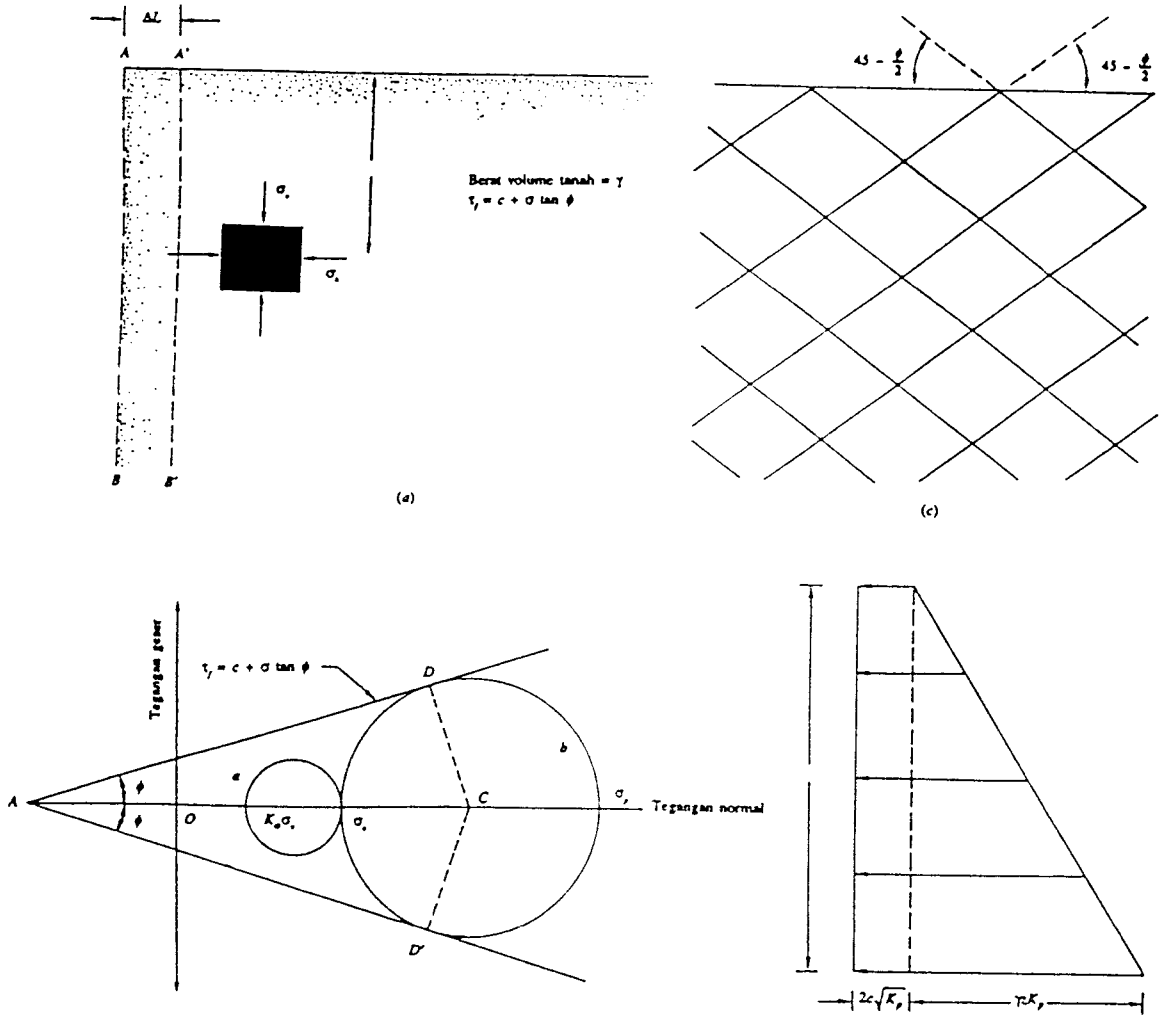
Atau:

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2\left(45-\frac{\phi}{2}\right) \qquad (3-17)$$

Dan juga, dari Gambar 3.4b kita dapat melihat bahwa bidang runtuh di dalam tanah membentuk sudut ± (45^{o}- $\phi/2$) dengan arah dari bidang utama besar (*mayor principal plane*), yaitu bidang horisontal. Bidang runtuh ini dinamakan bidang geser (*slip plane*). Bidang geser tersebut dapat dilihat dalam Gambar 3.4c. Das, Braja M. (1994).

3.2.2 Kondisi pasif menurut Rankine

Kondisi pasif menurut Rankine dapat dijelaskan dengan Gambar 3.5. AB adalah tembok licin tak terhingga. Keadaan tegangan awal pada suatu elemen tanah diwakili oleh lingkaran mohr-a dalam Gambar 3.5b. Apabila tembok didorong secara perlahan-lahan ke arah masuk ke dalam tanah, maka tegangan utama σ_h akan bertambah secara terus menerus. Akhirnya akan didapatkan suatu keadaan yang menyebabkan kondisi tegangan elemen tanah, dapat diwakili oleh lingkaran mohr-b. Pada keadaan ini keruntuhan tanah akan terjadi, yang saat ini di kenal sebagai kondisi pasif menurut Rankine (*Rankine's passive state*). Di samping itu tekanan tanah kesamping σ_p, yang merupakan tegangan utama besar (*majar principal state*), kita namakan tekanan tanah aktif menurut Rankine (*Rankine's Passive earth pressure*), Das, Braja M. (1994).



Gambar 3.5 Tekanan tanah pasif menurut Rankine
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

Dari Gambar 3.5b dapat kita lihat bahwa:

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (3-18)$$

Penurunannya serupa dengan penurunan untuk kondisi aktif menurut Rankine (*Rankine's active state*).

Gambar 3.5b menunjukkan variasi tekanan aktif dengan kedalaman. Untuk tanah tidak berkohesi ($c = 0$),

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

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

atau

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_v} = K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \qquad (3-19)$$

K_p dari persamaan di atas dinamakan sebagai *"koefisien tekanan tanah pasif menurut Rankine"*

Titik-titik D dan D' pada lingkaran keruntuhan (Gambar 3.5b) bersesuaian dengan bidang geser di dalam tanah. Untuk kondisi pasif (menurut Rankine) bidang geser membuat sudut $\pm (45 - \phi/2)$ dengan arah dari bidang utama kecil (*minor principal plane*), yaitu arah horisontal Gambar 3.5c menunjukkan distribusi bidang-bidang geser di dalam massa tanah.

3.2.3 Pengaruh pergerakan tembok

Telah diketahui dari sub-bab terdahulu bahwa pergerakan yang cukup dari tembok penahan tanah adalah penting untuk menimbulkan suatu kondisi keseimbangan plastis. Tetapi, distribusi tekanan tanah kesamping yang bekerja pada tembok sebenarnya sangat dipengaruhi oleh perilaku pergerakan dari tembok yang bersangkutan. Pada kebanyakan tembok penahan (lihat Gambar 3.6)

pergerakan mungkin terjadi dengan cara translasi menggeser, atau yang lebih sering dengan cara rotasi (berputar) terhadap dasar tembok.

Untuk analisa teori pendahuluan, marilah ditinjau tembok penahan dengan permukaan licin yaitu bidang AB dalam Gambar 3.7a. Apabila tembok AB berputar terhadap dasar dinding ke suatu A'B, maka massa tanah segitiga ABC' yang berdekatan dengan tembok akan mencapai keadaan aktif (menurut Rankine). Karena bidang geser untuk kondisi aktif membentuk sudut ± (45 + ϕ/2) dengan bidang utama besar (*major principal plane*), maka massa tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis akan dibatasi oleh bidang BC' yang membuat sudut (45 + ϕ/2) dengan arah horisontal. Tanah di dalam zona ABC' mengalami deformasi dalam arah horisontal yang sama besarnya, untuk tiap-tiap titik yaitu sama dengan (ΔL/L). Tekanan tanah ke samping pada tembok di semua kedalaman z dari permukaan tanah dapat dihitung dengan persamaan 3-14.

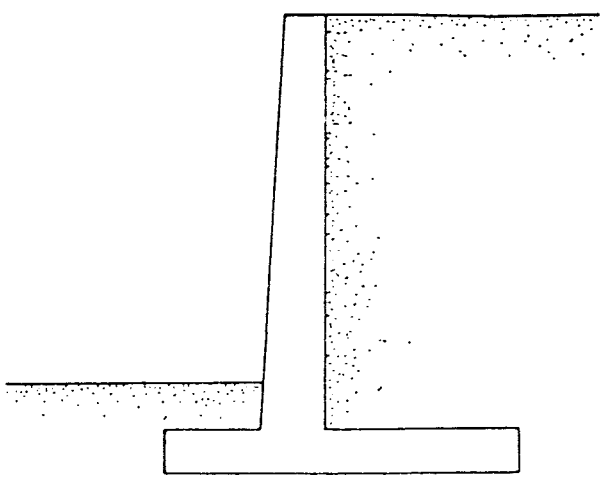
Dengan cara yang sama, bila tembok mengalami perputaran ke arah massa tanah , yaitu ke posisi A"B, massa tanah segitiga ABC" akan mencapai keadaan pasif (menurut Rankine). Bidang geser ABC" yang membatasi massa tanah yang berada pada kondisi keseimbangan plastis adalah membuat sudut (45 - ϕ/2) dengan arah horisontal. Tiap-tiap titik dalam tanah di dalam zona segitiga ABC" akan mengalami deformasi ke arah horizontal yang sama besarnya, yaitu sama dengan tekanan pasif pada tembok di segala kedalaman z dapat dievaluasi dengan menggunakan persamaan 3-18. Das, Braja M. (1994).

Besarnya kemiringan tembok maksimum (ΔL_a dan ΔL_p) yang dibutuhkan untuk mencapai keadaan pasif atau aktif diberikan dalam Tabel 3.1. Gambar 3.8 memperlihatkan variasi dari tekanan tanah ke samping dengan kemiringan tembok.

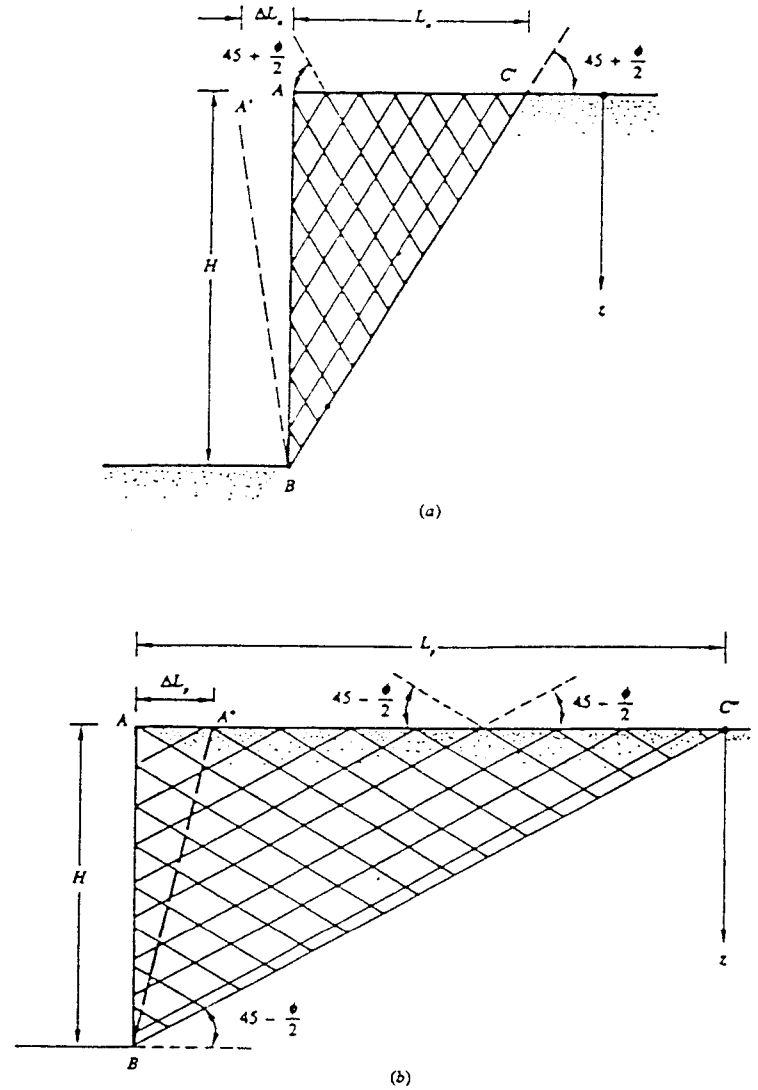
Tabel 3.1 Harga umum dari $\Delta L_a/H$ dan $\Delta L_p/H$

No.	Tipe tanah	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
1.	Pasir lepas	0,001 – 0,002	0,01
2.	Pasir padat	0,0005 –0,001	0,005
3.	Lempung lembek	0,02	0,04
4.	Lempung kaku	0,01	0,02

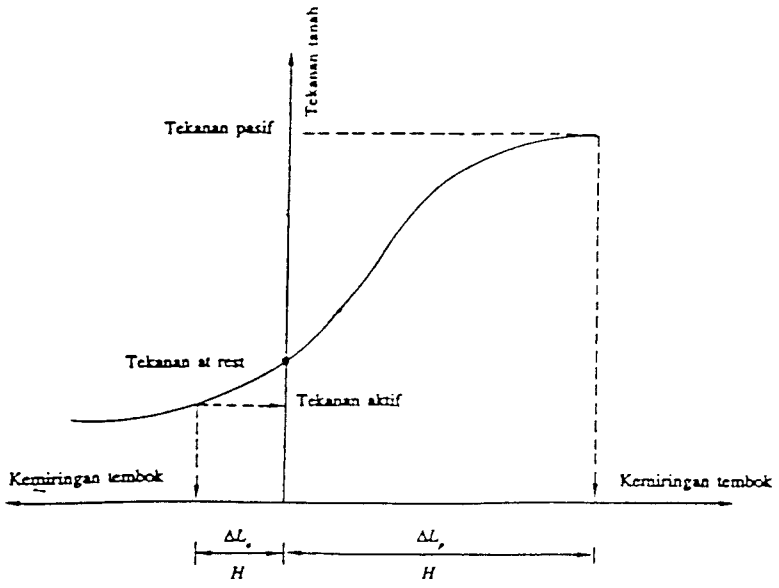
Sumber : Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994



Gambar 3.6 Tembok penahan dengan bentuk *cantilever*
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)



Gambar 3.7 Perputaran tembok dengan permukaan licin terhadap dasarnya
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)



Gambar 3.8 Variasi besarnya tekanan tanah ke samping dengan kemiringan tembok (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)

3.3 Diagram dan Distribusi Tekanan Tanah ke Samping yang Bekerja pada Tembok Penahan

3.3.1 Urugan di belakang tembok (*backfill*) tanah tidak berkohesi dengan permukaan datar

Kondisi aktif: Gambar 3.9 menunjukkan suatu tembok penahan dengan urugan (*backfill*) yang terdiri dari tanah tidak berkohesi, permukaan dari urugan tersebut adalah datar. Berat volume dan sudut geser internal tanah adalah berturut-turut sama dengan γ dan ϕ.

Untuk kondisi aktif (menurut Rankine), tekanan tanah aktif yang bekerja pada tembok penahan di segala kedalaman dapat diberikan dengan persamaan 3-15.

$$\sigma_a = K_a.\gamma.z \qquad \text{(dimana } c = 0\text{)}$$

σ_a bertambah secara linear dengan bertambahnya kedalaman, dan besarnya σ_a di dasar tembok penahan adalah:

$$\sigma_a = K_a.\gamma.H \tag{3-20}$$

Gaya total P_a , per satuan lebar tembok sama dengan luas diagram tekanan tanah. Jadi,

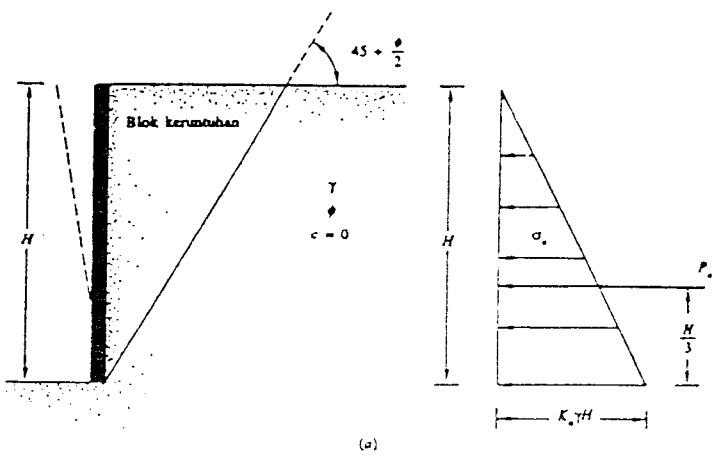
$$P_a = \tfrac{1}{2}.K_a.\gamma.H^2 \tag{3-21}$$

Kondisi pasif: Distribusi tekanan tanah horisontal yang bekerja pada tembok penahan setinggi H untuk kondisi pasif (menurut rankine) ditunjukkan dalam Gambar 3.9b. Tekanan tanah horisontal di segala kedalaman z (persamaan 3-19, ($c = 0$) adalah:

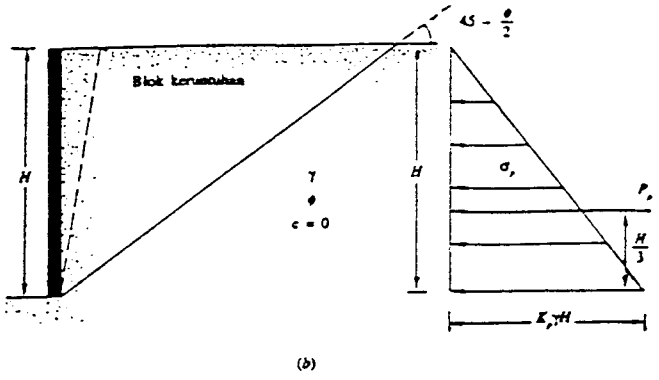
$$\sigma_p = K_p.\gamma.H \tag{3-22}$$

Gaya total P_p per satuan lebar tembok adalah:

$$P_p = \tfrac{1}{2}.K_p.\gamma.H^2 \tag{3-23}$$



Gambar 3.9 Distribusi tekanan pada tembok untuk urugan tanah tak berkohesi (c = 0) yang permukaannya datar; (a) tekanan tanah aktif menurut Rankine; (b) tekanan tanah pasif menurut Rankine
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)



Gambar 3.9 Lanjutan

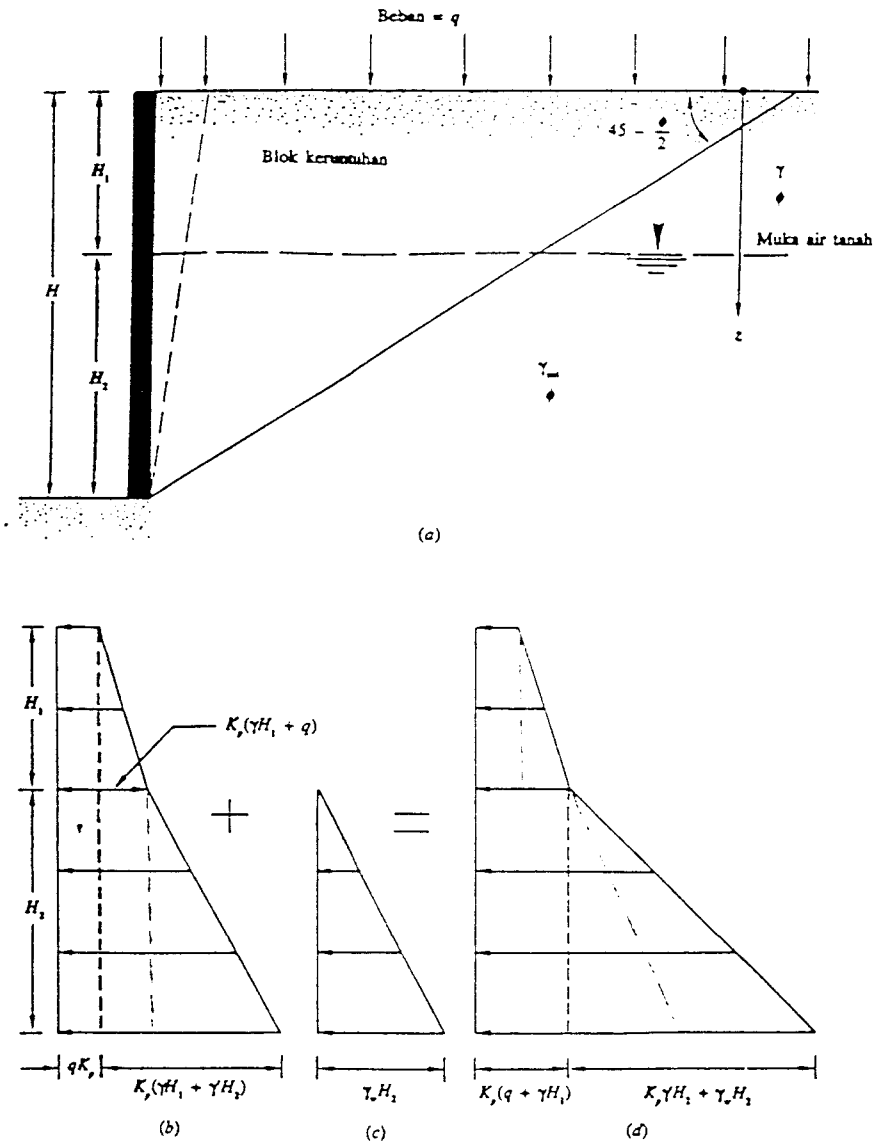
3.3.2 Urugan di belakang tembok (*backfill*) tanah tidak berkohesi terendam air sebagian dan diberi beban *surcharge*

Kondisi aktif: Gambar 3.10a menunjukkan suatu tembok penahan dengan permukaan licin mempunyai ketinggian H dengan urugan (*backfill*) yang terdiri dari tanah tak berkohesi. Permukaan air tanah terletak pada kedalaman H_1 dibawah permukaan tanah, dan urugan dibelakang tanah dibebani sebesar q per satuan luas. Dari persamaan (3-17) tekanan tanah efektif dari tanah aktif di segala kedalaman dapat diberikan sebagai berikut:

$$\sigma_a' = K_a . \sigma_v' \qquad (3\text{-}24)$$

dengan:

σ_v' dan σ_a' = tekanan efektif arah vertikal dan horisontal



Gambar 3.10 Distribusi tekanan tanah aktif pada tembok dengan urugan tak berkohesi (c = 0) yang terendam air sebagian dan diberi beban luar (*surcharge*) (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

Pada $z = 0$

$$\sigma_v = \sigma_v' = q \tag{3-25}$$

dan

$$\sigma_a = \sigma_a' = K_a z \tag{3-26}$$

Pada kedalaman $z = H_1$

$$\sigma_v = \sigma_v' = (q + \gamma.H_1) \tag{3-27}$$

dan

$$\sigma_a = \sigma_a' = K_a.(q + \gamma.H_1) \tag{3-28}$$

Pada kedalaman $z = H$

$$\sigma_v' = (q + \gamma.H_1 + \gamma'.H_2) \tag{3-29}$$

dan

$$\sigma_v' = K_a.(q + \gamma.H_1 + \gamma'.H_2) \tag{3-30}$$

dengan

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Tekanan arah horisontal yang disebabkan oleh air pori antara $z = 0$ dan H_1 adalah *nol*, untuk $z > H_1$ tekanan air pori bertambah secara linier dengan bertambahnya kedalaman (Gambar 3.10).

Pada $z = H$:

$$u = \gamma_w.H_2 \tag{3-31}$$

Diagram tekanan total arah horisontal (Gambar 3.10d) merupakan dari diagram tegangan yang ditunjukkan dalam Gambar 3.10b dan 10c. Gaya aktif total per satuan lebar tembok merupakan luasan dari diagram tekanan total, sehingga:

$$P_a = K_a.q.H + \tfrac{1}{2}.K_a.\gamma.H_1^2 + K_a.\gamma.H_1.H_2 + \tfrac{1}{2}(K_a.\gamma' + \gamma_w)\,H_2^2 \tag{3-32}$$

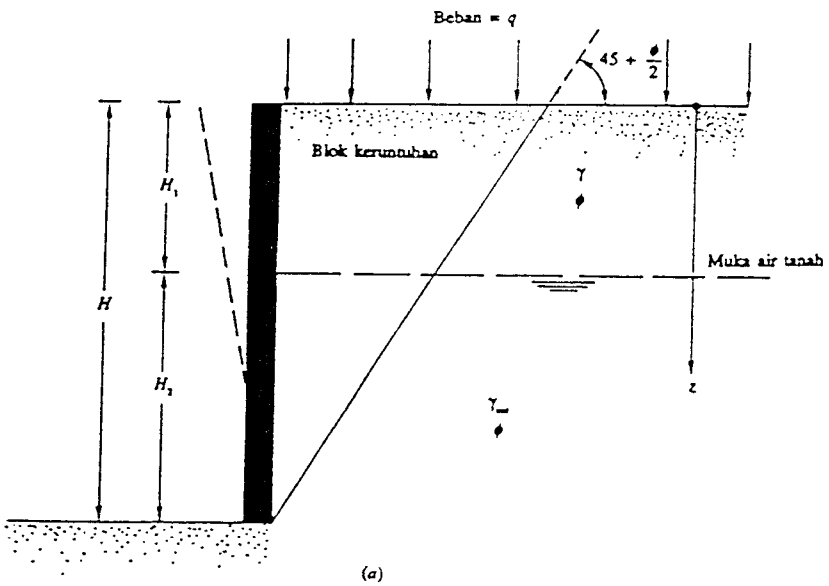
Kondisi pasif: Gambar 3.11a menunjukkan suatu tembok penahan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.10a. Tekanan tanah pasif efektif (menurut

Rankine) yang bekerja pada tembok penahan di segala kedalaman adalah:

$$\sigma_p' = K_p.\sigma_v'$$

Dengan menggunakan persamaan di atas, variasi σ_p' dengan kedalaman dapat kita tentukan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.11b. Untuk berbagai tekanan air pada tembok dengan kedalaman diberikan dalam Gambar 3.11c. Gambar 3.11d menunjukkan distribusi tekanan total σ_p dengan kedalaman. Gaya pasif total per satuan lebar tembok merupakan luasan dari diagram tekanan total yang diberikan dalam Gambar 3.11d, atau:

$$P_p = K_p.q.H + \tfrac{1}{2}.K_p.\gamma.H_1^2 + K_p.\gamma.H_1.H_2 + \tfrac{1}{2}(K_p.\gamma' + \gamma_w)H_2^2 \qquad (3\text{-}33)$$



Gambar 3.11 Distribusi tekanan tanah pasif pada tembok dengan urugan tanah tak berkohesi (c = 0) yang terendam air sebagian dan diberi beban luar (surcharge). (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

arah horisontal menjadi sama dengan *nol* menggunakan persamaan 3-15 sebagai berikut:

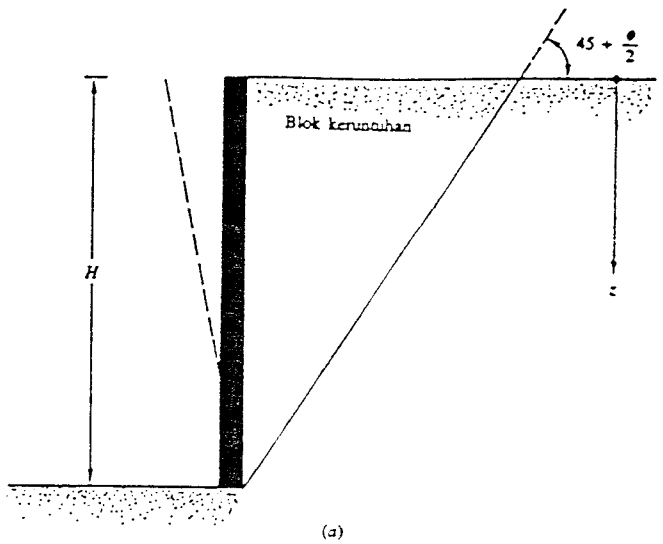
$$K_a.\gamma.z_0 - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

atau

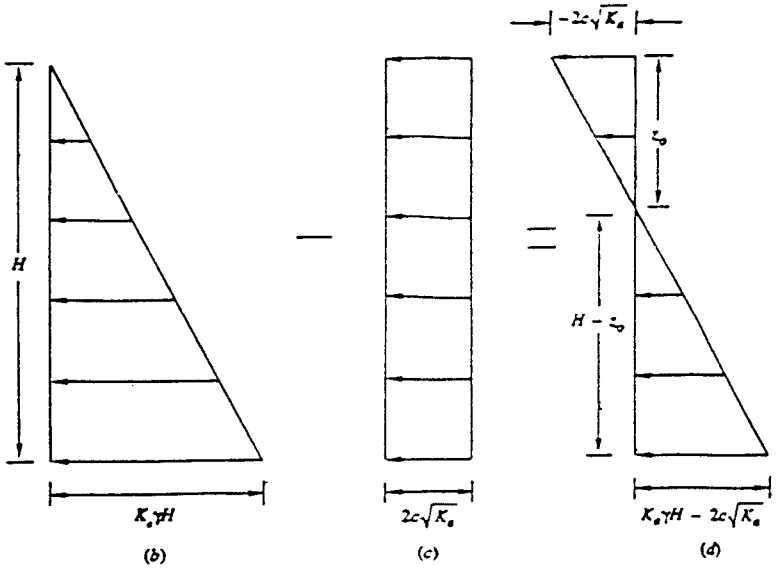
$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (3-34)$$

Untuk kondisi *undrained* (air tidak sempat mengalir keluar) yaitu, $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45) = 1$ dan $c = c_u$ (kohesi dalam keadaan *undrained*).

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \qquad (3-35)$$



Gambar 3.12 Distribusi tekanan tanah aktif (menurut Rankine) pada tembok dengan urugan yang berkohesi
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)



Gambar 3.12 Lanjutan

Jadi retak akibat tarikan pada bidang batas antara tembok dengan urugan akan terbentuk sampai dengan kedalaman z_0.

Gaya aktif total per satuan lebar tembok merupakan luasan dari diagram tekanan total (3-12d)

$$P_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2 - 2c\sqrt{K_a}H \qquad (3-36)$$

Pada saat $\phi = 0$, maka;

$$P_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2 - 2c_u.H \qquad (3-37)$$

Dalam praktek retak akibat tarikan biasanya diperhitungkan dalam menghitung gaya aktif total. Karena timbulnya retak pada tanah di belakang tembok tersebut, maka distribusi tekanan tanah aktif yang diperhitungkan adalah pada kedalaman antara z_0 dan H (Gambar 3.12d). Hal ini kerena setelah retak

akibat tarikan terjadi, maka tidak ada kontak lagi antara tanah dengan tembok. Dalam kasus ini:

$$P_a = \frac{1}{2}(K_a.\gamma.H - 2cH\sqrt{K_a}\left[H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}\right] \qquad (3-38)$$

$$= \frac{1}{2}.K_a.\gamma.H^2 - 2cH\sqrt{K_a} + 2\frac{c^2}{\gamma}$$

Bila $\phi = 0$, maka

$$P_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2 - 2c_u.H + 2\frac{c_u}{\gamma} \qquad (3-39)$$

Kondisi pasif: Gambar 3.13 menunjukkan suatu tembok penahan dengan urugan di belakangnya seperti yang diberikan dalam Gambar 3.12a. Tekanan tanah pasif menurut Rankine yang bekerja pada tembok di kedalaman z dapat diberikan dengan persamaan 3-18.

$$\sigma_p = K_p.\gamma.z = 2c\sqrt{K_p}$$

Pada saat $z = 0$, maka:

$$\sigma_p = 2c\sqrt{K_p} \qquad \mathbf{(3-40)}$$

Tapi bila $z = H$, maka:

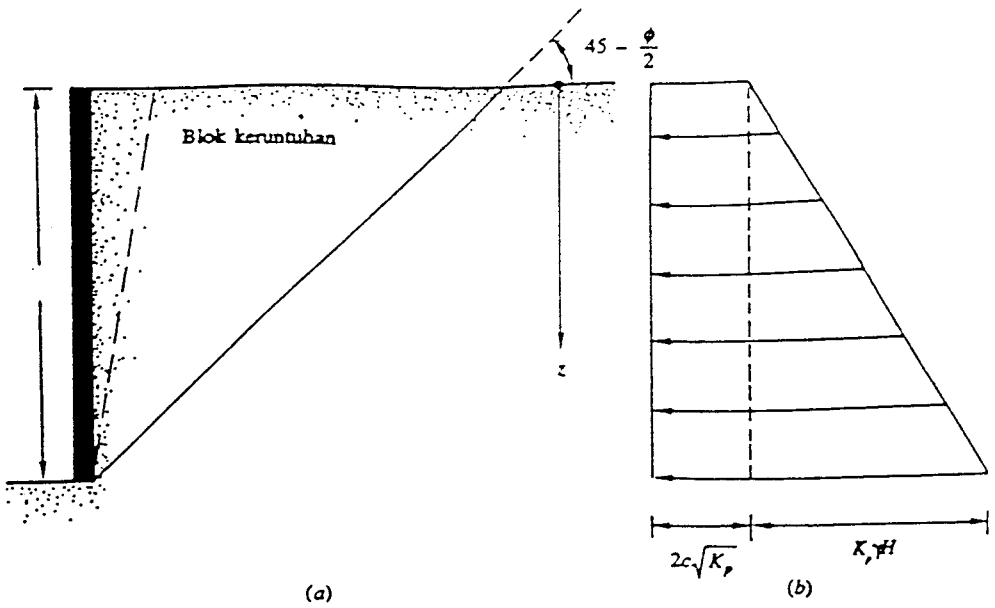
$$\sigma_p = K_p.\gamma.H + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (3-41)$$

Varisi harga σ_p dengan kedalaman diberikan dalam Gambar 3.13b. Gaya pasif per satuan lebar tembok merupakan luasan dari diagram tekanan, yaitu

$$P_p = \frac{1}{2} K_p . \gamma . H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \qquad (3-42)$$

Untuk keadaaan $\phi = 0$, $K_p = 1$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma . H^2 + 2c_u H \qquad (3-43)$$



Gambar 3.13 Distribusi tekanan tanah pasif (menurut Rankine) pada tembok dengan urugan tanah yang berkohesi (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

3.4 Tembok Penahan dengan Permukaan Kasar

Telah dipelajari tekanan tanah aktif dan pasif dengan anggapan bahwa permukaan tembok penahan adalah licin (tidak ada geseran antara tembok dan tanah). Kenyataannya, permukaan dari tembok penahan adalah kasar dan geseran terjadi antara permukaan tembok dengan tanah urugan di belakang tembok seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.14.

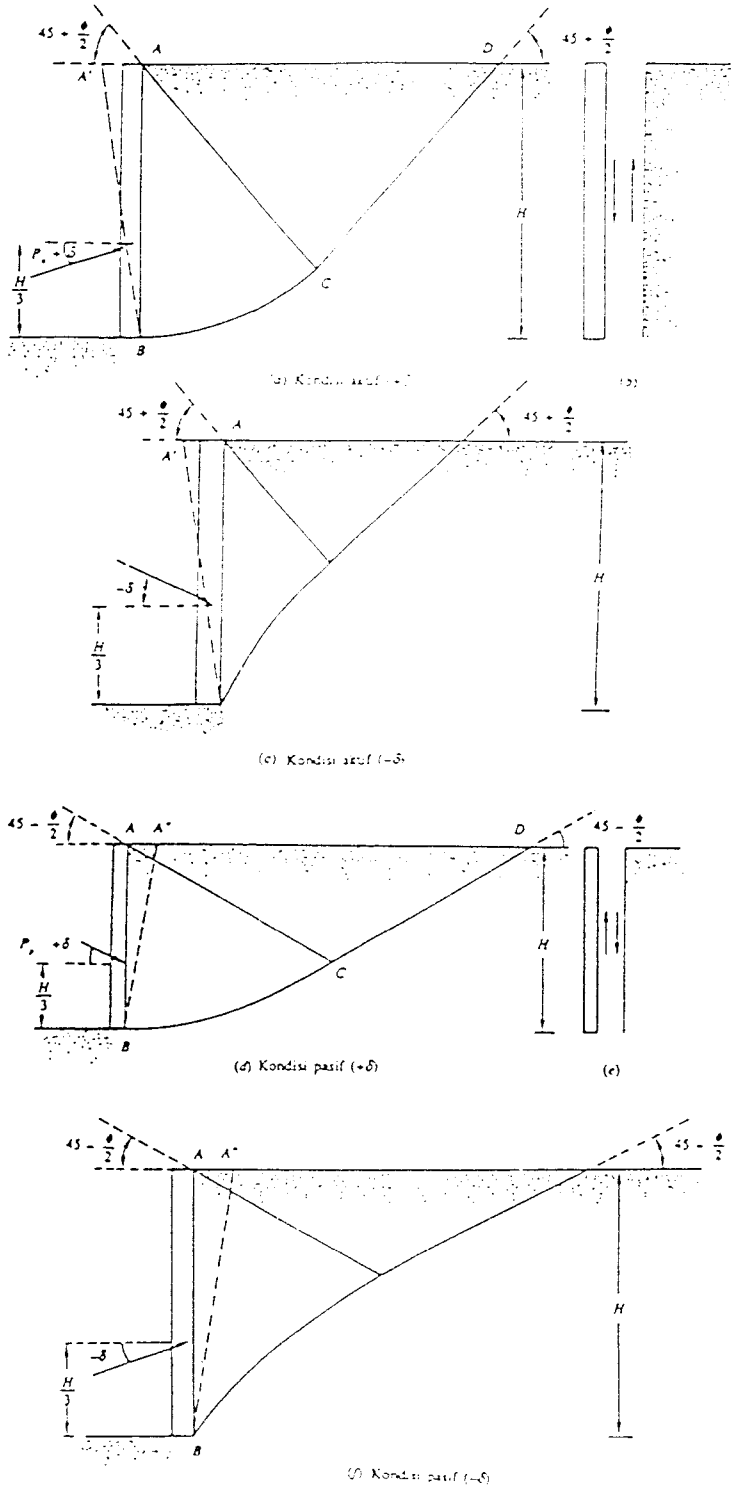
Kondisi aktif (Gambar 3.14a) akan terjadi bilamana tembok AB bergerak

dinamakan sebagai "geseran tembok positif dalam kondisi pasif" (*positive wall friction in the passive case*). Gaya pasif resultante P_p' akan miring dengan sudut δ terhadap normal dari muka bagian belakang tembok. Bidang longsor dalam tanah mempunyai bentuk lengkung pada bagian bawah BC, dan lurus pada bagian atas CD. Keadaan pasif menurut Rankine terjadi dalam zona ACD.

Apabila tembok yang ditunjukkan dalam Gambar 3.14d ditekan oleh suatu gaya arah ke bawah terhadap tanah urug. tentu saja gaya tanah pasif P_p akan berubah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.14f. Keadaan ini merupakan geseran tembok negatif dalam kondisi pasif,- δ(*negatif wallfriction in the passive case*). Gambar 3.14f juga menunjukkan perilaku bidang longsor di dalam tanah urugan dalam kondisi seperti tersebut di atas, Das, Braja M. (1985).

Untuk pertimbangan praktis, apabila urugan di belakang tembok adalah tanah berbutir yang lepas, sudut geser tembok δ diambil sama dengan sudut geser tanah ϕ. Untuk tanah berbutir yang padat, δ adalah lebih kecil dari ϕ dan biasanya berada dalam rentang:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi$$

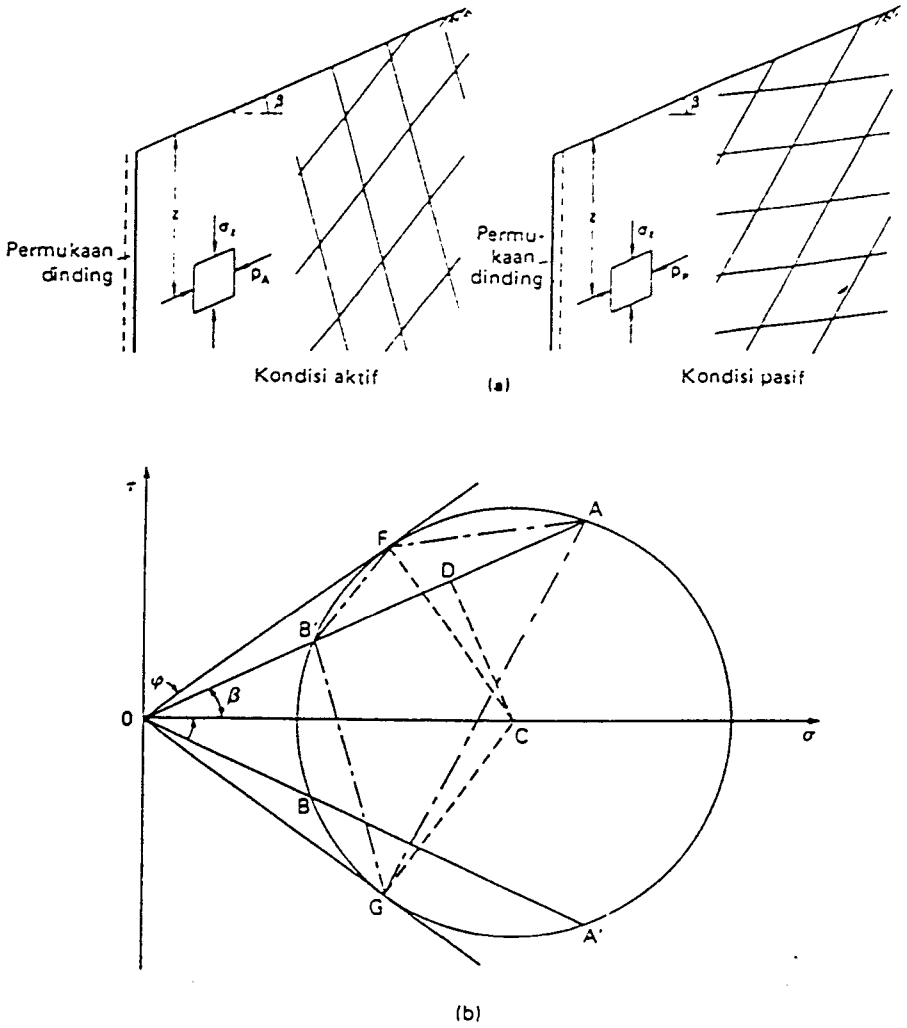


Gambar 3.14 Pengaruh geseran tembok terhadap bentuk dari bidang keruntuhan
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

3.5 Tekanan Tanah pada Permukaan Tanah Miring

Teori Rankine sekarang akan diterapkan pada kasus-kasus di mana permukaan tanah membentuk sudut konstan sebesar β terhadap horisontal. Diasumsikan bahwa tekanan-tekanan aktif dan pasif bekerja dalam arah sejajar dengan permukaan miring. Ditinjau suatu elemen tanah berbentuk rombus (*rhombit*), dengan sisi vertikal dan membentuk sudut β terhadap horisontal, pada kedalaman z dalam suatu massa tanah semi-takterbatas. Tegangan vertikal dan tekanan aktif atau pasif masing-masing membentuk sudut β terhadap sisi-sisi elemen tanah tersebut, seperti terlihat pada Gambar 3.15a. Selama tegangan-tegangan ini tidak tegak lurus terhadap bidang yang bersesuaian, maka tegangan ini bukanlah tegangan-tegangan utama.

Pada kasus aktif, tegangan vertikal pada kedalaman z di atas bidang yang membentuk sudut β terhadap horisontal dinyatakan dengan: $\sigma_z = \gamma z \cos\beta$ dan diwakili dengan jarak OA pada diagram tegangan, Gambar 3.15b. Jika ekspansi lateral tanah cukup besar sehingga mempengaruhi kondisi keseimbangan plastis, maka lingkaran Mohr yang mewakili keadaan tegangan pada elemen tersebut harus melalui titik A (sedemikian rupa sehingga bagian terbesar dari lingkaran tersebut terletak pada bagian A yang menuju ke arah titik asal) dan menyentuh selubung keruntuhan tanah. Tekanan aktif P_a diwakili oleh OB (besarnya sama dengan OB' secara numerik) pada diagram tersebut, Craig, R. F. (1987).



Gambar 3.15 Kondisi aktif dan pasif untuk permukaan yang miring
(Sumber: Craig R F., Mekanika Tanah 1994)

Jika $c = 0$, hubungan antara P_a dan σ_z, yang memberika koefisien tekan tanah aktif, dapat diturunkan dari diagram.

$$K_a = \frac{P_a}{\sigma_z} = \frac{OB}{OA} = \frac{OB'}{OA} = \frac{OD - AD}{OD + AD}$$

Sekarang,

$$OD = OC \cos\beta$$

$$AD = \sqrt{(OC^2 \sin^2 \phi - OC^2 \sin^2 \beta)} \qquad (3-44)$$

Karena itu,

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}$$

Jadi, tekanan aktif yang bekerja paralel terhadap kemiringan adalah:

$$p_a = K_a \gamma z \cos\beta \qquad (3-45)$$

Dan gaya dorong aktif total pada suatu dinding vertikal dengan tinggi H adalah:

$$p_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos\beta \qquad (3-46)$$

Pada kasus pasif, tegangan vertikal γ_z diwakili oleh jarak CB' dalam Gambar 3.15b. Lingkaran mohr yang mewakili suatu keadaan tegangan pada elemen, setelah kondisi kesetimbangan plastis akibat kompresi lateral terbentuk, harus melalui B' (sedemikian rupa sehingga bagian terbesar dari lingkaran tersebut terleteak pada bagian B' yang menjauhi arah titik asal) dan menyinggung selubung keruntuhan. Tekanan pasif P_p dinyatakan oleh CA' (yang besarnya secara numerik sama dengan OA) dan jika $c = 0$, koefisien tekanan pasif (sama dengan P_p/σ_z) diberikan oleh:

$$K_p = \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}} \qquad (3-47)$$

Tekanan pasif, yang bekerja sejajar dengan kemiringan, diberikan oleh:

$$P_p = K_p \gamma z \cos\beta \qquad (3-48)$$

dan tahanan pasif total pada suatu dinding vertikal dengan tinggi H adalah

$$P_p = \tfrac{1}{2} K_p \gamma H^2 \cos\beta \qquad (3-49)$$

Tekanan-tekanan aktif dan pasif tentu saja dapat diperoleh secara grafis dari Gambar 3.15b. Rumus di atas hanya berlaku bila parameter kekuatan geser *c* adalah *nol*, bila *c* lebih besar dari *nol* cara grafis harus digunakan.

Arah kedua bidang runtuh dapat diperoleh dari Gambar 3.15b. Pada kasus aktif, koordinat titik-A menyatakan keadaan tegangan pada suatu bidang yang membentuk sudut β terhadap horisontal, karena itu titik-B' merupakan titik asal bidang. (sebuah garis yang ditarik dari titik asal bidang akan memotong keliling lingkaran pada sebuah titik dimana koordinatnya mewakili suatu keadaan tegangan pada bidang yang sejajar dengan garis tersebut). Keadaan tegangan pada suatu bidang vertikal diwakili oleh koordinat titik-B. Bidang-bidang runtuh yang terlihat dalam Gambar 3.15a, sejajar dengan B'F dan B'G (F dan G terletak pada selubung keruntuhan). Pada kasus pasif, koordinat titik-B' menyatakan keadaan tegangan pada sebuah bidang yang membentuk sudut β terhadap horisontal, karena itu titik-A merupakan titik asal bidang tersebut. Keadaan tegangan pada sebuah bidang vertikal diwakili oleh koordinat titik-A'. Bidang-bidang runtuh pada kasus pasif berarah sejajar dengan AF dan AG.

3.6 Teori Elastisitas Tekanan ke Samping pada Tembok Penahan Akibat Beban

3.6.1 Beban titik

Boussinesq (1883) telah memecahkan masalah yang berhubungan dengan penentuan tegangan-tegangan pada sembarang titik paada sebuah medium yang homogen, elastis, dan isotropis dimana medium tersebut adalah berupa ruang yang luas tak terhingga dan pada permukaannya bekerja sebuah beban terpusat (beban titik). Menurut Gmbar 3.16, rumus Boussinesq untuk tegangan normal pada titik - A yang diakibatkan oleh beban terpusat P adalah;

$$\Delta p_x = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3x^2 z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2 z}{L^3 r^2}\right]\right\} \qquad (3-50a)$$

$$\Delta p_y = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3y^2 z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2 z}{L^3 r^2}\right]\right\} \qquad (3-50b)$$

Dan

$$\Delta p_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} \qquad (3-51)$$

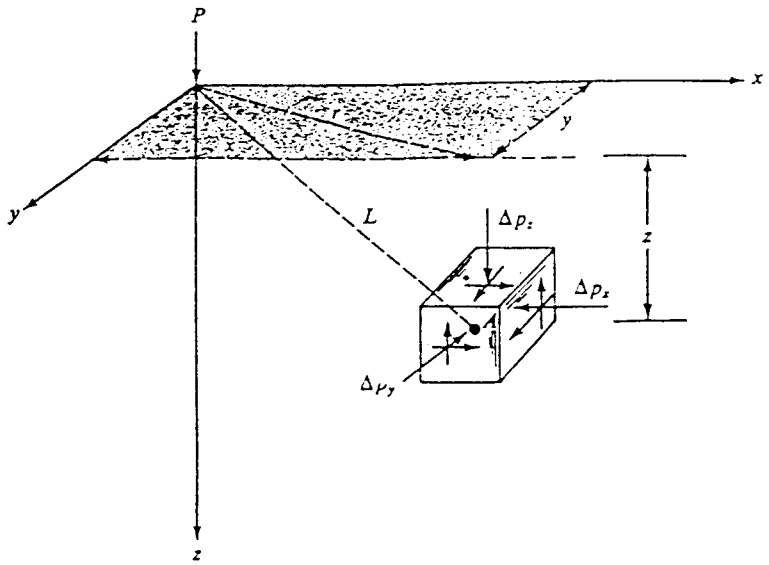
Dimana:

$r = \sqrt{(x^2+y^2)}$

$L = \sqrt{(x^2+y^2+z^2)}$

μ = angka poisson

Harus diingat bahwa persamaan-persamaan (3-50a) dan (3-50b), yang merupakan tegangan-tegangan normal dalam arah horisontal, adalah tergantung pada angka Poisson mediumnya. Sebaliknya, tegangan arah vertikal, Δp_z, seperti pada persamaan (3-51) tidak tergantung pada angka Poissson, (Das, Braja, M., Mekanika Tanah Jilid I, 1994).



Gambar 3.16 Tegangan-tegangan pada suatu media elastis yang disebabkan oleh beban titik
(Sumber: Braja M. Das, Mekanika Tanah, jilid I, 1994)

Akan diterapkan Persamaan (3-50a) untuk menentukan besarnya tekanan ke samping yang bekerja pada suatu tembok penahan yang disebabkan oleh beban terpusat Q yang diletakkan pada permukaan tanah urugan di belakang tembok, seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.16a. Apabila beban Q diletakkan seperti yang ditunjukkan dalam gambar, kita dapat memasukkan harga $y = 0$ dalam Persamaan 3-50a. Anggap $\mu = 0{,}5$ sehingga dapat dituliskan:

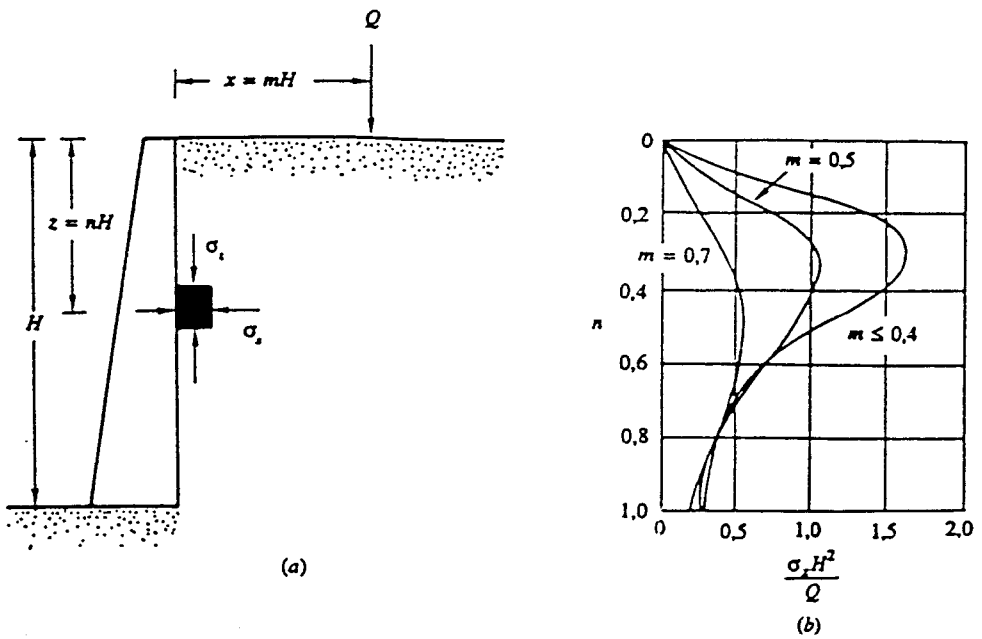
$$\Delta p_x = \sigma_x = \frac{Q}{2\pi}\left(\frac{3x^2 z}{L^5}\right) \qquad (3-52)$$

dengan

$$L = \sqrt{x^2 + z^2}$$

Dengan memasukkan harga $x = mH$, dan z = nH ke dalam persamaan (3-52) maka didapat:

$$\sigma_x = \frac{3Q}{2\pi H^2}\frac{m^2 n}{(m^2+n^2)^{5/2}} \qquad (3-53)$$



Gambar 3.17 (a) Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban titik berdasarkan pada tiori elastisitas;(b) Grafik dari n vs $(\sigma_x H^2)/Q$ [Persamaan (3-54) dan (3-55)]. (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah 2, 1994)

Tegangan horisontal yang dinyatakan oleh persamaan (3-53) tidak mencakup pengaruh perlawanan tembok. Hal ini diselidiki oleh Gerber (1929) dan Spangler (1938) yaitu dengan cara melakukan pengetesan dengan skala besar. Dari hasil eksperimen mereka, Persamaan (3-53) ini dimodifikasi sedemikian rupa

sehingga sesuai dengan keadaan sebenarnya.

Untuk **m > 0,4** didapatkan:

$$\sigma_x = \frac{1,77Q}{H^2}\frac{m^2n^2}{(m^2+n^2)^3} \qquad (3-54)$$

Untuk **m < 0,4**

$$\sigma_x = \frac{0,28Q}{H^2}\frac{n^2}{(0,16+n^2)^3} \qquad (3-55)$$

Penggambaran tak berdimensi dari n dengan $(\sigma_x H^2)/Q$ untuk $m > 0,4$; $m = 0,5$ dan 0,7 diberikan dalam Gambar 3-17b.

3.6.2 Beban garis

Gambar 3.18a menunjukkan distribusi tekanan arah horisontal yang bekerja pada tembok (muka tembok sebelah belakang adalah tegak), yang disebabkan oleh beban garis yang diletakkan sejajar dengan puncak (bagian atas) tembok penahan. Bentuk modifikasi dari persamaan [serupa dengan persamaan (3-54) dan (3-55) untuk beban titik] untuk beban garis adalah sebagai berikut:

Untuk; **m > 0,4**

$$\sigma_x = \frac{4q}{\pi H}\cdot\frac{m^2n}{(m^2+n^2)^2} \qquad (3-56)$$

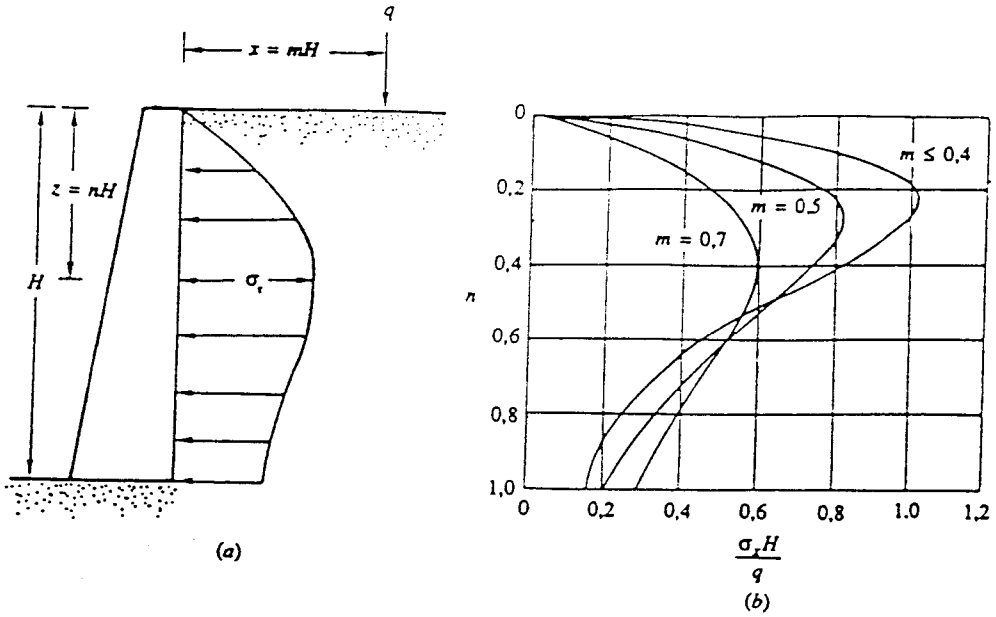
Untuk; **m ≤ 0,4**

$$\sigma_x = \frac{0,203q}{H}\cdot\frac{n}{(0,16+n^2)^2} \qquad (3-57)$$

dengan:

q = beban per satuan panjang

Penggambaran tak berdimensi dari n dan $(\sigma_x H)/q$ diberikan dalam Gambar 3.18b.



Gambar 3.18 (a) Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban garis; (b) Grafik dari n vs $(\sigma_x H)/q$ [persamaan (3-56) dan (3-57)] (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)

3.6.3 Beban lajur

Gambar 3.19 menunjukkan beban lajur sebesar q per satuan luas terletak pada jarak m_1 dan tembok yang mempunyai ketinggian H. Menurut teori elastisitas, tegangan arah horisontal σ_x pada kedalaman z, yang bekerja pada t dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_x = \frac{q}{H}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha) \qquad (3-58)$$

Sudut α dan β dapat dilihat dalam Gambar 3.19. Untuk perilaku tanah yang

sesungguhnya, persamaan diatas dapat dimodifikasi menjadi:

$$\sigma_x = \frac{2q}{H}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha) \qquad (3-59)$$

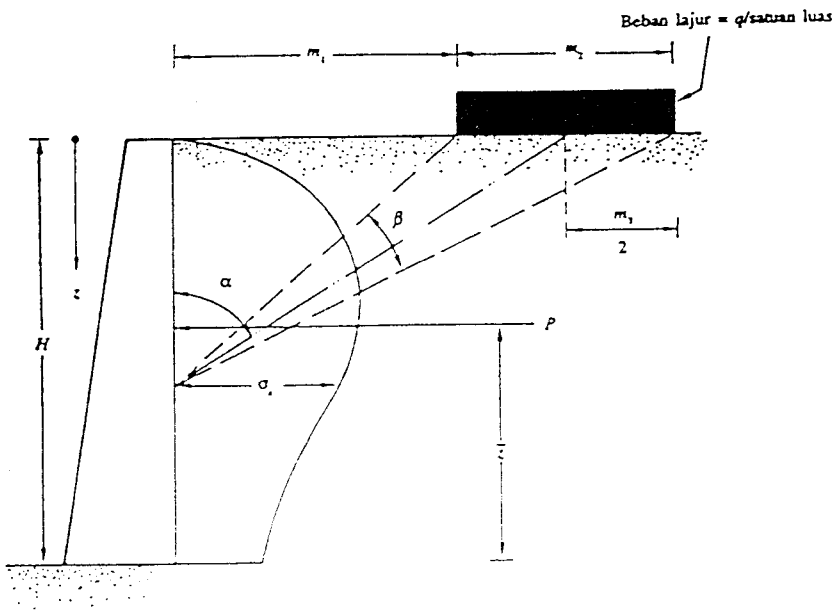
Perilaku distribusi tegangan σ_x dengan kedalaman diberikan dalam Gambar 3.19. Gaya P, per satuan lebar tembok yang disebabkan oleh beban lajur dapat dihitung dengan cara mengintegrasikan σ_x dengan batas-batas dari z sama dengan nol sampai dengan H. Jarquio (1981) telah menuliskan besarnya P dalam bentuk sebagai berikut,

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_1 - \theta_2)] \qquad (3-60)$$

Dengan

$$\theta_1(derajat) = \tan^{-1}\left(\frac{m_1}{H}\right) \qquad (3-61)$$

$$\theta_2(derajat) = \tan^{-1}\left(\frac{m_1 + m_2}{H}\right) \qquad (3-62)$$



Gambar 3.19 Tekanan ke samping pada tembok yang disebabkan oleh beban lajur (Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, Jilid 2, 1994)

3.7 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah dikatakan stabil bila mampu menahan gaya-gaya eksternal dan gaya internal yang mempengaruhi.

3.7.1 Stabilitas terhadap gaya-gaya eksternal

Akibat gaya-gaya eksternal (gaya yang diakibatkan oleh tanah maupun air) yang mempengaruhi secara langsung terhadap dinding penahan tanah, maka akan terjadi penggulingan maupun penggeseran. Agar tetap stabil, maka dinding penahan tanah harus mampu melawan momen maupun gaya geser yang terjadi. Disamping itu daya dukung tanah yang berada di bawah dinding penahan tanah tidak terlampaui. Untuk lebih jelasnya yaitu:

1. Stabilitas terhadap penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan, adalah kemampuan konstruksi untuk tetap stabil akibat momen aktif yang disebabkan oleh gaya tanah aktif atau air (Gambar 3.20). Sedangkan yang menahannya adalah momen pasif yang disebabkan oleh:

- berat sendiri konstruksi termasuk beban yang bekerja di atasnya,
- momen akibat tekanan tanah pasif (bila tanah pasifnya ditinjau).

Faktof keamanan terhadap penggulingan (SF_{guling}):

$$SF_{guling} = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_0} = \frac{\Sigma M_r}{(\Sigma M_a - \Sigma M_p)} \geq 2{,}0 \qquad (3 - 63)$$

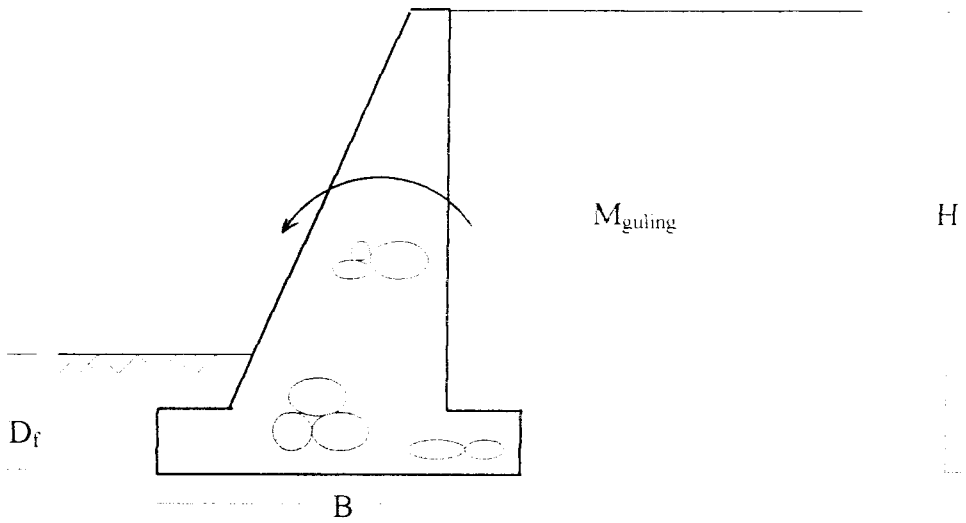
dimana:

M_r = Momen yang menahan gulingan,

M_0 = Momen yang menyebabkan penggulingan,

M_a = Momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah aktif,

M_p = momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah pasif.



Gambar 3.20 Tinjauan stabilitas terhadap bahaya guling

2. Stabilitas terhadap penggeseran

Stabilitas terhadap penggeseran adalah kemampuan konstruksi untuk tetap stabil akibat gaya tanah aktif dan air secara horisontal (Gambar 3.21). Sedangkan yang menahannya adalah:

- Berat konstruksi itu sendiri termasuk beban yang berada di atasnya.
- Sudut geser antara tanah dengan dasar telapak dinding penahan.
- Gaya tanah pasif, (bila tanah pasifnya ditinjau).

Dalam perekayasaan penulis tetap/menggunakan tanah pasif, sehingga faktor keamanan yang digunakan bernilai 2,0 (dua).

Faktor keamanan terhadap penggeseran (FS_{geser}):

$$SF_{geser} = \frac{\Sigma F_r}{\Sigma P_0} = \frac{\Sigma V.\mu}{\Sigma P_0} = \frac{\Sigma V.\tan\delta}{(\Sigma P_a - \Sigma P_p)} \geq 2,0 \qquad (3 - 64)$$

dimana:

F_r = Gaya yang menahan terhadap penggeseran,

P_0 = Gaya yang mendorong (penyebab penggeseran),

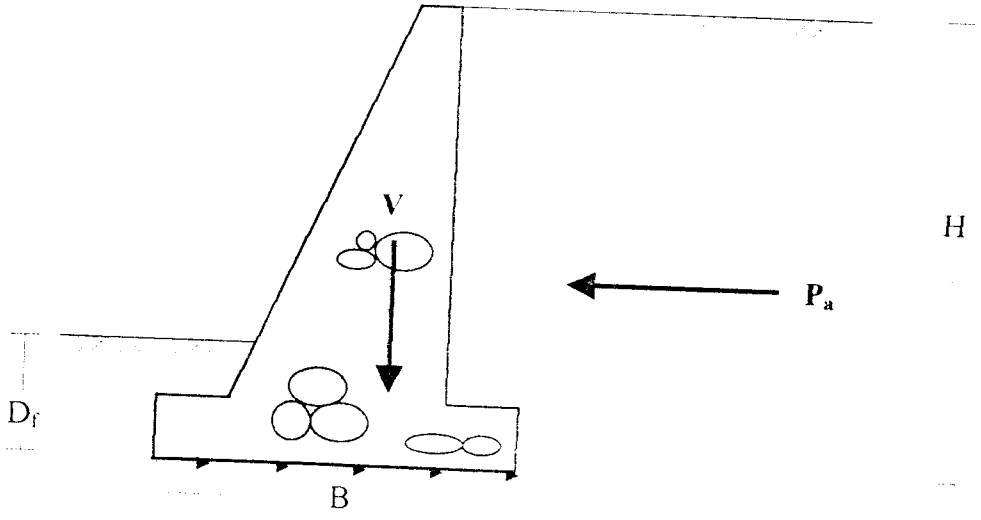
μ = Koefisien gesekan antara dasar dinding penahan dengan tanah

= tan δ,

δ = sudut gesekan antara dasar dinding penahan dengan tanah,

P_a = Gaya tanah aktif mendatar.

P_p = Gaya tanah pasif mendatar.



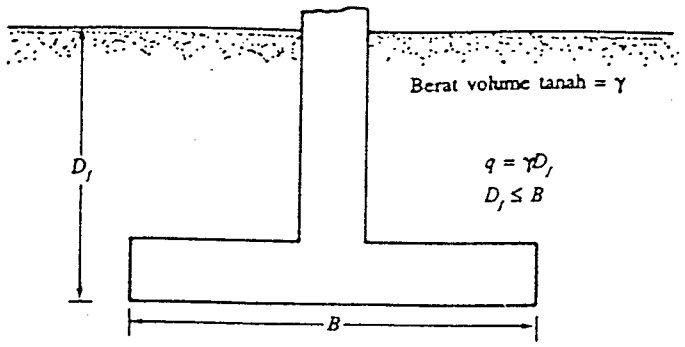
Gambar 3.21 Tinjauan stabilitas terhadap bahaya geser

3. Daya dukung tanah di bawah dinding penahan tidak terlampaui

Daya dukung atau kapasitas dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban yang berada di atasnya. Kapasitas dukung dicapai dengan menggunakan faktor keamanan (SF) yang sesuai dengan kapasitas dukung ultimit. Faktor kemanan diambil sebesar 2,0 (dua) untuk tanah berbutir dan 3,0 (tiga) untuk tanah kohesif.

Daya tanah yang terjadi pada dasar dinding penahan tanah berpedoman pada daya dukung pondasi dangkal menerus menurut Terzaghi.

Menurut Terzaghi (1943) suatu pondasi didefinisikan sebagai pondasi dangkal apabila kedalaman (D_f), adalah kurang atau sama dengan lebar pondasi (B) (Gambar 3.22).



Gambar 3.22 Pondasi dangkal (lajur)
(Sumber: Das, Braja M., Mekanika Tanah, jilid 2, 1994)

Kapasitas dukung ultimit bruto untuk pondasi dangkal menerus:

$$\sigma_{ult\ bruto} = c.N_c + q^*.N_q + 0{,}5.B.\gamma.N_\gamma \qquad (3-65)$$

yaitu:

$$q^* = D_f . \gamma \qquad (3-66)$$

$$\sigma_{ult\ netto} = \sigma_{ult\ bruto} - (D_f \cdot \gamma) \qquad (3 - 67)$$

$$\bar{\sigma}_{tanah(netto)} = \frac{\sigma_{ult\ netto}}{SF} \qquad (3 - 68)$$

Dalam perencanaan:

$$\sigma_{perekayasaan} \leq \bar{\sigma}_{tanah(netto)} \qquad (3 - 69)$$

dimana:

q* = Beban per satuan luas pondasi,

D_f = Kedalaman telapak pondasi dari permukaan tanah,

γ = Berat volume tanah,

$\sigma_{ultimit\ bruto}$ = Kapasitas batas dukung tanah bruto,

$\sigma_{ultimit\ netto}$ = Kapasitas batas dukung tanah netto,

$\sigma_{tanah\ netto}$ = Kapasitas dukung tanah netto yang diijinkan.

4. Tegangan yang disebabkan oleh dinding penahan tanah

Jarak antara titik-A (berada di ujung sebelah kiri telapak dinding penahan) ke resultante gaya:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma V} \qquad (3 - 70)$$

Jarak antara resultante gaya ke tengah dasar dinding penahan tanah,

$$e = \bar{x} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6} \qquad (3 - 71)$$

- Bila eksentrisitas (e) bernilai negatif, berarti resultante gaya berada di sebelah kiri tengah dasar dinding penahan tanah,

- Bila eksentrisitas (e) bernilai positif, berarti resultante berada di sebelah kanan tengah dasar dinding penahan,
- Untuk menghindari "tegangan tarik" pada tanah, maka eksentrisitas disarankan berada dalam inti (*kern*), yaitu berada di *1/3* lebar tengah dasar dinding penahan tanah (Gambar 3.23).

Tegangan yang terjadi:

$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V}{B.L}\left[1 + \frac{6.e}{B}\right] \leq \sigma_{\text{tanah net}} \qquad (3 - 72)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{B.L}\left[1 - \frac{6.e}{B}\right] \geq 0 \qquad (3 - 73)$$

dimana:

ΣV = Jumlah gaya vertikal akibat beban sendiri konstruksi,

ΣM = Jumlah momen yang menyebabkan terjadinya tegangan pada tanah,

M_r = Momen yang menahan,

M_0 = Momen yang menyebabkan tegangan pada tanah,

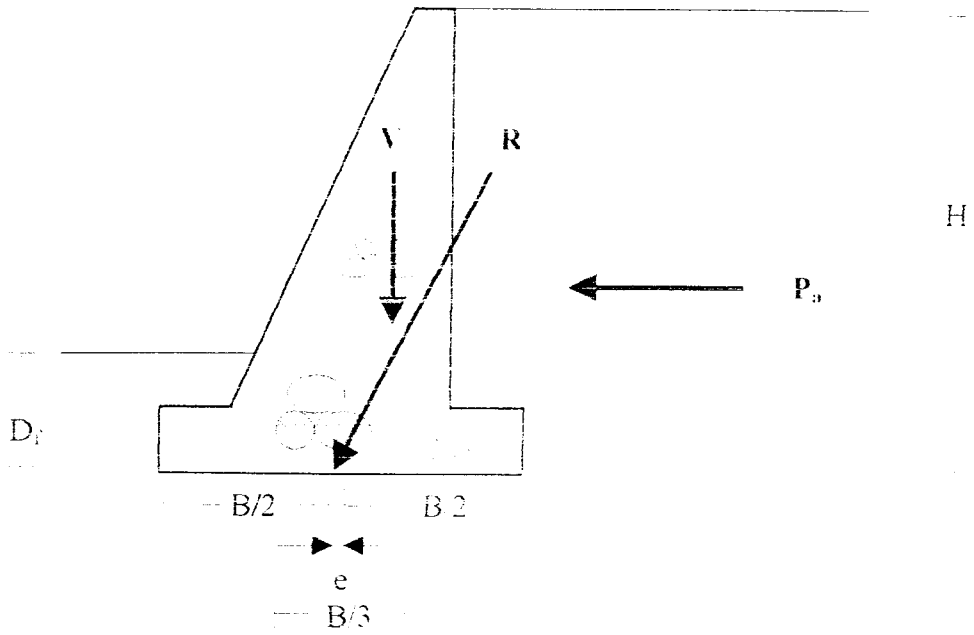
M_a = Momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah altif,

M_p = Momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah pasif,

x = Jarak antara eksentrisitas (e) ke titik tinjauan (titik-A),

e = Eksentrisita (jarak antara resultante gaya ke tengah dasar dinding penahan tanah,

R = Resultante gaya.



Gambar 3.23 Letak resultante gaya berada di daerah inti

3.7.2 Stabilitas tarhadap gaya-gaya internal

Stabilitas terhadap gaya-gaya internal, adalah gaya yang ada pada dinding itu sendiri untuk mengatasi/menahan gaya eksternal yang mempengaruhi konstruksi. Stabilitas terhadap gaya internal ini, biasanya ditinjau pada titik-titik riskan, seperti halnya: tubuh dinding penahan, pertemuan antara tubuh dan telapak, kaki bagian depan dan tumit bagian belakang dinding penahan tanah.

Hal yang diperhitungkan dalam stabilitas terhadap gaya internal yaitu: Tinjauan terhadap tampang badan dinding penahan (Gambar 3.24).

- Tegangan desak:

$$\sigma_{desak} = \frac{\Sigma V_{t-t}}{b_{t-t} \cdot l} + \frac{\Sigma M_{t-t}}{W} \leq \sigma_{desak\ ijin} \qquad (3 - 74)$$

- Tegangan tarik:

$$\sigma_{tarik} = \frac{\Sigma V_{I-I}}{b_{I-I}.L} - \frac{\Sigma M_{I-I}}{W} \leq \bar{\sigma}_{tarikbahan} \qquad (3 - 75)$$

dengan:

$$e = \frac{\Sigma M_{I-I}}{\Sigma V_{I-I}} \qquad (3 - 76)$$

- Tegangan geser:

$$\tau = \frac{3}{2}\frac{D_{I-I}}{b_{I-I}.L} \leq \bar{\tau}_{bahan} \qquad (3 - 77)$$

dimana:

σ_{dsk} = Tegangan desak yang terjadi akibat gaya eksternal pada tampang (I-I),

σ_{trk} = Tegangan tarik yang terjadi akibat gaya eksternal pada tampang (I-I),

ΣV_{I-I} = Jumlah gaya vertikal akibat berat konstruksi itu sendiri,

ΣP_a = Jumlah gaya lateral akibat tekanan tanah aktif pada tampang (I-I),

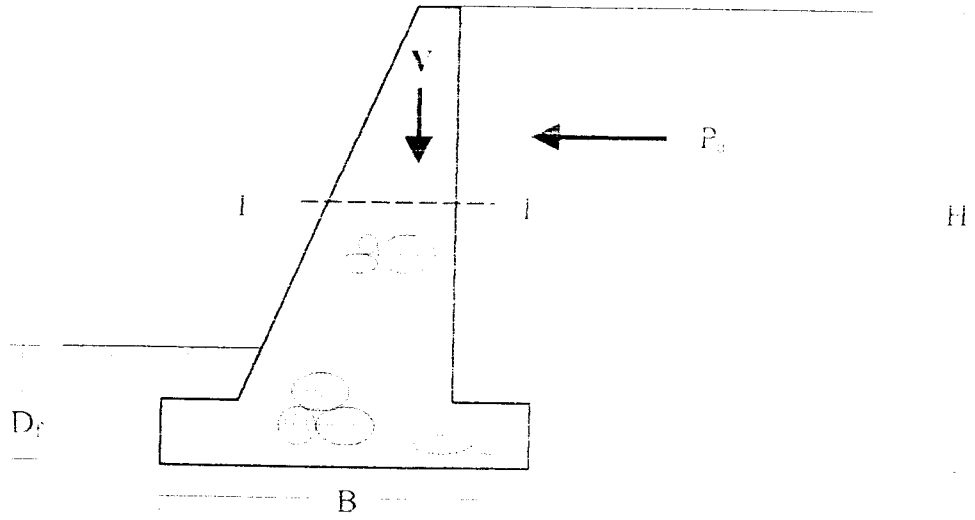
ΣM_{I-I} = Jumlah momen yang terjadi pada tampang (I-I),

W = Tahanan momen pada tampang (I-I),

b_{I-I} = Lebar tampang (I-I),

D_{I-I} = Gaya yang menyebabkan terjadinya penggeseran pada tampang (I-I),

L = Panjang tinjauan = 1,00 m terhadap bidang gambar tampang (I-I)



Gambar 3.24 Tinjauan stabilitas terhadap gaya internal

Tinjauan terhadap tampang pada kaki depan atau belakang (tumit), lihat (Gambar 3.25).

Tegangan ekstrim (tarik/tekan) yang terjadi:

$$\sigma_{ekstrim} = \pm \frac{\Sigma M_{IV-IV}}{W} \leq \bar{\sigma}_{tarikbahan} \qquad (3 - 78)$$

Tegangan geser yang terjadi:

$$\tau = \frac{2}{3} \cdot \frac{D_{IV-IV}}{b_{IV-IV} \cdot L} \leq \bar{\tau}_{bahan} \qquad (3 - 79)$$

dimana:

$\sigma_{ekstrim}$ = Tegangan (tarik/desak) yang terjadi akibat gaya eksternal pada tampang (IV-VI).

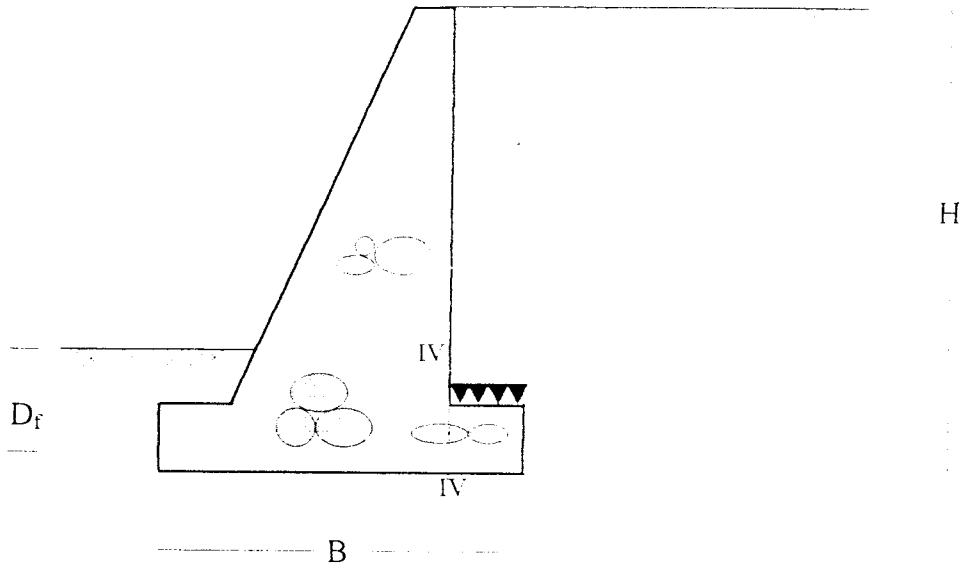
M_{IV-IV} = Momen yang terjadi pada tampang (IV-IV).

W = Tahanan momen pada tampang (IV-IV).

b_{IV-IV} = Lebar tampang (IV-IV),

D_{IV-IV} = Gaya penyebab geser pada tampang (IV-IV),

L = Panjang tinjauan ⊥1,00 m terhadap bidang gambar tampang (IV-IV),



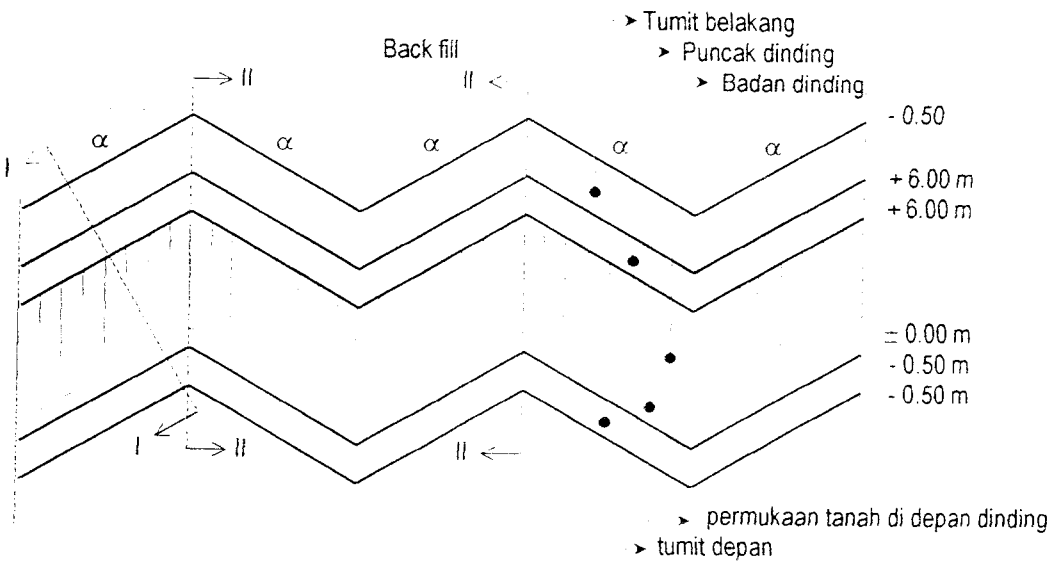
Gambar 3.25 Tinjauan terhadap patahnya kaki belakang

3.8 Bentuk serta Gaya- Gaya yang Terjadi pada Dinding Penahan Tanah Berbentuk Gerigi-Menerus

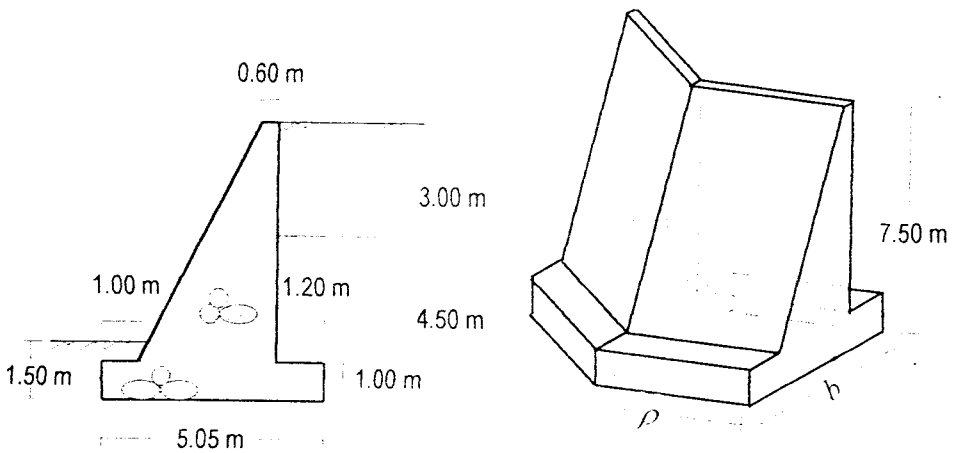
3.8.1 Bentuk dari dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi-menerus

Bentuk dinding penahan tanah yang biasa dikenal adalah dinding penahan tanah yang lurus-menerus. Meskipun terkadang membelok menuruti alur tanah yang akan dicegah kelongsorannya, baik bersudut runcing, tumpul maupun melingkar, namun dalam perhitungan (perekayasaannya) menggunakan dinding penahan tanah yang lurus-menerus. Bahan yang digunakan pada tikungan tersebut dianggap sama dengan perekayasaan terhadap dinding penahan tanah yang lurus-menerus.

Bentuk dari dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi-menerus adalah dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi secara menerus. Bentuk khusus dari dinding penahan tanah gerigi-menerus, akan berubah sesuai dengan keinginan atau sudut-dalam-gerigi yang digunakan. Tiap sudut yang berbeda akan mempunyai nilai efisiensi bahan yang berbeda pula. Lihat Gambar 3.26 dan Gambar 3.27.



Gambar 3.26 Tampak atas rencana dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus



Gambar 3.27 Potongan melintang dinding penahan tanah satu gerigi
(a) potongan I – I ; (b) potongan II – II dan III - III

3.8.2 Gaya eksternal yang terjadi pada dinding penahan tanah

Gaya eksternal yang mempengaruhi dinding penahan tanah akan terurai menjadi dua arah bagian. Terjadinya dua arah gaya tersebut karena bentuk dinding

penahan tanah yang bersudut (sudut-dalam-gerigi), lihat Gambar 3.28. Adapun kedua gaya tersebut adalah:

1. Tegak lurus ($\perp$) terhadap dinding penahan.
2. Sejajar ($//$) terhadap dinding panahan tanah.

Uraian dari kedua gaya yang mempengaruhi dinding penahan tanah yang berbentuk gerigi-menerus tersebut adalah sebagai berikut:

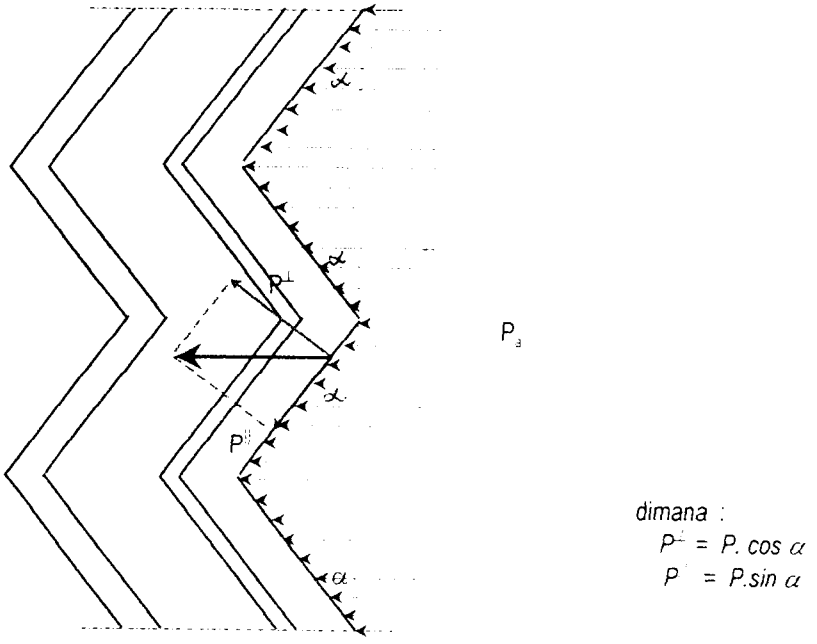
1. Gaya yang tegak lurus ($\perp$) dinding penahan tanah adalah gaya-gaya akibat tekanan tanah yang mengarah tegak lurus ke arah bagian dalam dinding penahan tanah. Sehingga gaya yang tegak lurus ($\perp$) yaitu hasil dari gaya tanah yang terjadi (P) dikalikan $cos\ \alpha$ (sudut-dalam-gerigi) yang digunakan, atau:

   $$P^{\perp} = P\ cos\ \alpha$$

2. Gaya yang sejajar ($//$) dinding penahan tanah adalah gaya-gaya akibat tekanan tanah yang sejajar dengan bagian dalam dinding penahan tanah. Sehingga gaya yang ($//$) yaitu hasil dari gaya tanah yang terjadi (P) dikalikan sin α (sudut-dalam-gerigi) yang digunakan, atau:

   $$P^{//} = P\ sin\ \alpha$$

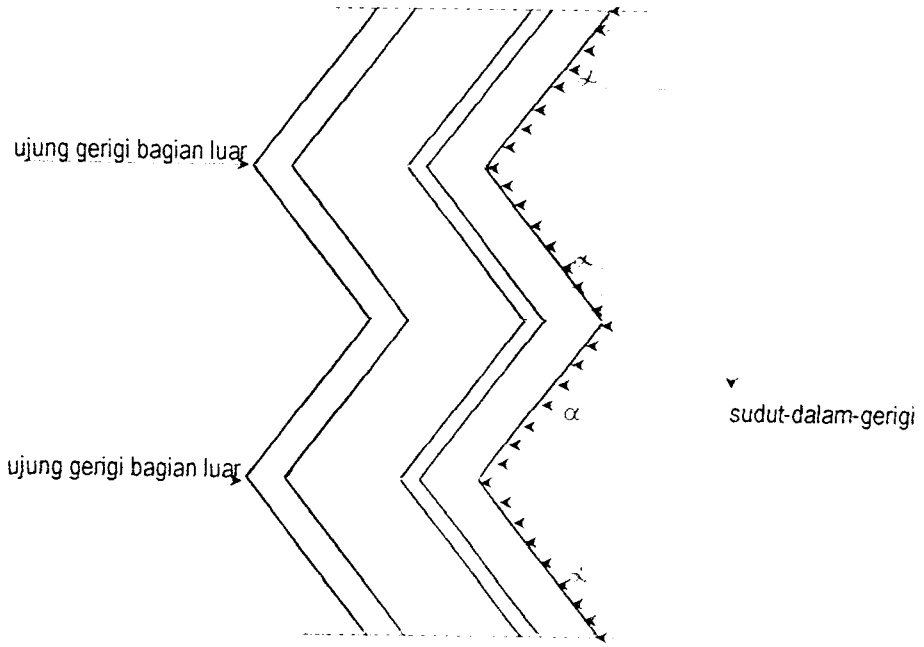
Gaya yang terjadi, baik yang tegak lurus maupun yang sejajar bagian dalam dinding penahan tanah, akan bekerja secara bersamaan.



Gambar 3.28 Uraian gaya lateral yang terjadi

3.8.3 Momen serta tegangan yang terjadi pada penampang akibat tekanan tanah

Akibat dari tekanan tanah lateral (yang tegak lurus maupun sejajar), akan menyebabkan terjadinya momen maksimum pada ujung gerigi bagian luar. Sedangkan yang dimaksudkan dengan ujung gerigi bagian luar adalah bagian gerigi yang terletak pada ujung luar, yang letaknya antara dua gerigi bagian dalam, lihat Gambar 3.29.



Gambar 3.29 Ujung gerigi bagian luar dan gerigi bagian dalam

Pada perhitungan momen pada ujung gerigi bagian luar, ujung gerigi bagian dalam dianggap sendi. Asumsi ini berdasarkan untuk tercapainya momen maksimum pada ujung gerigi bagian luar (potongan D-D') dan juga pada potongan E-E'.

Perhitungan momen serta tegangan yang terjadi akibat tekanan tanah lateral pada potongan D-D' adalah sebagai berikut, lihat Gambar 3.30.

Momen maksimum yang terjadi pada potongan D-D':

$$M_{(D-D')} = \frac{1}{8}.\Sigma P.L^2 \qquad (3 - 80)$$

Tegangan desak yang terjadi pada potongan D-D':

$$\sigma_{desak} = \frac{M.X_{kanan}}{I_x} + \frac{\Sigma P_x.\cos(90^\circ - \alpha).2}{t_{desak}} \qquad (3 - 81)$$

Tegangan tarik yang terjadi pada potongan D-D`:

$$\sigma_{tarik} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{II}.\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{tarik}} \qquad (3 - 82)$$

Perhitungan momen serta tegangan yang terjadi akibat tekanan tanah lateral pada potongan E-E' adalah sebagai berikut. lihat Gambar 3.30.

Momen yang terjadi pada potongan E-E`:

$$M_{(E-E')} = \frac{1}{8}.\Sigma P.L^2.\cos\alpha \qquad (3 - 83)$$

Tegangan desak yang terjadi pada potongan E-E`:

$$\sigma_{desak} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{II}.\cos(90^0 - 2\alpha)}{A_{desak}} \qquad (3 - 84)$$

Tegangan tarik yang terjadi pada potongan E-E`:

$$\sigma_{tarik} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{II}.\cos(90^0 - 2\alpha)}{A_{tarik}} \qquad (3 - 85)$$

Tegangan geser yang terjadi pada potongan E-E`;

$$D = (\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp}).(\rho - B.\tan\alpha) \qquad (3 - 86)$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}.D + P_a^{II}.\cos\alpha}{A_{tot}}\right] \qquad (3 - 87)$$

dimana:

M = Momen yang terjadi.

σ_{desak} = Tegangan desak pada penampang.

σ_{tarik} = Tegangan tarik pada penampang.

τ = Tegangan geser pada penampang yang ditinjauan,

X_{kanan} = Jarak antar garis netral dengan sisi kanan penampang,

X_{kiri} = Jarak antar garis netral dengan sisi kiri penampang,

I_y = Inersia penampang terhadap sumbu-Y,

$P_a^{//}$ = Gaya sejajar (//) terhadap bagian dalam dinding penahan

A_{tot} = Luas total penampang,

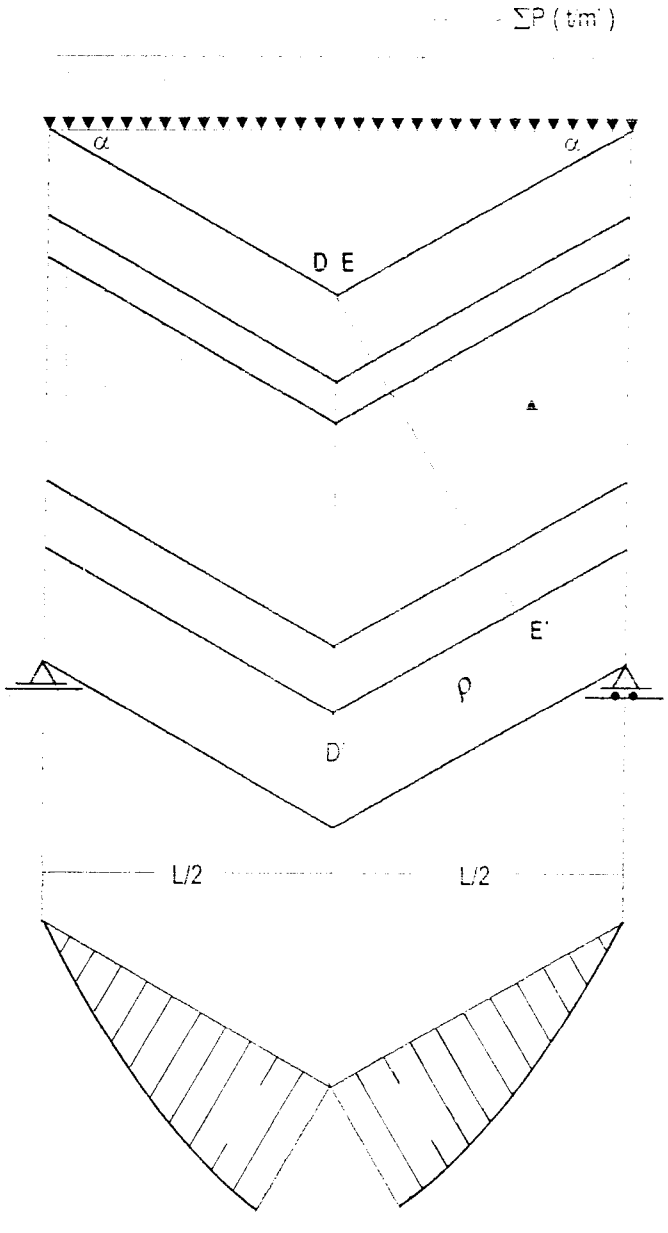
A_{desak} = Luas penampang yang mengalami desak,

A_{tarik} = Luas penampang yang mengalami tarik,

α = Sudut-dalam-gerigi,

ρ = Panjang sisi miring gerigi,

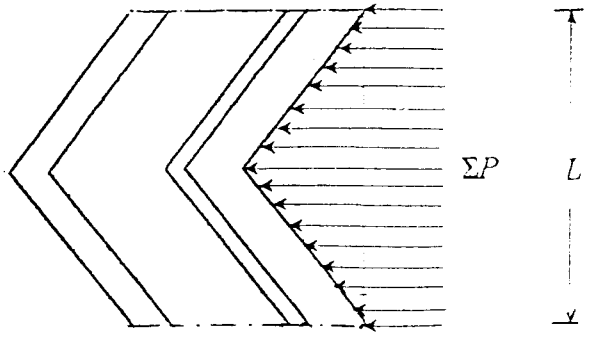
D = Gaya yang menyebabkan penggeseran.



Gambar 3.30 Letak dan terjadinya momen pada potongan D-D' dan E-E'

3.8.4 Kontrol akhir terhadap stabilitas geser ditinjau pada satu gerigi

Untuk mengetahui stabilitas akhir geser dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, maka ditinjau kemampuan satu gerigi dinding penahan tanah terhadap gaya lateral sepanjang bidang tinjauan. Untuk lebih jelasnya, lihat gambar 3.31.



Gambar 3.31 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi

Kontrol akhir stabilitas terhadap geser:

$$SF_{geser} = \frac{\Sigma V.(\rho.2).\mu}{\Sigma P.L} \qquad (3 - 88)$$

dimana:

SF_{geser} = Faktor keamanan terhadap penggeseran,

ΣV = Berat dinding penahan tanah ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar,

ρ = Panjang sisi miring gerigi,

μ = Koefisien gesekan antara dasar dinding penahan dengan tanah yang berada di bawahnya, (= tan δ),

δ = Sudutgesekan antar dasar dinding penahan dengan tanah yang berada di bawahnya,

ΣP = Jumlah gaya tanah aktif mendatar,

L = Panjang bidang tinjauan satu gerigi.

3.8.5 Cara menentukan Efisiensi bahan yang diperoleh

Ada (2) dua cara untuk menentukan Efisiensi bahan yang diperoleh dari dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus dengan dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus, yaitu:

1.) Efisiensi bahan diperoleh dengan cara membandingkan volume dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus yang diasumsikan menjadi dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus (perencanaan) terhadap volume dinding penahan tanah berbentuk gerigi menerus (yang direncanakan).

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan}{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} yang - direncanakan}) x100\%$$

2.) Efisiensi bahan diperoleh dengan cara membandingkan volume dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus yang diasumsikan menjadi dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus (perencanaan) terhadap volume dinding penahan tanah lurus menerus.

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan / \cos\alpha}{Vol^{\frown} \text{ yang - ada}}) x100\%$$

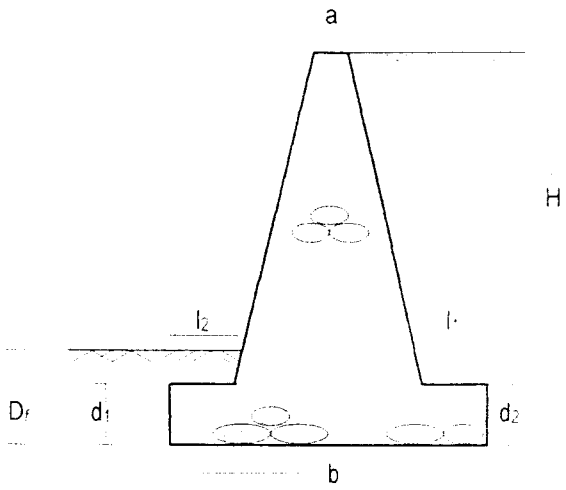
BAB IV

APLIKASI PERHITUNGAN DINDING PENAHAN TANAH

4.1 Metode Hitungan

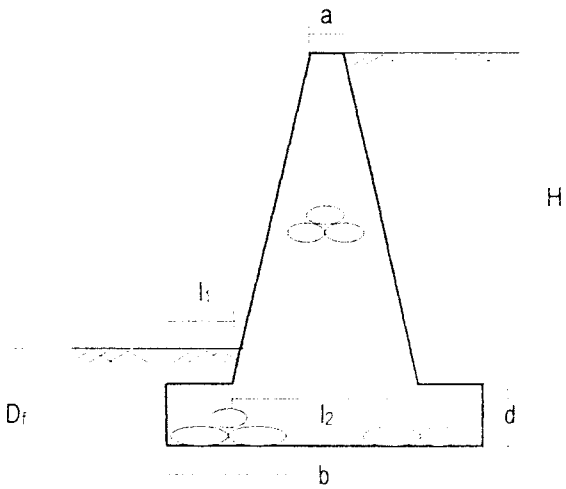
Metoda hitungan dalam menentukan ukuran dinding penahan tanah, umumnya dengan cara coba-coba banding, yang artinya ditetapkan dulu dimensinya baru kemudian dilakukan kontrol terhadap stabilitas eksternal maupun internal. Bilamana didapatkan kondisi daripada ukuran dinding penahan tanah dengan kestabilan yang tidak memenuhi syarat atau konstruksi terlalu kuat, maka ukuran perlu dirubah, 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 (Kabul Basah S.,Teknik Fondasi, Bagian I, 1993).

Konstruksi pasangan batu (*gravity wall*):



a = lebar puncak 30 cm ~ H/12
b = lebar dasar pondasi (0,50 ~0,70)H
D_f = disesuaikan dengan kondisisetempat
d_1 dan d_2 = tebal kaki dan tumit H/8 ~ H/6
l_1 dan l_2 = lebar kaki dan tumit (0,50 ~ 1,00) d

Gambar 4.1.1 Pedoman untuk langkah awal dalam pendimensian dinding penahan tanah (Sumber: Kabul Basah Suryolelono, teknik Fondasi Bagian I, 1993)



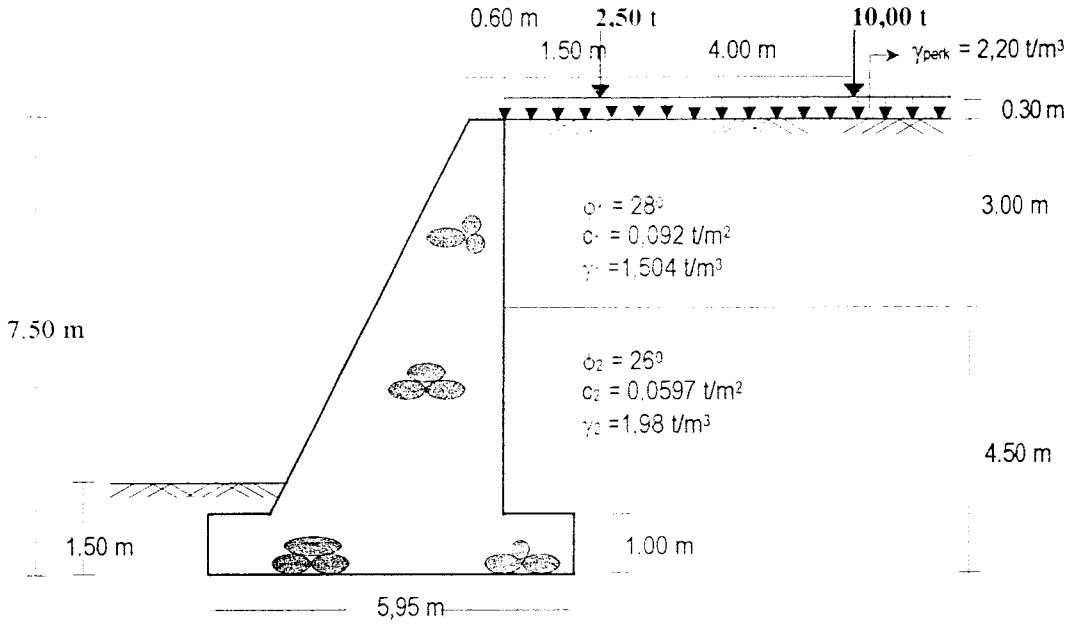
$a \geq 30$ cm
b = (0,40 ~ 0,70)H
d = (1/12 ~ 1/10)H
l_2 = (1/12 ~ 1/10)H
l_1 = b/3

Gambar 4.1.2 Pedoman untuk langkah awal dalam menentukan dimensi dinding penahan tanah (Sumber: Kabul basah Suryolelono, Teknik Fondasi Bagian I, 1993)

4.2 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Lurus-Menerus

Perencanaan diding penahan tanah berbentuk lurus-menerus (seperti yang biasa dikenal) ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar.

biasa dikenal) ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar.



Gambar 4.2.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus

Luas tampang/volume 1,00 m tegak lurus (⊥) bidang gambar,

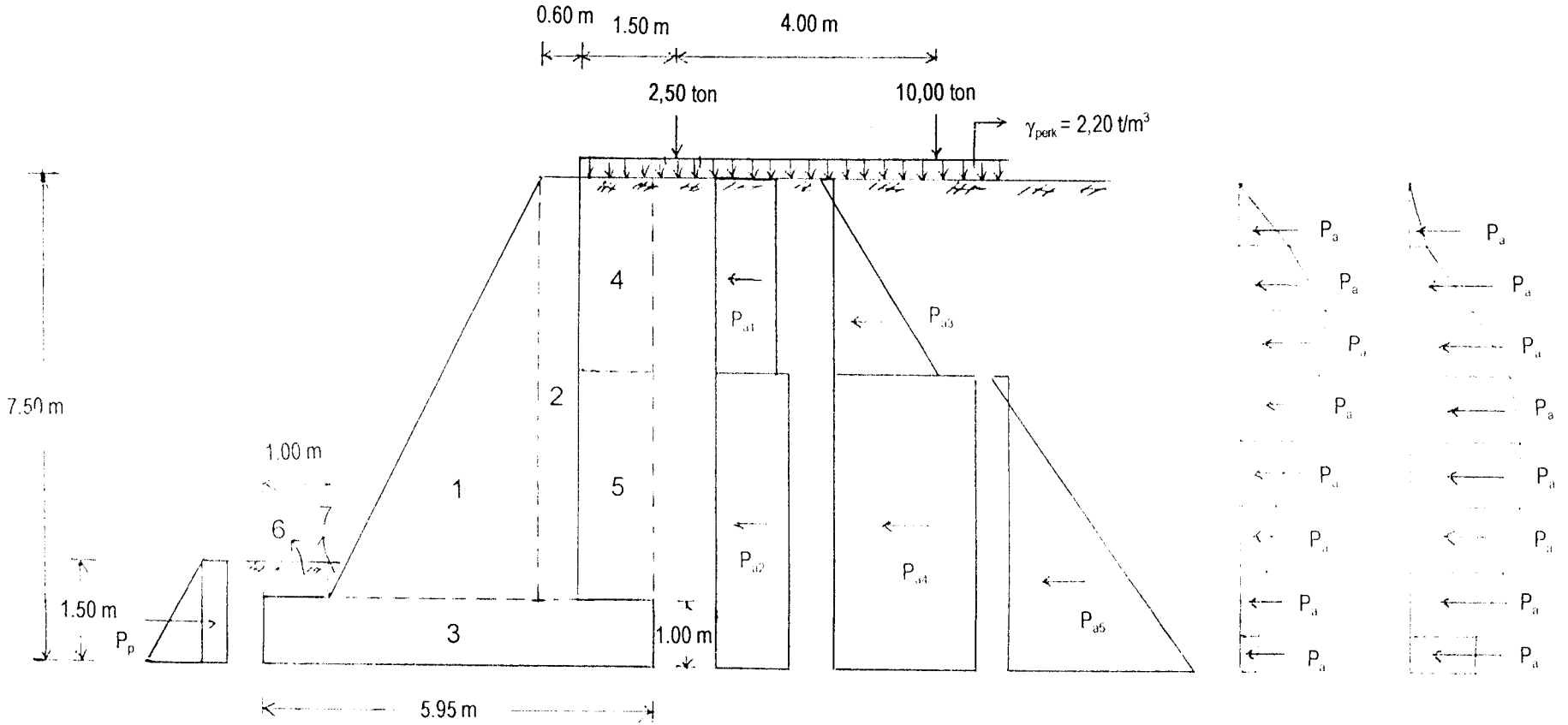
$$\text{Vol} \overline{} = \tfrac{1}{2} \cdot 3{,}15 \cdot 6{,}50 + 0{,}60 \cdot 6{,}50 + 5{,}95 \cdot 1{,}00 = 20{,}0875 \text{ m}^3$$

Pasangan batu kali dengan pengikat Portland Cement:

$\sigma_{dsk} = \mathbf{152{,}00}$ t/m^2

$\sigma_{trk} = \mathbf{30{,}00}$ t/m^2

$\tau = \mathbf{15{,}00}$ t/m^2



Gambar 4.2.2 Tekanan tanah yang mempengaruhi dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif :

$$K_{a1} = tg^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = tg^2\left(45 - \frac{28^0}{2}\right) = 0{,}3610$$

$$K_{a2} = tg^2\left(45 - \frac{\phi_2}{2}\right) = tg^2\left(45 - \frac{26^0}{2}\right) = 0{,}3902$$

$$K_p = tg^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) = tg^2\left(45 + \frac{26^0}{2}\right) = 2{,}5611$$

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1} = q_{perk} . H_1 . K_{a1}$

$= (2{,}20 . 0{,}30) . 3{,}00 . 0{,}3610 = 0{,}7148$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 6,00 m

$M_{a1} = 0{,}7148 . 6{,}00 = 4{,}2888$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan terhadap tanah lapis-II

$P_{a2} = q_{perk} . H_2 . K_{a2}$

$= (2{,}20 .0{,}30) . 4{,}50 .0{,}3905 = 1{,}1598$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2} = 1{,}1598 . 2{,}25 = 2{,}6096$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis -I.

$P_{a3} = ½ . K_{a1} . \gamma_1 . H_1^2 - 2c_1 . H_1 . \sqrt{K_{a1}} + 2 c_1^2 / \gamma_1$

$= ½ . 0,3610 . 1,504 . 3,00^2 - 2 . 0,092 . 3,00 . \sqrt{0,3610}$

$+ 2 . 0,092^2 / 1,504 = 2,1228$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 5,4321 m

$M_{a3} = 2,1228 . 5,4321 = 11,5313$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4} = q_{tanah} . H_2 . K_{a2}$

$= (\gamma_1 . H_1) . H_2 . K_{a2}$

$= (1,504 . 3,00) . 4,50 . 0,3905 = 7,9287$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4} = 7,9287 . 2,25 = 17,8396$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5} = ½ . K_{a2} . \gamma_2 . H_2^2 - 2c_2 . H_2 . \sqrt{K_{a2}} + 2 . c_2^2 / \gamma_2$

$= ½ . 0,3905 . 1,98 . 4,50^2 - 2 . 0,0597 . 4,50 . \sqrt{0,3905}$

$+ 2 . 0,0597^2 / 1,98 = 7,4964$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5} = 7,4964 . 1,4678 = 11,0032$ tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

~ beban titik (Q) =2,50 ton

~ x = 1,00 meter

~ H = 7,50 meter

~ m = x / H = 1,00 / 7,50 = 0,1333 < 0,40

~ n = z / H

$$\sigma_x = \frac{0{,}28.Q}{H^2} \cdot \frac{n^2}{\left(0{,}16 + n^2\right)^3}$$

Tabel 4.2.1 Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) sejarak 1,50 m dari dinding penahan

H (m)	z (m)	n	σ_{x1} (t/m^2)	$\sigma_{x2} = \left(\frac{K_{a2}.\gamma_2.H_2}{K_{a1}.\gamma_1.H_1}\right).\sigma_{x1}$ (t/m^2)
7,50	0	0	0	-
	1,00	0,1333	0,0394	-
	2,00	0,2667	0,0717	-
	3,00	0,4000	0,0608	-
	4,00	0,5333	-	0,0574
	5,00	0,6667	-	0,0357
	6,00	0,8000	-	0,0222
	7,00	0,9333	-	0,0141
	7,50	1,0000	-	0,0114

P_{a6} = ½.(0 + 0,0394) . 1,00 + ½.(0,0394 + 0,0717) . 1,00

+ ½.(0,0717 + 0,0608) . 1,00 + ½.(0,0608 + 0,0574) . 1,00

+ ½.(0,0574 + 0,0357) . 1,00 + ½.(0,0357 + 0,0222) . 1,00

+ ½.(0,0222 + 0,0141) . 1,00 + ½.(0,0141 + 0,0114) . 0,50

= 0,0197 + 0,0556 + 0,0663 + 0,0591 + 0,0466 + 0,0290 + 0,0182

+ 0,0064 = 0,3009 ton (←)

lengan terhadap titik-A :

= (0,0197 . 6,8333 + 0,0556 . 5,9515 + 0,0663 . 5,0137

+ 0,0591 . 4,0207 + 0,0466 . 3,0264 + 0,0290 . 2,0265

+ 0,0182 . 1,0256 + 0,0064 . 0,2591) / 0,3009 = 4,1731 m

M_{a6} = 0,3009 . 4,1731 = 1,2557 tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

~ beban titik Q =10,00 ton

~ x = 5,50 m

~ H = 7,5 m

~ m = x/H = 5,50/7,50 = 0,7333 > 0,4

~ n = z/H

$$\sigma_x = \frac{1,77.Q}{H^2} \cdot \frac{m^2.n^2}{\left(m^2+n^2\right)^3}$$

Tabel 4.2.2 Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) sejarak 5,50 m dari dinding penahan

H (m)	z (m)	n	σ_{x1} (t/m^2)	$\sigma_{x2} = \left(\frac{K_{a2}.\gamma_2.H_2}{K_{a1}.\gamma_1.H_1}\right).\sigma_{x1}$ (t/m^2)
7,5	0	0	0	-
	1,00	0,1333	0,0175	-
	2,00	0,2667	0,0533	-
	3,00	0,4000	0,0797	-
	4,00	0,5333	-	0,1233
	5,00	0,6667	-	0,1130
	6,00	0,8000	-	0,0944
	7,00	0,9333	-	0,0751
	7,50	1,0000	-	0,0663

P_{a7} = ½.(0 + 0,0175).1,00 + ½.(0,0175 + 0,0533).1,00

+ ½.(0,0533 + 0,0797).1,00 + ½.(0,0797 + 0,1233).1,00

+ ½.(0,1233 + 0,1130).1,00 + ½.(0,1130 + 0,0944).1,00

+ ½.(0,0944 + 0,0751).1,00 + ½.(0,0751 + 0,0663).0,50

= 0,0088 + 0,0354 + 0,0665 + 0,1015 + 0,1182 + 0,1037

+ 0,0848 + 0,0354 = 0,5543 ton (←)

lengan terhadap titik -A:

= (0,0088 . 6,8333 + 0,0354 . 5,9157 + 0,0665 . 4,9669

+ 0,1015 . 3,9865 + 0,1182 . 3,0072 + 0,1037 . 2,0086

+ 0,0848 . 1,0190 + 0,0354 . 0,2552) / (0,5543)

= 3,0014 m

$M_{a7} = 0{,}5543 \cdot 3{,}0014 = 1{,}6637$ tm'

$\Sigma P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} - P_{a6} + P_{a7}$

$= 0{,}7148 - 1{,}1598 + 2{,}1228 - 7{,}9287 - 7{,}4964 - 0{,}3009 - 0{,}5543$

$= 20{,}2777$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a = M_{a1} + M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} - M_{a5} - M_{a6} - M_{a7}$

$= 4{,}2888 - 2{,}6096 + 11{,}5313 - 17{,}8396 - 11{,}0032 + 1{,}2557 - 1{,}6637$

$= 50{,}1919$ tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah yang berada di depan dinding penahan tanah

$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot h^2 \cdot K_p + 2c_2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot h$

$= \frac{1}{2} \cdot 1{,}98 \cdot 1{,}50^2 \cdot 2{,}5611 - 2 \cdot 0{,}0597 \cdot \sqrt{2{,}5611} \cdot 1{,}50$

$= 5.9915$ ton ($\rightarrow$)

lengan terhadap titik–A:

$= 0{,}5120$

$M_p = 5{,}9915 \cdot 0{,}5120 = 3{,}0674$ tm'

Tabel 4.2.3 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-A (m)	Momen Terhadap-A (tm)
1.	½ . 3,15 . 6,50 .2,20	= 22,5225	3,1000	69,8198
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	4,4500	38,1810
3.	6,00 . 1,00 . 2,20	= 13,0900	2,9750	38,9428
4.	1,20 . 3,00 . 1,504	= 5,4144	5,3500	28,9670
5.	1,20 . 3,50 . 1,98	= 8,3160	5,3500	44,4906
6.	1,00 . 0,50 . 1,98	= 0,9900	0,5000	0,4950
7.	½ . 0,2423 . 0,50 . 1,98	= 0,1199	1,0808	0,1296
		Σ V = 59,0328		Σ M = 221,0258

Tinjauan stabilitas terhadap gaya eksternal

•) Stabilitas terhadap penggulingan:

$$SF = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_0} = \frac{M_r}{(\Sigma M_a - \Sigma M_p)} = \frac{221,0258}{(50,1919 - 3,0674)}$$

$= 4,6903 > 2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap penggeseran:

$$SF = \frac{\Sigma V.\mu}{\Sigma P} = \frac{\Sigma V\, tg\delta}{(\Sigma P_a - \Sigma P_p)} = \frac{59,0328\, tg26''}{(20,2777 - 5,9915)}$$

$= 2,0154 > 2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap daya dukung tanah:

Daya dukung pada tanah (menurut Terzaghi):

$\phi = 26^{o}$, dari tabel Terzaghi didapat: $N_c = 27,52$

$N_q = 14,66$

$N_\gamma = 11,39$

$\sigma_{ult.\ bruto} = c \,.\, N_c + q \,.\, N_q + 0,5 \,.\, B \,.\, \gamma_2 \,.\, N_\gamma$

$= c \,.\, N_c + (D_f \,.\, \gamma_b) \,.\, N_q + 0,5 \,.\, B \,.\, \gamma_2 \,.\, N_\gamma$

$= 0,0597 \,.\, 27,52 + (1,50 \,.\, 1,98) \,.\, 14,66 + 0,5 \,.\, 5,95 \,.\, 1,98 \,.\, 1,36$

$= 112,0992\ t/m^2$

$\sigma_{ult.\ net} = \sigma_{ult.\ bruto} - (D_f \,.\, \gamma_b)$

$= 112,0992 - (1,50 \,.\, 1,98) = 109,1292\ t/m^2$

$$\bar{\sigma}_{netto} = \frac{\sigma_{ult.netto}}{SF} = \frac{109,1292}{3} = 36,3764 t/m^2$$

eksentrisitas dari titik-A:

$$\bar{x} = \frac{Mr - M_o}{\Sigma V} = \frac{221,0258 - (50,1919 - 3,0674)}{59,0328} = 2,9458m$$

$$e = \bar{x} - \frac{B}{2} = 2,9459 - \frac{5,95}{2}$$

$= -0,0292\ m < B/6 = 0,9917\ m$

$\Rightarrow$ *(terletak disebelah kiri tengah dasar telapak !!)*

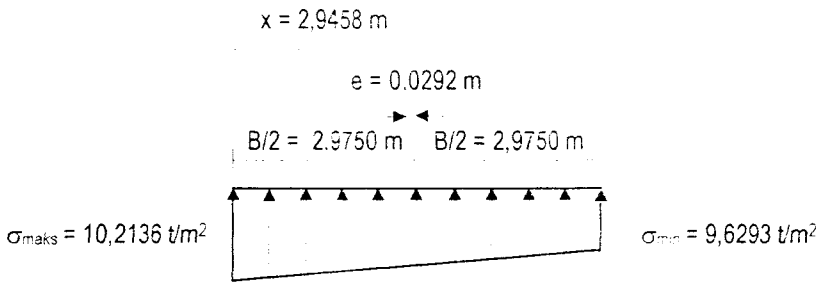
Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah :

$$\sigma_{mak} = \frac{\Sigma V}{B.L}\left[1 + \frac{6.e}{B}\right] = \frac{59,0328}{5,95.1,00}\left[1 + \frac{6.0,0292}{5,95}\right]$$

$$= 10,2136 \text{ t/m}^2 \; < \; \bar{\sigma}_{tanah} = \mathbf{36,3764} \text{ t m}^2 \qquad \Rightarrow \; Amaan !!$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B.L}\left[1 - \frac{6.e}{B}\right] = \frac{59,0328}{5,95.1,00}\left[1 - \frac{6.0,0292}{5,95}\right]$$

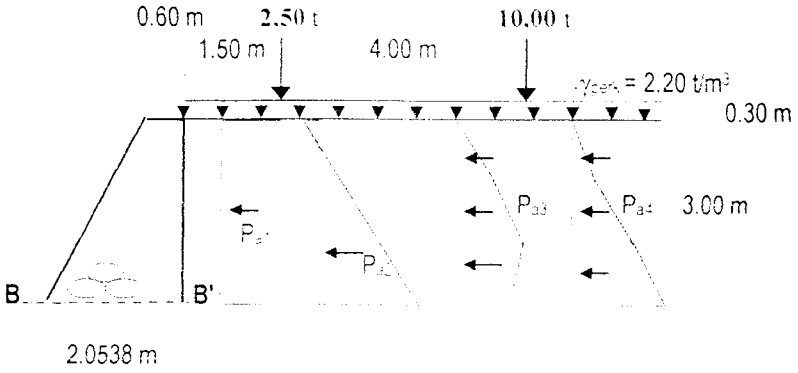
$$= 9,6293 \text{ t/m}^2 \; > 0 \qquad \Rightarrow \; Ok !!$$



Gambar 4.2.3 Tegangan yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah

Tinjauan stabilitas terhadap gaya Internal

a. Tinjauan stabilitas pada potongan B - B'



Gambar 4.2.4 Potongan B-B'

Tekanan tanah terhadap potongan B-B'

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, sedalam 3,00 m

$P_{a1} = q_{perk} \cdot H_1 \cdot K_{a1}$

$= (2{,}20 \cdot 0{,}30) \cdot 3{,}00 \cdot 0{,}3610 = 0{,}7148$ ton (←)

lengan terhadap-B = 1,50 m

$M_{a1} = 0{,}7148 \cdot 1{,}50 = 1{,}0722$ tm

2.) Tekanan tanah aktif akibat tanah sedalam 3,00 m.

$P_{a2} = \frac{1}{2} \cdot K_{a1} \cdot \gamma_1 \cdot H_1^2 - 2c_1 \cdot H_1 \cdot \sqrt{K_{a1}} + 2c_1^2/\gamma_1$

$= \frac{1}{2} \cdot 0{,}3610 \cdot 1{,}504 \cdot 3{,}00^2 - 2 \cdot 0{,}092 \cdot 3{,}00 \cdot \sqrt{0{,}3610}$

$+ 2 \cdot 0{,}092^2 \cdot 1{,}504 = 2{,}1228$ ton (←)

lengan terhadap-B = 0,9321 m

$M_{a2} = 2,1228 \cdot 0,9321 = 1,9787$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a3} = \frac{1}{2}.(0 + 0,0394) \cdot 1,00 + \frac{1}{2}.(0,0394 + 0,0717) \cdot 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,0717 + 0,0608) \cdot 1,00 = 0,1107$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap-B = 0,9496 m

$M_{a3} = 0,1416 \cdot 0,9496 = 0,1345$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a4} = \frac{1}{2}.(0 + 0,0175) \cdot 1,00 + \frac{1}{2}.(0,0175 + 0,0533) \cdot 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,0533 + 0,0797) \cdot 1,00 = 0,1107$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap-B = 0,9187 m

$M_{a4} = 0,1107 \cdot 0,9187 = 0,1017$ tm'

$\Sigma P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4}$

$= 0,7148 + 2,1228 - 0,1416 - 0,1107 = 3,0899$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a = M_{a1} + M_{a2} - M_{a3} + M_{a4}$

$= 1,0722 + 1,9787 + 0,1345 - 0,1017 = 3,2871$ tm'

Tabel 4.2.4 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B.
ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)	Lengan Terhadap-B (m)	Momen Terhadap-B (tm)
1.	½ . 1,4538 . 3,00 . 2,20 = 4,7975	0,9692	4,6497
2.	0,60 . 3,00 . 2,20 = 3,9600	1,7538	6,9450
	Σ V = 8,7575		Σ M_r = 11,5947

Jarak resultante:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{M_r - M_a}{\Sigma V} = \frac{11,5947 - 3,2871}{8,7575} = 0,9486m$$

$$e = \bar{x} - \frac{b}{2} = 0,9486 - \frac{2,0538}{2}$$

= - 0,1360 m < b/6 = 2,0538/6 = 0,3423 m

⇒ *(semua bahan menahan desak !)*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan B-B'

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V}{b.L} + \frac{(M_r - M_a)}{\frac{1}{6}.b^2.1,00} = \frac{8,7575}{2,0538.1,00} + \frac{(11,5947 - 3,2871)}{\frac{1}{6}.2,0538^2.1,00}$$

= 16,0811 t/m^2 < σ_{dsk} = **152** t/m^2 ⇒ *Amaan !*

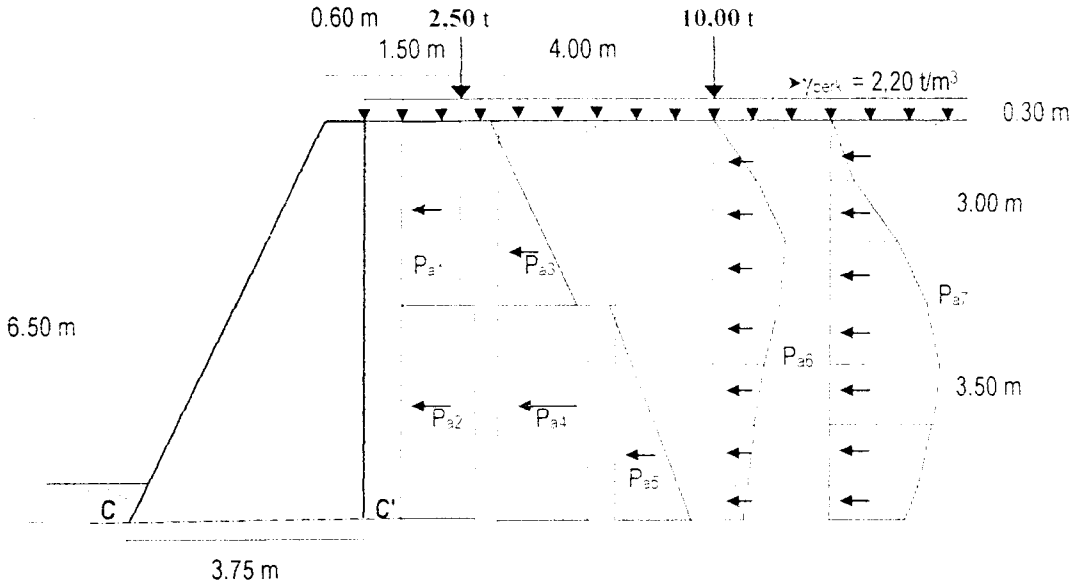
Tegangan geser yang terjadi pada potongan B-B'

D = Σ P_a (B-B') = 3,0899 ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{3,0899}{2,0538.1,00}$$

= 1,0030 t/m^2 < τ = **15** t/m^2 ⇒ *Amaan !*

b. Tinjauan stabilitas pada potongan C - C'



Gambar 4.2.5 Potongan C - C'

Tekanan tanah aktif terhadap potongan C-C'

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

P_{a1} = 0,7148 ton (←)

lengan terhadap-C = 5,00 m

M_{a1} = 0,7148 . 5,00 = 3,5740 tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2} = q_{perk} . H'_2 . K_{a2}$

= (2,20 . 0,30) . 3,50 . 0,3905 = 0,9021 ton (←)

lengan terhadap-C = 1,75 m

$M_{a2} = 0,9021 \; . \; 1,75 = 1,5786$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis - I.

$P_{a3} = 2,1228$ m ($\leftarrow$)

lengan terhadap-C = 4,4321 m

$M_{a3} = 2,1228 \; . \; 4,4321 = 9,4085$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis–II.

$P_{a4} = q_{tanah} \; . \; H'_2 \; . \; K_{a2} = (\gamma_1 \; . \; H_1) \; . \; H'_2 \; . \; K_{a2}$

$= (1,50 \; . 3,00) \; . \; 3,50 \; . \; 0,3905 = 6,1668$ tom ($\leftarrow$)

lengan terhadap-C = 1,75 m

$M_{a4} = 6,1668 \; . \; 1,75 = 10,7919$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II

$P_{a5} = \frac{1}{2} \; . \; K_{a2} \; . \; \gamma_2 \; . \; (H'_2)^2 - 2c_2 \; . \; H'_2 \; . \; \sqrt{K_{a2}} + 2c_2^2/\gamma_2$

$= \frac{1}{2} \; . \; 0,3905 \; . \; 1,98 \; . \; 3,50^2 - 2 \; . \; 0,0597 \; . \; 3,50 \; . \; \sqrt{0,3905} \; .$

$+ 2 \; . \; 0,0597^2/1,98 = 4,4782$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap-C = 1,1345 m

$M_{a5} = 4,4782 \; . \; 1,1345 = 5,0805$ tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6} = \frac{1}{2}(0 + 0,0394) \; . \; 1,00 + \frac{1}{2}(0,0394 + 0,0717) \; . \; 1,00$

$+ \frac{1}{2}(0,0717 + 0,0608) \; . \; 1,00 + \frac{1}{2}(0,0608 + 0,0574) \; . \; 1,00$

$+ \frac{1}{2}(0,0574 + 0,0357) \; . \; 1,00 + \frac{1}{2}(0,0357 + 0,0222) \; . \; 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,0222 - 0,0141) . 0,50$

$= 0,0197 + 0,0556 + 0,0663 + 0,0591 + 0,0466 + 0,0290 + 0,0091$

$= 0,2854$ ton $(\leftarrow)$

lengan terhadap-C:

$= (0,0197 . 5,8333 - 0,0556 . 4,9515 + 0,0663 . 4,0137$

$+ 0,0591 . 3,0207 - 0,0466 . 2,0264 - 0,0290 . 1,0265$

$+ 0,0091. 0,3579) \ 0,2854 = 3,3718$ m

$M_{a6} = 0,2854 . 3,3718 = 0,9623$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7} = \frac{1}{2}.(0 + 0,0175) . 1,00 + \frac{1}{2}.(0,0175 - 0,0533) . 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,0533 - 0,0797) . 1,00 - \frac{1}{2}.(0,0797 - 0,1233) . 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,1233 + 0,1130) . 1,00 + \frac{1}{2}.(0,1130 + 0,0944) . 1,00$

$+ \frac{1}{2}.(0,0944 - 0,0751) . 0,50$

$= 0,0088 + 0,0354 + 0,0665 + 0,1015 + 0,1182 + 0,1037$

$+ 0,0424 = 0,4765$ ton $(\leftarrow)$

lengan terhadap-C:

$= (0,0088 . 5,8333 - 0,0354 . 4,9157 + 0,0665 . 3,9669$

$+ 0,1015 . 2,9865 - 0,1182 . 2,0072 - 0,1037 . 1,0086$

$+ 0,0424 . 0,3683) \ 0,4765 = 2,4129$ m

$M_{a7} = 0,4765 . 2,4129 = 1,1497$ tm'

$\Sigma P_a = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} + P_{a4} + P_{a5} + P_{a6} + P_{a7}$

$= 0,7148 + 0,9021 + 2,1228 - 6,1668 - 4,4782 - 0,2854 - 0,4765$

$= 15,1466$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a = M_{a1} - M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} - M_{a6} + M_{a7}$

$= 3,5740 + 1,5786 + 9,4085 - 10,7919 + 5,0805 - 0,9623 + 1,1497$

$= 32,5455$ tm'

Tabel 4 .2.5 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-C (m)	Momen Terhadap-C (tm)
1.	½ . 3,15 . 6,50 . 2,20	= 22,5225	2,1000	47,2973
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	3,4500	29,6010
		ΣV = 31,1025		ΣM_r = 76,8983

Jarak eksentrisitas:

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{(M_r - M_a)}{\Sigma V} = \frac{(76,8983 - 32,5455)}{31,1025} = 1,4260m$$

$$e = x - \frac{b}{2} = 1,4260 - \frac{3,75}{2}$$

$= - 0,4490$ m $<$ b/6 = 0,6250 m

$\Rightarrow$ *(semua bahan menahan desak !!)*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan C-C'

$$\sigma_{dsk} = \frac{\Sigma V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{\Sigma V}{b.L} + \frac{(\Sigma M_r - \Sigma M_a)}{\frac{1}{6}b^2.1,00}$$

$$= \frac{31,1025}{3,75.1,00} + \frac{(76,8983 - 32,5455)}{\frac{1}{6}.3,75^2.1,00}$$

$= 27,2179 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma} = \mathbf{152} \text{ t m}^2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

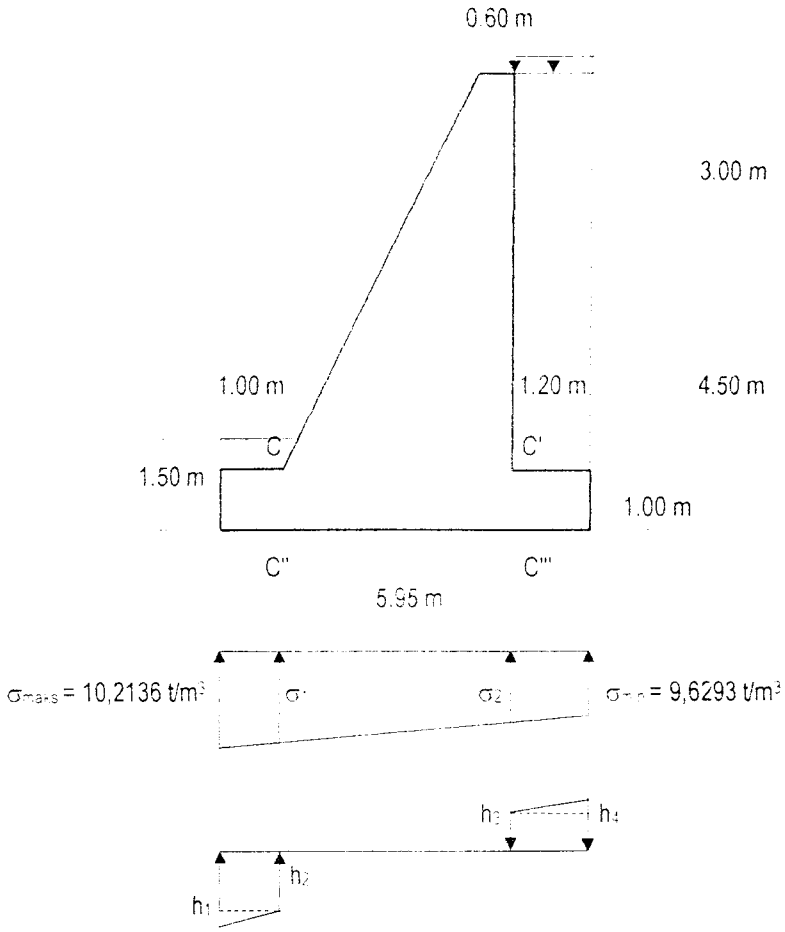
Tegangan geser yang terjadi pada potongan C-C'

$D = \Sigma P_a (C - C') = 15.1466 \text{ ton } (\leftarrow)$

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{15,1466}{3,75.1,00}$$

$= 2,6927 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

c. Tinjauan stabilitas pada potongan C – C''



Gambar 4.2.6 Tinjauan stabilitas pada potongan C – C'' dan C' – C'''

Superposisi tekanan pada telapak dinding penahan tanah.

$h_1 = \sigma_{maks} - (h_1 \cdot \gamma_1) - (h_2 \cdot \gamma_2)$

$= 10{,}2136 - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 7{,}0236\ t/m^2$

$h_2 = \sigma_2 - (h_1 \cdot \gamma_1) - (h_2 \cdot \gamma_2)$

$= (9{,}6293 + 0{,}4861) - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 6{,}9254\ t/m^2$

$h_3 = \sigma_2 - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p) - (h_{perk} \cdot \gamma_{perk})$

$= (9{,}6293 + 0{,}1178) - (3{,}00 \cdot 1{,}504 + 3{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20)$

$- (0{,}30 \cdot 2{,}20) = -4{,}5549$ t/m^2

$h_4 = \sigma_{min} - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p) - (h_{perk} \cdot \gamma_{perk})$

$= 9{,}6293 - (3{,}00 \cdot 1{,}504 + 3{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) - (0{,}30 \cdot 2{,}20)$

$= -4{,}6727$ t/m^2

Momen yang terjadi pada tampang C - C'''

$M = h_2 \cdot 1{,}00 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1{,}00) + \frac{1}{2}(h_1 - h_2) \cdot 1{,}00 \cdot (2/3 \cdot 1{,}00)$

$= 6{,}9254 \cdot 1{,}00 (1/2 \cdot 1{,}00) + \frac{1}{2}(7{,}0236 - 6{,}954) \cdot 1{,}00 \cdot (2/3 \cdot 1{,}00)$

$= 3{,}4954$ tm'

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi :

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3{,}4954}{\frac{1}{6} \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}00}$$

$= 20{,}9726$ t/m^2 $\leq \bar{\sigma}_{ijin} = \mathbf{30}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \frac{1}{2}(h_1 + h_2) \cdot 1{,}00$

$= \frac{1}{2}(7{,}0236 + 6{,}9254) \cdot 1{,}00 = 6{,}9745$ ton

$$\tau = \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{b.h} = \frac{2}{3} \cdot \frac{6{,}9745}{1{,}00 \cdot 1{,}00}$$

$= 4{,}6497$ t/m^2 $< \bar{\tau} = 15$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

d. Tinjauan stabilitas pada potongan C' - C'''

Momen yang terjadi pada tampang C' - C'''

$M = h_3 \cdot 1{,}20 \cdot (\tfrac{1}{2} \cdot 1{,}20) + \tfrac{1}{2}(h_4 - h_3) \cdot 1{,}20 \cdot (2/3 \cdot 1{,}20)$

$= 4{,}5549 \cdot 1{,}20 \cdot (\tfrac{1}{2} \cdot 1{,}20)$

$+ \tfrac{1}{2}(4{,}6727 - 4{,}5549) \cdot 1{,}20 \cdot (2/3 \cdot 1{,}20) = 3{,}3361$ tm'

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3{,}3361}{\tfrac{1}{6}.1{,}00.1{,}00}$$

$= 20{,}0164$ t/m^2 $< \bar{\sigma}_{tk} =$ **30** t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \tfrac{1}{2}(h_3 + h_4) \cdot 1{,}20$

$= \tfrac{1}{2}(4{,}5549 + 4{,}6727) \cdot 1{,}20 = 5{,}5366$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{5{,}5366}{1{,}00.1{,}00}$$

$= 3{,}6910$ t/m^2 $< \bar{\tau} =$ **15** t.m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

4.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah Berbentuk Gerigi-Menerus (Sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 15^0$)

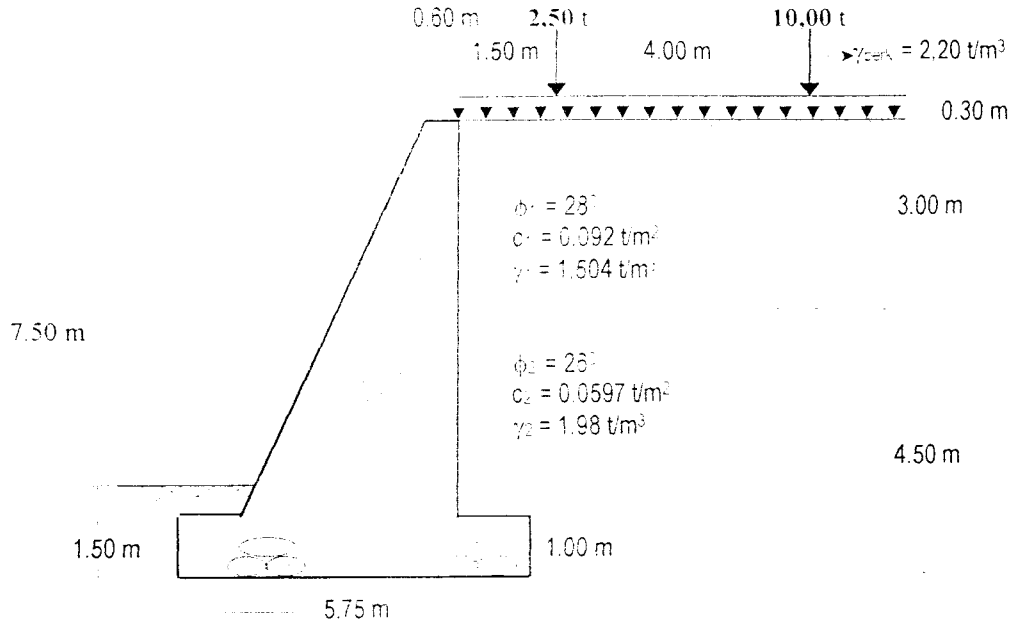
Dalam perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, volumenya dibuat lebih kecil atau mendekati dinding penahan tanah berbentuk lurus-menerus, $\overset{\wedge\wedge\wedge}{Vol} \leq \overline{Vol} = 20{,}0875\ m^3$ (tiap 1,00 m $\perp$ bidang gambar). Pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus bersudut $\alpha = 15^0$ didapat volume mendekati yaitu:

$\overset{\wedge\wedge\wedge}{Vol} = \overline{Vol} \cdot \cos \alpha$

$= 20{,}0875 \cdot \cos 15^0 = 19{,}4030\ m^3$ (ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar)

Perencanaan:

Direncanakan dinding penahan tanah seperti pada Gambar 4.3.1, ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar.



Gambar 4.3.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 15^0$)

Volume dinding penahan tanah:

$Vol^{\wedge\wedge\wedge} = ½ \,.\, 2{,}95 \,.\, 6{,}50 + 0{,}60 \,.\, 6{,}50 - 5{,}75 \,.\, 1{,}00$

$= 19{,}2375\ m^3 < Vol^{\wedge\wedge\wedge} = 19{,}4030\ m^3 \qquad \Rightarrow DICOBA\ !!$

Gaya-gaya yang tegak lurus (⊥) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 15^0$, ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} \cdot \cos^2 \alpha = 0{,}7148 \cdot \cos^2 15^0 = 0{,}6669$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6,00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}6669 \cdot 6{,}00 = 4{,}0015$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} \cdot \cos^2 \alpha = 1{,}1598 \cdot \cos^2 15^0 = 1{,}0821$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\perp} = 1{,}0821 \cdot 2{,}25 = 2{,}4348$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} \cdot \cos^2 \alpha = 2{,}1228 \cdot \cos^2 15^0 = 1{,}9806$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik - A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\perp} = 1{,}9806 \cdot 5{,}4321 = 10{,}7588$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} \cdot \cos^2 \alpha = 7{,}9287 \cdot \cos^2 15^0 = 7{,}3976$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4}^{\perp} = 7{,}3976 \cdot 2{,}25 = 16{,}6446$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} \cdot \cos^2 \alpha = 7{,}4964 \cdot \cos^2 15^0 = 6{,}9942$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5}^{\perp}$= 6,9942 . 1,4678 = 10,2661 tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6}$ = 0,3009 ton (←)

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6}$ = 1,2557 tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7}$ = 0,5543 ton (←)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7}$ = 1,6637 tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} + P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} + P_{a7}^{\perp}$

= 0,6669 + 1,0821 + 1,9806 + 7,3976 − 6,9942 − 0,3009 − 0,5543

= 18,9766 ton (←)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp} + M_{a5}^{\perp} + M_{a6}^{\perp} + M_{a7}^{\perp}$

= 4,0015 + 2,4348 + 10,7588 + 16,6446 + 10,2661 + 1,2557 + 1,6637

= 47,0252 ton (←)

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{\perp} = P_p . \cos^2 \alpha$ = 5,9915 . $\cos^2$ 15° = 5,5901 ton (→)

lengan terhadap titik-A = 0,5120 m

$M_p^{\perp}$ = 5,5901 . 0,5120 = 2,8622 tm'

Gaya-gaya yang sejajar (//) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 30^0$, ditinjau 1,00 m ($\perp$) bidang gambar

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban per kerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\parallel} = P_{a1} . \sin \alpha = 0,7148 . \sin 15^0 = 0,1850$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6,00 m

$M_{a1}^{\parallel} = 0,1850 . 6,00 = 1,1100$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\parallel} = P_{a2} . \sin \alpha = 1,1598 . \sin 15^0 = 0,3002$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\parallel} = 0,3002 . 2,25 = 0,6754$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\parallel} = P_{a3} . \sin \alpha = 2,1228 . \sin 15^0 = 0,5494$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\parallel} = 0,5494 . 5,4321 = 2,9845$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\parallel} = P_{a4} . \sin \alpha = 7,9287 . \sin 15^0 = 2,0521$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4}^{II} = 2,0521 \cdot 2,25 = 4,6172$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{II} = P_{a5} \cdot \sin \alpha = 7,4964 \cdot \sin 15^{o} = 1,9402$ ton (←)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5}^{II} = 1,9402 \cdot 1,4678 = 2,8478$ tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{II} = P_{a6} = 0,3009$ ton (←)

$M_{a6}^{II} = M_{a6} = 1,2557$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{II} = P_{a7} = 0,5543$ ton (←)

$M_{a7}^{II} = M_{a7} = 1,6637$ tm'

$\Sigma P_a^{II} = P_{a1}^{II} + P_{a2}^{II} + P_{a3}^{II} - P_{a4}^{II} - P_{a5}^{II} - P_{a6}^{II} - P_{a7}^{II}$

$= 0,1850 + 0,3002 - 0,5494 - 2,0521 - 1,9402 + 0,3009 + 0,5543$

$= 5,8821$ ton (←)

$\Sigma M_a^{II} = M_{a1}^{II} + M_{a2}^{II} + M_{a3}^{II} + M_{a4}^{II} + M_{a5}^{II} + M_{a6}^{II} + M_{a7}^{II}$

$= 1,1100 + 0,6754 + 2,9845 + 4,6172 + 2,8478 + 1,2557 + 1,6637$

$= 15,1543$ tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{\parallel} = P_p \cdot \sin \alpha = 5{,}9915 \cdot \sin 15^0 = 1{,}5507$ ton $(\rightarrow)$

lengan terhadap titik -A = 0.5120 m

$M_p^{\parallel} = 1{,}5507 \cdot 0{,}5120 = 0{,}7940$ tm

Tabel 4.3.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan tanah terhadap titik-A, ditinjau 1.00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-A (m)	Momen Terhadap-A (tm)
1.	½ . 2,95 . 6,50 .2,20	= 21,0925	2,9667	62,5751
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	4,2000	36,0360
3.	5,75 . 1,00 . 2,20	= 12,6500	2,8750	36,3688
4.	1,20 . 3,00 . 1,504	= 5,4144	5,1500	27,8842
5.	1,20 . 3,50 . 1,98	= 8,3160	5,1500	42,8274
6.	1,00 . 0,50 . 1,98	= 0,9900	0,5000	0,4950
7.	½ . 0,2269 . 0,50 . 1,98	= 0,1123	1,0756	0,1208
		Σ V = 57,1552		Σ M = 206,3073

Tinjauan stabilitas terhadap gaya eksternal

•) Stabilitas terhadap penggulingan:

$$SF = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M^{\parallel}} = \frac{\Sigma M_a^{\perp}}{(\Sigma M_a^{\perp} - \Sigma M_p^{\parallel})} = \frac{206{,}3073}{(47{,}0252 - 2{,}8622)}$$

$= 4{,}6715 > 2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap penggeseran:

$$SF = \frac{\Sigma V^{\perp}.\mu}{\Sigma P^{\perp}} = \frac{\Sigma V^{\perp}.\tan\delta}{(\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp})} = \frac{57,1552.\tan 26^{\circ}}{(18,9766 - 5,5901)}$$

$= 2,0824 > \mathbf{2}$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap daya dukung tanah:

Daya dukung pada tanah (menurut *Terzaghi*):

$\phi = 26^{\circ}$, dari tabel Terzaghi didapat; $N_c = 27,52$

$N_q = 14,66$

$N_\gamma = 11,39$

$$\sigma_{ult\ bruto} = c\ .\ N_c + q\ .\ N_q + 0,5\ .\ B\ .\ \gamma_2\ .\ N_\gamma$$

$$= c\ .\ N_c + (D_f\ .\ \gamma_b)\ .\ N_q + 0,5\ .\ B\ .\ \gamma_2\ .\ N_\gamma$$

$$= 0,0597\ .\ 27,52 + (1,50\ .\ 1,98)\ .\ 14,66$$

$$+ 0,5\ .\ 5,75\ .\ 1,98\ .\ 11,36$$

$$= 109,8499\ t/m^2$$

$$\sigma_{ult.\ net} = \sigma_{ult\ bruto} - (D_f\ .\ \gamma_b)$$

$$= 109,8499 - (1,50\ .\ 1,98) = 106,8799\ t/m^2$$

$$\sigma_{netto} = \frac{\sigma_{ult\ netto}}{SF} = \frac{106,8799}{3} = 35,6266\ t/m^2$$

jarak eksentrisitas dari titik-A

$$x = \frac{Mr - M}{\Sigma V} = \frac{206,3073 - (47,0252 - 2,8622)}{57,1552} = 2,8369m$$

$$e = \bar{x} - \frac{B}{2} = 2{,}8369 - \frac{5{,}75}{2}$$

$= -0{,}0381$ m $< B/6 = 0{,}9583$ m

$\Rightarrow$ *(terletak disebelah kiri tengah dasar telapak !!)*

Tegangan maksimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah :

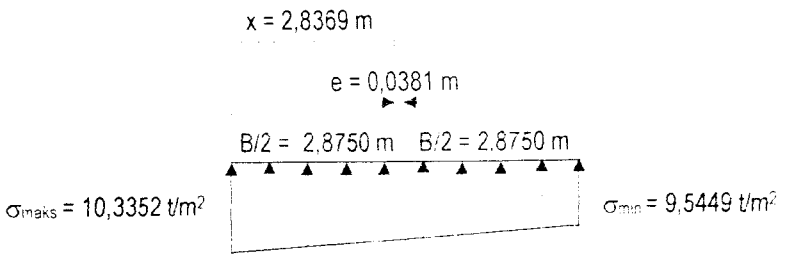
$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 + \frac{6.e}{B}\right] = \frac{57{,}1552}{5{,}75.1{,}00}\left[1 - \frac{6.0{,}0381}{5{,}75}\right]$$

$= 10{,}3352$ t/m^2 $< \bar{\sigma}_{tanah} = \mathbf{35{,}6266}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan minimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah:

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 - \frac{6.e}{B}\right] = \frac{57{,}1552}{5{,}75.1{,}00}\left[1 - \frac{6.0{,}0381}{5{,}75}\right]$$

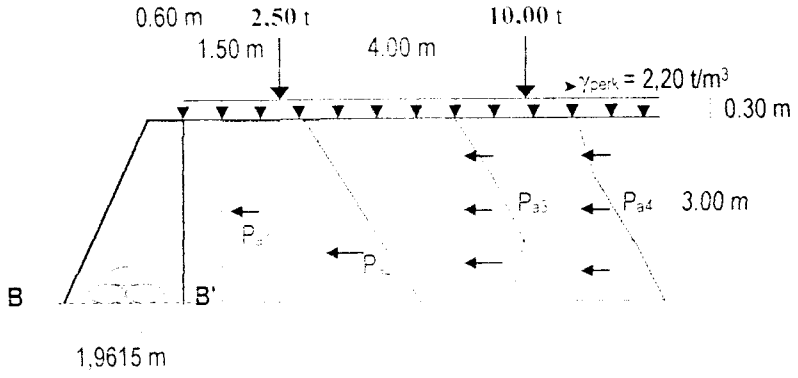
$= 9{,}5449$ t/m^2 > 0 $\Rightarrow$ *Ok !!*



Gambar 4.3.2 Tegangan pada tanah yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah

Tinjauan stabilitas terhadap gaya Internal

a. Tinjauan stabilitas pada potongan B - B'



Gambar 4.3.3 Potongan B-B'

Tekanan tanah aktif:

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan sedalam 3,00 m.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} . \cos^2 \alpha = 0,7148 . \cos^2 15^0 = 0,6669$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 1,50 m

$M_{a1}^{\perp} = 0,6669 . 1,50 = 1,0004$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat tanah sedalam 3,00 m.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 2,1228 . \cos^2 15^0 = 1,9806$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 0,9321 m

$M_{a2}^{\perp} = 1,9806 . 0,9321 = 1,8461$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q =2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} = 0{,}1416$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a3}^{\perp} = M_{a3} = 1{,}1345$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q =10,00 ton) di atas timbunan, sejarak5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} = 0{,}1107$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a4}^{\perp} = M_{a4} = 1{,}1017$ tm'

$\Sigma P_a^{-} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{-}$

$= 0{,}6668 + 1{,}9806 + 0{,}1416 + 0{,}1107 = 2{,}8998$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{-} + M_{a4}^{-}$

$= 1{,}0004 + 1{,}8461 + 1{,}1345 + 0{,}1017 = 4{,}0827$ tm'

Tabel 4.3.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar

No.	Berat (ton)	Lengan Terhadap-B (m)	Momen Terhadap-B (tm)
1.	½ . 1,3615 . 3,00 . 2,20 = 4,4930	0,9077	4,0783
2.	0,60 . 3,00 . 2,20 = 3,9600	1,6615	6,5795
	ΣV = 8,4530		ΣM_r = 10,6578

Jarak resultante:

$$x = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_r^{-} - M_a^{\perp})}{\Sigma V} = \frac{(10{,}6578 - 4{,}0827)}{8{,}4530} = 0{,}7778m$$

$$e = x - \frac{b}{2} = 0{,}7778 - \frac{1{,}9615}{2}$$

$= -0{,}2029$ m $<$ b/6 = 1,9615 / 6 = 0,3269 m

$\Rightarrow$ *(semua bahan menahan desak !!)*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan B-B'

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{\perp}}{b.1{,}00} + \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\frac{1}{6}.b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{8{,}4530}{1{,}9615.1{,}00} + \frac{(10{,}6578 - 4{,}0827)}{\frac{1}{6}.1{,}9615^2.1{,}00}$$

$= 13{,}7672$ t/m^2 $<$ $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

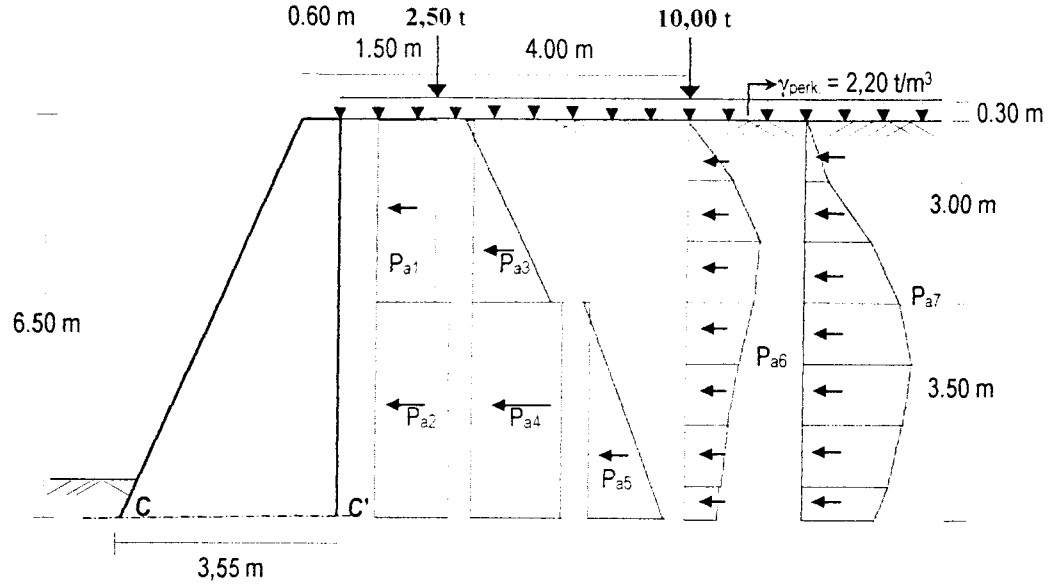
Tegangan geser yang terjadi

$D = \Sigma P_a^{\perp}$(B-B') = 2,8998 ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{2{,}8998}{1{,}9615.1{,}00}$$

$= 0{,}9856$ t/m^2 $<$ $\bar{\tau}_{bahan} = \mathbf{15}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

b. Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'



Gambar 4.3.4 Potongan C-C'

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} \cdot \cos^2 \alpha = 0{,}7148 \cdot \cos^2 15^0 = 0{,}6669$ ton (←)

lengan terhadap titik-C = 5,00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}6669 \cdot 5{,}00 = 3{,}3346$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} \cdot \cos^2 \alpha = 0{,}9021 \cdot \cos^2 15^0 = 0{,}8417$ ton (←)

lengan terhadap titik-C = 1,75 m

$M_{a2}^{\perp} = 0{,}8417 \cdot 1{,}75 = 1{,}4729$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} . \cos^2 \alpha = 2,1228 . \cos^2 15^\circ = 1,9806$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 4,4331 m

$M_{a3}^{\perp} = 1,9806 . 4,4331 = 8,7782$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} . \cos^2 \alpha = 6,1668 . \cos^2 15^\circ = 5,7537$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,75 m

$M_{a4}^{\perp} = 5,7537 . 1,75 = 10,0690$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} . \cos^2 \alpha = 4,4782 . \cos^2 15^\circ = 4,1782$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,1345 m

$M_{a5}^{\perp} = 4,1782 . 1,1345 = 4,7402$ tm'

6.) Tekana tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6} = 0,2854$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6} = 0,9623$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7} = 0,2854$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7} = 1,1497$ tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} + P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} + P_{a7}^{\perp}$

$= 0,6669 + 0,8417 + 1,9806 + 5,7537 + 4,1782 + 0,2854 + 0,4765$

$= 14,1830 \text{ ton } (\leftarrow)$

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp} + M_{a5}^{\perp} + M_{a6}^{\perp} + M_{a7}^{\perp}$

$= 3,3346 + 1,4729 + 8,7782 + 10,0690 + 4,7402 + 0,9623 + 1,1497$

$= 30,5069 \text{ tm}'$

Tabel 4.3.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-C (m)	Momen Terhadap-C (tm)
1.	½ . 2,95 . 6,50 . 2,20	= 21,0925	1,9667	41,4826
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	3,2500	27,8850
		ΣV = 29,6725		ΣM_r = 69,3676

Jarak eksentrisitas:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(69,3676 - 30,5069)}{29,6725} = 1,3097m$$

$$e = \bar{x} - \frac{b}{2} = 1,3097 - \frac{3,55}{2}$$

$= - 0,4653 \text{ m} < b/6 = 3,55/6 = 0,5917 \text{ m}$

$\Rightarrow$ *(seluruh tampang menahan desak !!)*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan C-C':

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{\perp}}{b.1{,}00} + \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\frac{1}{6}.b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{29{,}6725}{3{,}55.1{,}00} + \frac{(69{,}3676 - 30{,}5069)}{\frac{1}{6}.3{,}55^2.1{,}00}$$

$= 26{,}8599$ t/m^2 $<$ $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

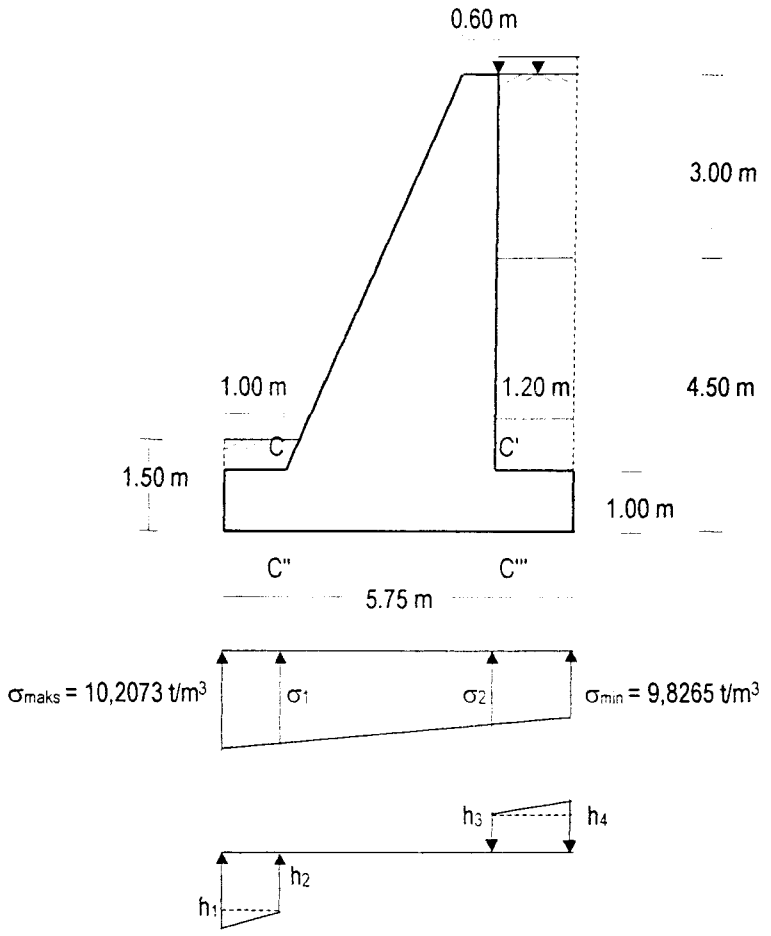
Tinjauan geser yang terjadi:

$D = \Sigma\ P_a^{\perp}$ (C-C') $= 14{,}1830$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{14{,}1830}{3{,}55.1{,}00}$$

$= 2{,}6635$ t/m^2 $<$ $\bar{\tau}_{bahan} = \mathbf{15}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

c. Tinjauan stabilitas pada potongan C – C'' dan C'-C'''



Gambar 4.3.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''

Superposisi tekanan yang mempengaruhi potongan C-C''dan C'- C''':

$$h_1 = \sigma_{maks} - (h_t \,.\, \gamma_t) - (h_p \,.\, \gamma_p)$$

$$= 10{,}3352 - (0{,}50 \,.\, 1{,}98) - (1{,}00 \,.\, 2{,}20) = 7{,}1452 \text{ t/m}^2$$

$$h_2 = \sigma_1 - (h_t \,.\, \gamma_t) - (h_p \,.\, \gamma_p)$$

$$= (9{,}5449 + 0{,}6529) - (0{,}50 \,.\, 1{,}98) - (1{,}00 \,.\, 2{,}20) = 7{,}0078 \text{ t/m}^2$$

$$h_3 = \sigma_2 - (h_t \,.\, \gamma_t) - (h_p \,.\, \gamma_p) - (h_{perk} \,.\, \gamma_{perk})$$

$= (9{,}5449 + 0{,}0905) - (3{,}00 \,.\, 1{,}504 + 3{,}50 \,.\, 1{,}98) - (1{,}00 \,.\, 2{,}20)$

$- (0{,}30 \,.\, 2{,}20) = -4{,}5484 \text{ t/m}^2$

$h_4 = \sigma_{min} - (h_t \,.\, \gamma_t) - (h_p \,.\, \gamma_p) - (h_{perk} \,.\, \gamma_{perk})$

$= 9{,}5449 - (3{,}00 \,.\, 1{,}504 + 3{,}50 \,.\, 1{,}98) - (1{,}00 \,.\, 2{,}20)$

$- (0{,}30 \,.\, 2{,}20) = -4{,}7571 \text{ t/m}^2$

Momen yang terjadi pada tampang C - C'':

$M = h_2 \,.\, 1{,}00 \,.\, (\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}00) + \tfrac{1}{2}.(h_1 - h_2) \,.\, 1{,}00 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}00)$

$= 7{,}0078 \,.\, 1{,}00 \,(1/2 \,.\, 1{,}00)$

$+ \tfrac{1}{2}.(7{,}1452 - 7{,}0078) \,.\, 1{,}00 \,.\, (2/3 \,.1{,}00) = 3{,}5497 \text{ tm'}$

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3{,}5497}{\frac{1}{6}.1{,}00^2.1{,}00}$$

$= 21{,}2982 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{trk} = \mathbf{30} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \tfrac{1}{2}.(h_1 + h_2) \,.\, 1{,}00$

$= \tfrac{1}{2}.(7{,}1452 + 7{,}0078) \,.\, 1{,}00 = 7{,}0765 \text{ ton}$

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{7{,}0765}{1{,}00.1{,}00}$$

$= 4{,}7177 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

d.) Tinjauan stabilitas pada potongan C' - C'''

Momen yang terjadi pada tampang C' - C''':

$M = h_3 \,.\, 1{,}20 \,.\, (\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}20) + \tfrac{1}{2}.(h_4 - h_3) \,.\, 1{,}20 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}20)$

$= 4{,}5484 \,.\, 1{,}20 \,.(\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}20)$

$+ \tfrac{1}{2}.(4{,}7571 - 4{,}5484) \,.\, 1{,}20 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}20) = 3{,}3750$ tm'

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3{,}3750}{\frac{1}{6}.1{,}00^2.1{,}00}$$

$= 20{,}2501$ t/m^2 $< \bar{\sigma}_{trk} =$ **30** t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \tfrac{1}{2}.(h_3 + h_4) \,.\, 1{,}20$

$= \tfrac{1}{2}.(4{,}5484 + 4{,}7571) \,.\, 1{,}20 = 5{,}5833$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{5{,}5833}{1{,}00.1{,}00}$$

$= 3{,}7222$ t/m^2 $< \bar{\tau} =$ **15** t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

e. Tinjauan stabilitas pada potongan D-D' :

Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

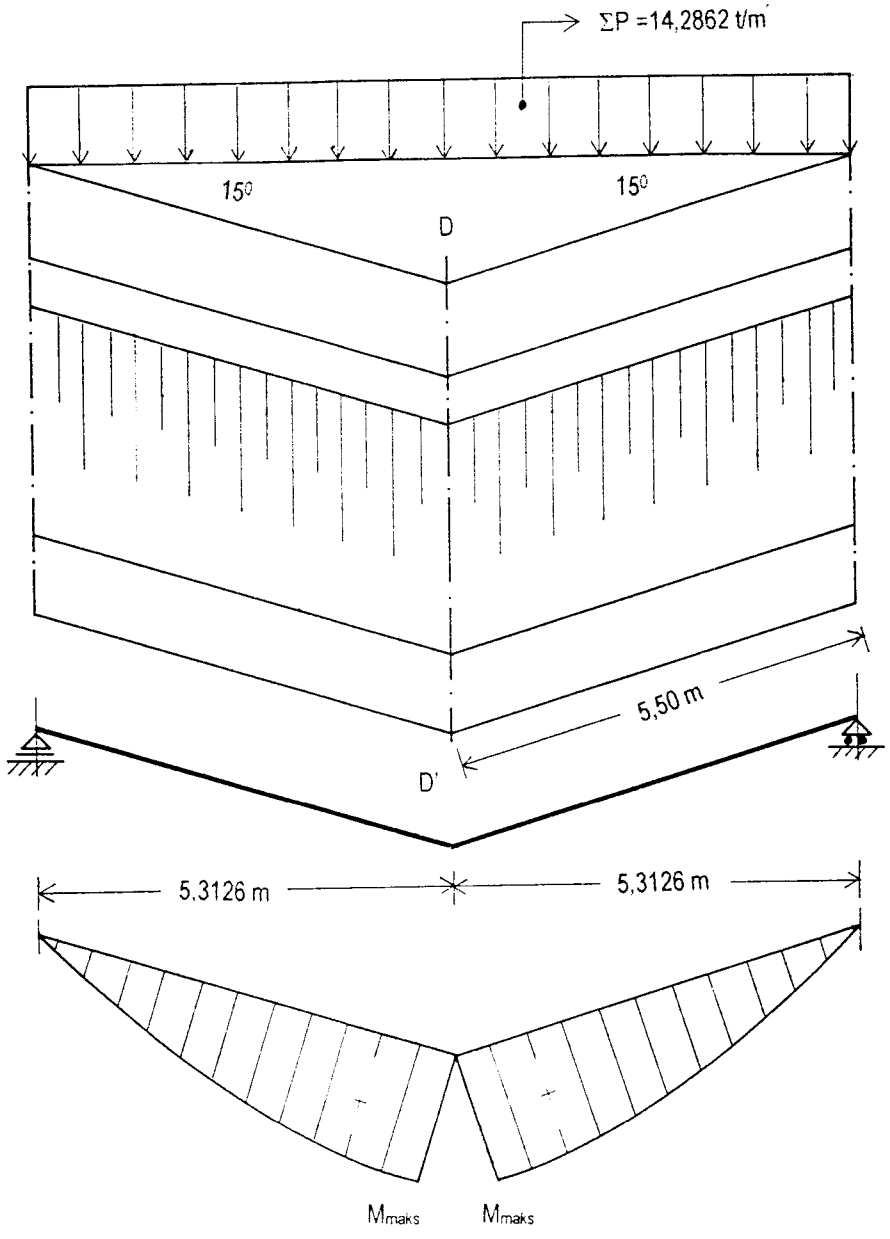
$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p$

$= 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862$ ton/m'

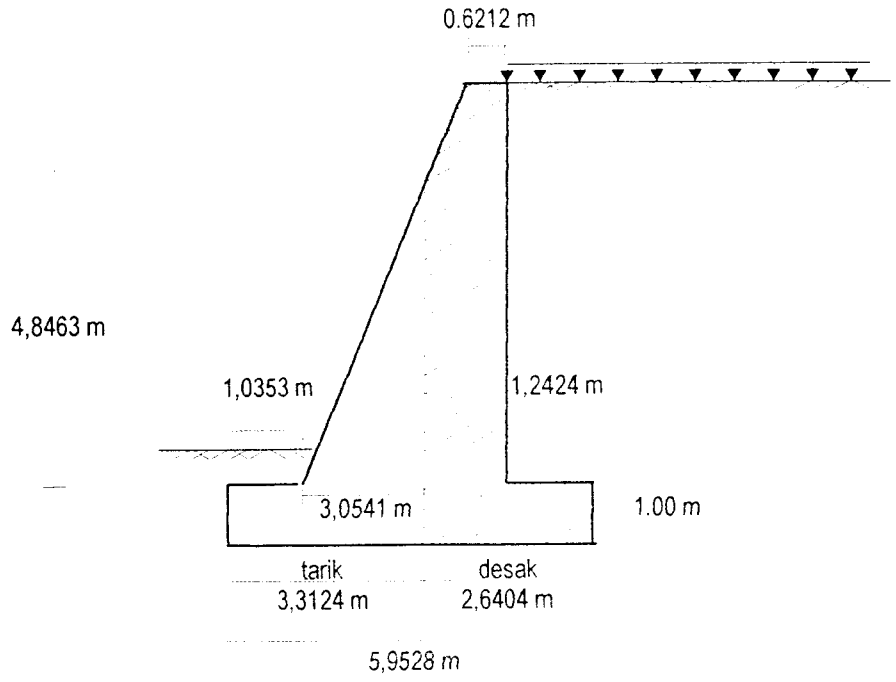
Momen yang terjadi pada tampang D-D':

$$M_{(D\text{-}D')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2$$

$$= 1/8 \cdot 14{,}2862 \cdot (5{,}3126 + 5{,}3126)^2 = 201{,}6048 \text{ tm'}$$



Gambar 4.3.6 Tampak atas dan momen potongan D-D'



Gambar 4.3.7 Penampang potongan D -D'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_y).

(I)	1/2 . 6,50 . 3,0541. (3,0714)	= 30,4862 m^3
(II)	6,50 . 0,6212 . (4,4000)	= 17,7663 m^3
(III)	1,00 . 5,9528 . (2,9764)	= 17,7179 m^3
		S_y = 65,9704 m^3

Luas penampang (D-D'):

$$A = 1/2 \cdot 3{,}0541 \cdot 6{,}50 + 0{,}6212 \cdot 6{,}50 + 5{,}9528 \cdot 1{,}00 = 19{,}9164\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X):

$$X_{kiri} = \frac{S_y}{A} = \frac{65{,}9704}{19{,}9164} = 3{,}3124m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan D-D':

$$A_{trk} = \tfrac{1}{2} \cdot 2{,}2771 \cdot 4{,}8463 + 3{,}3124 \cdot 1{,}00 = 8{,}8302\ m^2$$

$$A_{dsk} = A - A_{trk} = 19{,}9164 - 8{,}8302 = 11{,}0862\ m^2$$

Inersia tampang dari sisi kiri (I_y):

(I)	$1/36 \cdot 6{,}50 \cdot 3{,}0541^3$	=	$5{,}1435\ m^4$
	$\frac{1}{2} \cdot 6{,}50 \cdot 3{,}0541 \cdot (0{,}2410)^2$	=	$0{,}5765\ m^4$
(II)	$1/12 \cdot 6{,}50 \cdot 0{,}6212^3$	=	$0{,}1298\ m^4$
	$6{,}50 \cdot 0{,}6212 \cdot (1{,}0876)^2$	=	$0{,}1298\ m^4$
(III)	$1/12 \cdot 1{,}00 \cdot 5{,}9528^3$	=	$17{,}5785\ m^4$
	$1{,}00 \cdot 5{,}9528 \cdot (0{,}3360)^2$	=	$0{,}6720\ m^4$
		I_y =	$28{,}8765\ m^4$

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a .\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{201{,}6048.2{,}6404}{28{,}8765} + \frac{10{,}5664.\cos(90^0 - 30^0).2}{11{,}0862}$$

$= 18{,}7089\ t/m^2 \ < \ \bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152}\ t/m^2 \quad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a .\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{trk}}$$

$$= \frac{201{,}6048.3{,}3124}{28{,}876} + \frac{10{,}5664.(90^0 - \cos 30^0).2}{8{,}8302}$$

$= 23{,}4707\ t/m^2 \ < \ \bar{\sigma}_{trk\ bahan} = \mathbf{30}\ t/m^2 \quad \Rightarrow$ *Amaan !!*

f. Tinjauan stabilitas pada potongan E-E'.

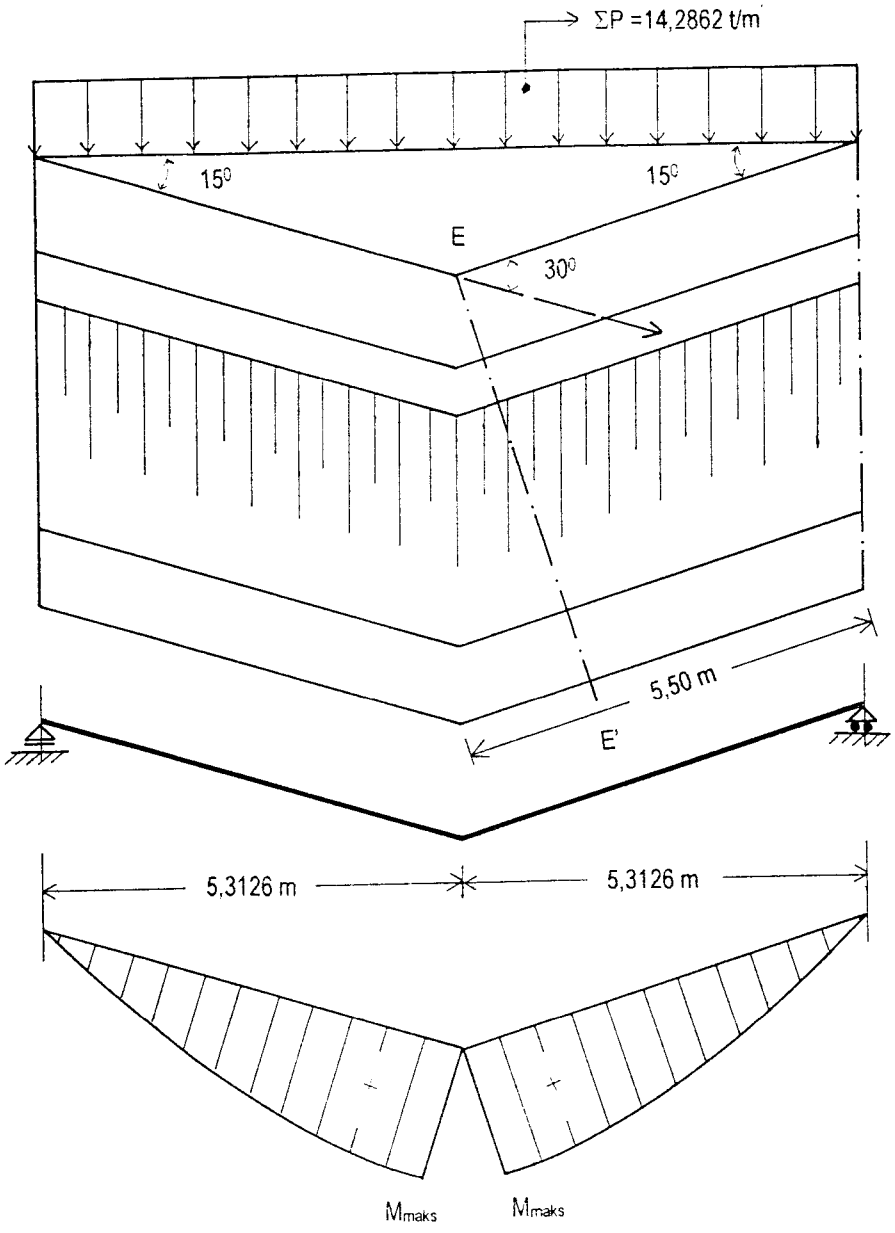
Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p = 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862$ ton m'

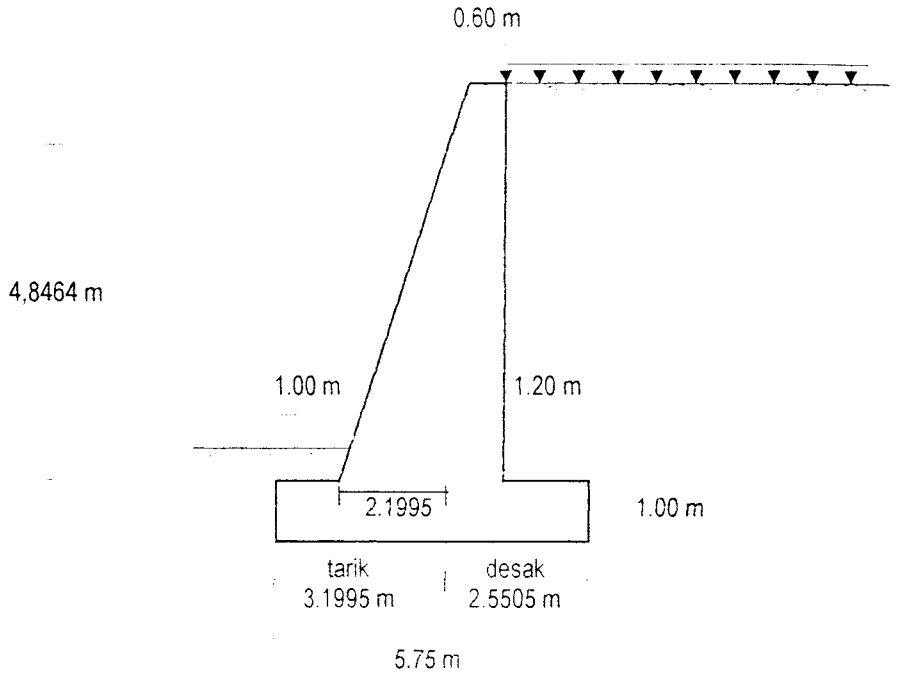
Momen yang terjadi pada tampang E-E':

$$M_{(E\text{-}E')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2 \cdot \cos \alpha$$

$$= 1/8 \cdot 14{,}2862 \cdot (5{,}3126 + 5{,}3126)^2 \cdot \cos 15^0 = 194{,}7353 \text{ tm'}$$



Gambar 4.3.8 Tampak atas dan momen potongan E-E'



Gambar 4.3.9 Penampang potongan E-E'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_x):

(I)	1/2 . 6,50 . 2,95. (2,9667)	=	28,4432 m^3
(II)	6,50 . 0,60 . (4,2500)	=	16,5750 m^3
(III)	1,00 . 5,75 . (2,8500)	=	16,5313 m^3
		S_x =	61,5495 m^3

Luas penampang (E-E'):

$$A = 1/2 \cdot 6{,}50 \cdot 2{,}95 + 0{,}65 \cdot 6{,}00 + 1{,}00 \cdot 5{,}75 = 19{,}2375\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X)

$$X_{kiri} = \frac{S_x}{A} = \frac{61{,}5495}{19{,}2375} = 3{,}1995 m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan E-E':

A_{trk} = ½ . 4,8464 . 2,1995 + 1,00 . 3,1995 = 8,5293 m^2

$A_{dsk} = A_{tot} - A_{trk}$ = 19,2375 – 8,5293 = 10,7082 m^2

Inersia tampang dari sisi kiri (S_y):

(I)	1/36 . 6,50 . $2,95^3$	=	4,6353 m^4
	1/2 . 6,50 . 2,95 . $(0,2328)^2$	=	0,5196 m^4
(II)	1/12 . 6,50 . $0,60^3$	=	0,1170 m^4
	6,50 . 0,60 . $(1,0505)^2$	=	4,3039 m^4
(III)	1/12 . 1,00 . $5,75^3$	=	15,8424 m^4
	1,00 . 5,75 . $(0,3245)^2$	=	0,6055 m^4
		I_y =	26,0236 m^4

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a . \cos(90^0 - 2.\alpha)}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{194,7353.2,5505}{26,0236} + \frac{5,8821 . \cos(90^0 - 2.15'')}{10,7082}$$

= 19,3601 t/m^2 < $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan}$ = **152** t/m^2 ⇒ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a . \cos(90^0 - 2\alpha)}{A_{trk}}$$

$$= \frac{194,7353.3,1995}{26,0236} + \frac{5,8821 . \cos(90^0 - 2.15'')}{8,5293}$$

= 24,2868 t m^2 < $\bar{\sigma}_{trk\ bahan}$ = **30** t m^2 ⇒ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi :

$$D = (\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp}).(\rho - B.\tan\alpha)$$

$$= (18{,}9766 - 5{,}5901).(5{,}5 - 5{,}75.\tan 15^0)$$

$$= 53{,}0011 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}.D + \Sigma P_a^{\parallel}.\cos\alpha}{A_{tot}}\right]$$

$$= \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}.53{,}0011 + 5{,}8821.\cos 15^0}{19{,}2375}\right]$$

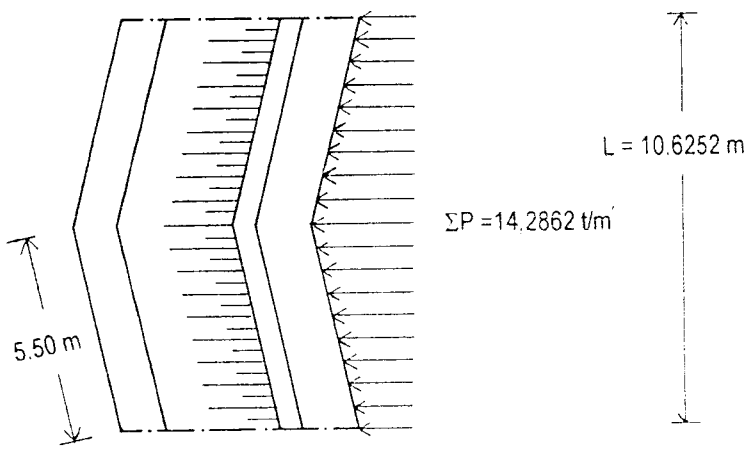
$= 1{,}1153 \text{ t/m}^2 \quad < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Kontrol terhadap keamanan geser ditinjau tiapsatu gerigi:

$$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p = 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862 \text{ t/m}'$$

$$SF = \frac{\Sigma V.(\rho.2).\tan\delta}{\Sigma P.L} = \frac{57{,}1552.(5{,}50.2)\tan 26^0}{14{,}2862.10{,}6252}$$

$= 2{,}0201 > 2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*



Gambar 4.3.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi (α = 15°)

Efisiensi bahan yang diperoleh:

Cara pertama:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan}{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} yang - direncanakan}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{19,2375}{19,4030}) x100\% = 0,85\%$$

Cara kedua:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan / \cos\alpha}{Vol^{---} \text{ yang - ada}}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{19,275 / \cos 15^{0}}{20,0875}) x100\% = 0,85\%$$

4.4 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus (sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 30^0$)

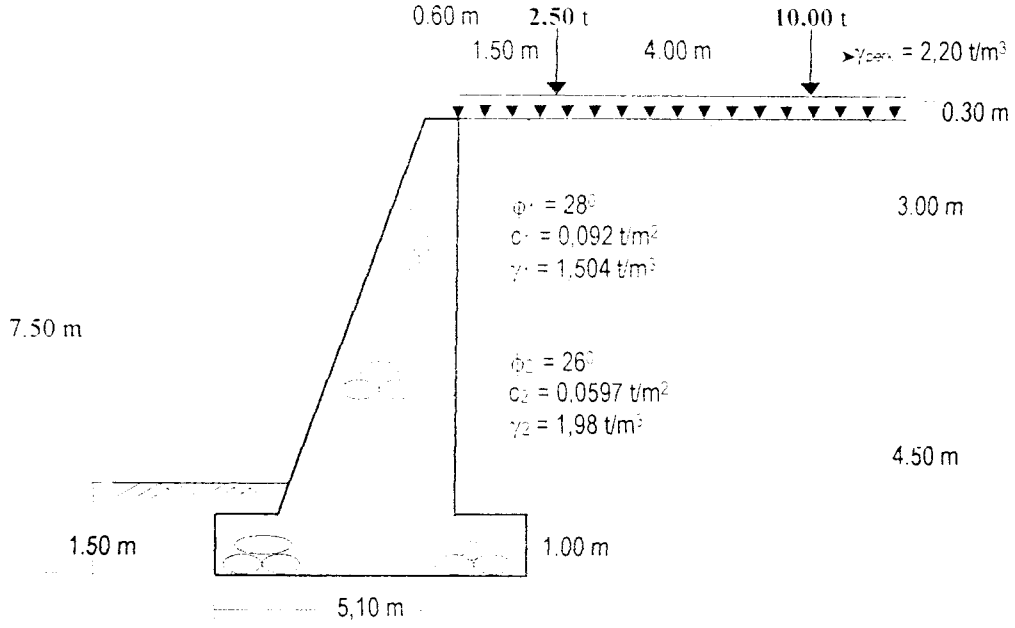
Dalam perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, volumenya dibuat lebih kecil atau mendekati dinding penahan tanah berbentuk lurus (menerus). $Vol^{\wedge\wedge\wedge} \leq Vol^{-} = 20{,}0875\ m^3$ (tiap 1,00 m $\perp$ bidang gambar). Pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus bersudut $\alpha = 30^0$ didapat volume mendekati yaitu:

$Vol^{\wedge\wedge\wedge} = Vol^{-} . \cos \alpha$

$= 20{,}0875 . \cos 30^0 = 17{,}3963\ m^3$ (ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar)

Perencanaan:

Direncanakan dinding penahan tanah seperti Gambar 4.4.1 ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar.



Gambar 4.4.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 30^0$)

Volume dinding penahan tanah:

$$Vol^{\wedge\wedge\wedge} = \tfrac{1}{2} \cdot 2{,}30 \cdot 6{,}50 + 0{,}60 \cdot 6{,}50 + 5{,}10 \cdot 1{,}00$$

$$= 16{,}4750\ m^3 < Vol^{\wedge\wedge\wedge} = 17{,}3963\ m^3 \quad \Rightarrow DICOBA !!$$

Gaya-gaya yang tegak lurus (⊥) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 30^0$, ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} . \cos^2 \alpha = 0{,}7148 . \cos^2 30^{0} = 0{,}5361$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6.00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}5361 . 6{,}00 = 3{,}2166$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 1{,}1598 . \cos^2 30^{0} = 0{,}8699$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\perp} = 0{,}8699 . 2{,}25 = 1{,}9572$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} . \cos^2 \alpha = 2{,}1228 . \cos^2 30^{0} = 1{,}5921$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik - A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\perp} = 1{,}5921 . 5{,}4321 = 8{,}6484$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} . \cos^2 \alpha = 7{,}9287 . \cos^2 30^{0} = 5{,}9465$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4}^{\perp} = 5{,}6223 . 2{,}25 = 13{,}3797$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} . \cos^2 \alpha = 7{,}4964 . \cos^2 30^{0} = 5{,}6223$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5}^{\perp}$= 5,6223 . 1,4678 = 8,2524 tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6}$ = 0,3009 ton (←)

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6}$ = 1,2557 tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7}$ = 0,5543 ton (←)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7}$ = 1,6637 tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} + P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} + P_{a7}^{\perp}$

= 0,5361 + 0,8699 + 1,5921 + 5,9465 + 5,6223 + 0,3009 + 0,5543

= 15,4221 ton (←)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp} + M_{a5}^{\perp} + M_{a6}^{\perp} + M_{a7}^{\perp}$

= 3,2166 + 1,9572 + 8,6484 + 13,3797 + 8,2524 + 1,2557 + 1,6637

= 38,3737 tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{\perp} = P_p . \cos^2 \alpha$ = 5,9915 . $\cos^2 30^0$ = 4,4936 ton (→)

lengan terhadap titik-A = 0,5120 m

$M_p^{\perp}$ = 4,4936 . 0,5120 = 2,3007 tm'

Gaya-gaya yang sejajar (//) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 30^0$

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban per kerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\parallel} = P_{a1} . \sin \alpha = 0{,}7148 . \sin 30^0 = 0{,}3574$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6.00 m

$M_{a1}^{\parallel} = 0{,}3574 . 6{,}00 = 2{,}1444$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\parallel} = P_{a2} . \sin \alpha = 1{,}1598 . \sin 30^0 = 0{,}5799$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\parallel} = 0{,}5799 . 2{,}25 = 1{,}3048$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\parallel} = P_{a3} . \sin \alpha = 2{,}1228 . \sin 30^0 = 1{,}0614$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\parallel} = 1{,}0614 . 5{,}4321 = 5{,}7656$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\parallel} = P_{a4} . \sin \alpha = 7{,}9287 . \sin 30^0 = 3{,}9643$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

M_{a4}^{II} = 3,9643 . 2,25 = 8,9198 tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{II} = P_{a5}$. sin α = 7,4964 . sin 30° = 3,7482 ton (←)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

M_{a5}^{II} = 3,7482 . 1,4678 = 5,5016 tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{II} = P_{a6}$ = 0,3009 ton (←)

$M_{a6}^{II} = M_{a6}$ = 1,2557 tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{II} = P_{a7}$ = 0,5543 ton (←)

$M_{a7}^{II} = M_{a7}$ = 1,6637 tm'

$\Sigma P_a^{II} = P_{a1}^{II} + P_{a2}^{II} + P_{a3}^{II} + P_{a4}^{II} + P_{a5}^{II} + P_{a6}^{II} + P_{a7}^{II}$

= 0,3574 + 0,5799 + 1,0614 + 3,9643 + 3,7482 + 0,3009 + 0,5543

= 10,5664 ton (←)

$\Sigma M_a^{II} = M_{a1}^{II} + M_{a2}^{II} + M_{a3}^{II} + M_{a4}^{II} + M_{a5}^{II} + M_{a6}^{II} + M_{a7}^{II}$

= 2,1444 + 1,3048 + 5,7656 + 8,9198 + 5,5016 + 1,2557 + 1,6637

= 26,5556 tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{II} = P_p \cdot \sin \alpha = 5{,}9915 \cdot \sin 30^\circ = 2{,}9957$ ton $(\rightarrow)$

lengan terhadap titik -A = 0,5120 m

$M_p^{II} = 2{,}9957 \cdot 0{,}5120 = 1{,}5358$ tm

Tabel 4.4.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan terhadap titik-A, ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-A (m)	Momen Terhadap-A (tm)
1.	½ . 2,30 . 6,50 .2,20	= 16,4450	2,5333	41,6601
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	3,6000	30,8880
3.	5,10 . 1,00 . 2,20	= 11,2200	2,5500	28,6110
4.	1,20 . 3,00 . 1,504	= 5,4144	4,5000	24,3648
5.	1,20 . 3,50 . 1,98	= 8,3160	4,5000	37,4220
6.	1,00 . 0,50 . 1,98	= 0,9900	0,5000	0,4950
7.	½ . 0,1769 . 0,50 . 1,98	= 0,0857	1,0590	0,0928
		ΣV = 50,0530		ΣM = 163,0387

Tinjauan stabilitas terhadap gaya eksternal

•) Stabilitas terhadap penggulingan:

$$SF = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M^{II}} = \frac{\Sigma M_r^{I}}{(\Sigma M_r^{I} - \Sigma M_p^{II})} = \frac{163{,}0387}{(38{,}3737 - 2{,}3007)}$$

$= 4{,}5197 > 2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap penggeseran:

$$SF = \frac{\Sigma V^{\perp} . \mu}{\Sigma P^{\perp}} = \frac{\Sigma V^{\perp} . \tan \delta}{(\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp})} = \frac{51,0530 . \tan 26^{\circ}}{(15,4221 - 4,4936)}$$

$= 2,2785 > \mathbf{2}$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap daya dukung tanah:

Daya dukung pada tanah (menurut Terzaghi):

$\phi = 26^{\circ}$, dari tabel Terzaghi didapat: $N_c = 27,52$

$N_q = 14,66$

$N_\gamma = 11,36$

$\sigma_{ult.\ bruto} = c . N_c + q . N_q + 0,5 . B . \gamma_2 . N_\gamma$

$= c . N_c + (D_f . \gamma_b) . N_q + 0,5 . B . \gamma_2 . N_\gamma$

$= 0,0597 . 27,52 + (1,50 . 1,98) . 14,66$

$+ 0,5 . 5,10 . 1,98 . 11,36$

$= 102,5398\ t/m^2$

$\sigma_{ult.\ net} = \sigma_{ult.\ bruto} - (D_f . \gamma_b)$

$= 102,5398 - (1,50 . 1,98) = 99,5698\ t/m^2$

$$\sigma_{netto} = \frac{\sigma_{ult\ netto}}{SF} = \frac{99,5698}{3} = 33,1899\ t/m^2$$

jarak eksentrisitas dari titik-A

$$\bar{x} = \frac{Mr - M_o}{\Sigma V} = \frac{163{,}0387 - (38{,}3737 - 2{,}3007)}{51{,}0530} = 2{,}4869m$$

$$e = \bar{x} - \frac{B}{2} = 2{,}4869 - \frac{5{,}10}{2}$$

$$= -0{,}0631 \text{ m} < B/6 = 0{,}8500 \text{ m}$$

$\Rightarrow$ *(terletak disebelah kiri tengah dasar telapak !!)*

Tegangan maksimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah:

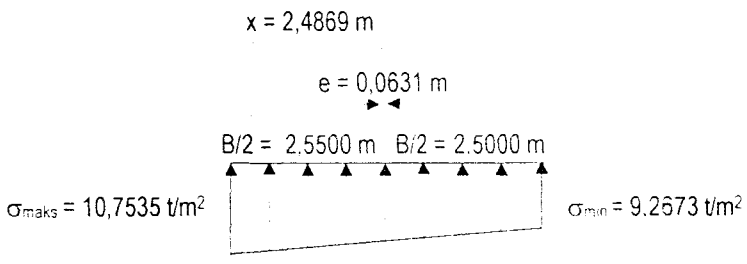
$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 + \frac{6.e}{B}\right] = \frac{51{,}0530}{5{,}10.1{,}00}\left[1 + \frac{6.0{,}0631}{5{,}10}\right]$$

$$= 10{,}7535 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{tanah} = \mathbf{33{,}1899} \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

Tegangan minimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah :

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 - \frac{6.e}{B}\right] = \frac{51{,}0530}{5{,}10.1{,}00}\left[1 - \frac{6.0{,}0631}{5{,}10}\right]$$

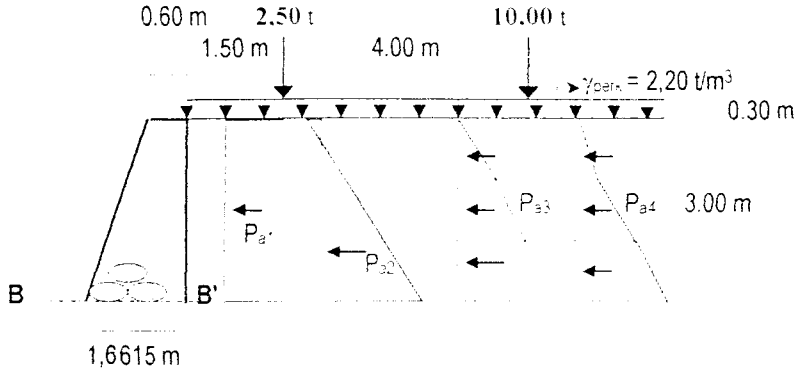
$$= 9{,}2673 \text{ t/m}^2 > \mathbf{0} \quad \Rightarrow \textit{Ok !!}$$



Gambar 4.4.2 Tegangan pada tanah yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah

Tinjauan stabilitas terhadap gaya Internal

a. Tinjauan stabilitas pada potongan B - B'



Gambar 4.4.3 Potongan B-B'

Tekanan tanah aktif:

1) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan sedalam 3,00 m.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} . \cos^2 \alpha = 0,7148 . \cos^2 30^0 = 0,5361$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 1,50 m

$M_{a1}^{\perp} = 0,5361 . 1,50 = 0,8042$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat tanah sedalam 3,00 m.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 2,1228 . \cos^2 30^0 = 1,5921$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 0,9321 m

$M_{a2}^{\perp} = 1,5921 . 0,9321 = 1,4840$ tm'

3.)Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q=2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} = 0,1416$ ton (←)

$M_{a3}^{\perp} = M_{a3} = 0{,}1416 \cdot 0{,}9496 = 1{,}1345$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q =10,00 ton) di atas timbunan, sejarak5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} = 0{,}1107$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a4}^{\perp} = M_{a4} = 1{,}1017$ tm'

$\Sigma P_a^{-} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{-}$

$= 0{,}5361 + 1{,}5921 + 0{,}1416 - 0{,}1107 = 2{,}3805$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a^{-} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{-}$

$= 0{,}8042 + 1{,}4840 + 1{,}1345 - 0{,}1017 = 3{,}5302$ tm'

Tabel 4.4.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar

No.	Berat (ton)	Lengan Terhadap-B (m)	Momen Terhadap-B (tm)
1.	½ . 1,0615 . 3,00 . 2,20 = 3,5030	0,7077	2,4791
2.	0,60 . 3,00 . 2,20 = 3,9600	1,3615	5,3915
	ΣV = 7,4630		ΣM_r = 7,8706

Jarak resultante:

$$x = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(7{,}8706 - 3{,}5302)}{7{,}4630} = 0{,}5816m$$

$$e = x - \frac{b}{2} = 0{,}5816 - \frac{1{,}6615}{2} = -0{,}2492m$$

= - 0,2492 m < b:6 = 1,6615:6 = 0,2769 m

=> (semua bahan menahan desak !!)

Tegangan desak yang terjadi pada potongan B-B':

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{+}}{b.1,00} + \frac{(M_{z}^{+} - M_{w}^{+})}{\frac{1}{6}b^{2}.1,00}$$

$$= \frac{7,3871}{1,6615.1,00} + \frac{(7,6730 - 3,5302)}{\frac{1}{6}.1,6615^{2}.1,00}$$

$$= 13,7672 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152}\ \text{t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

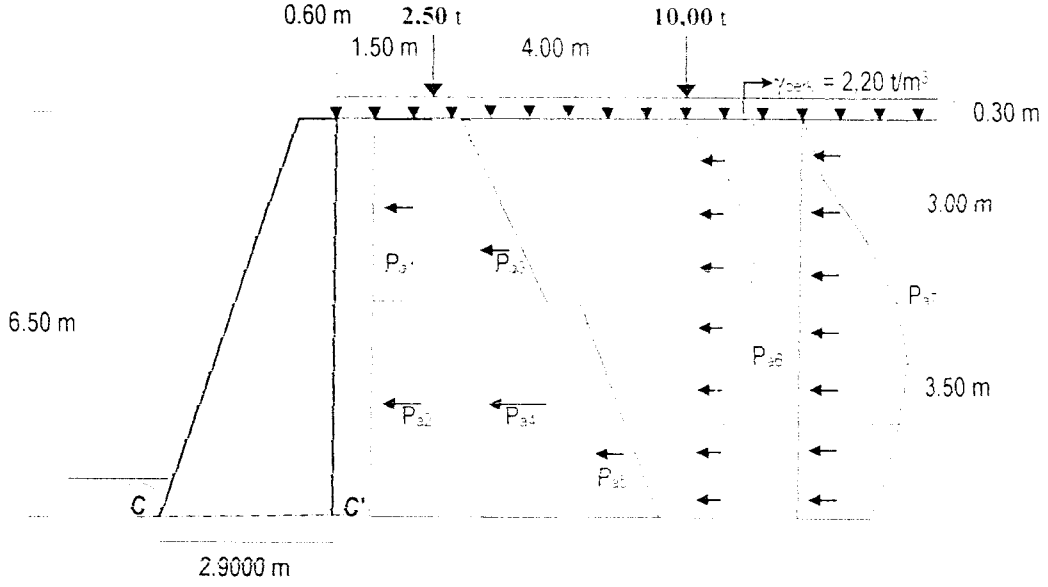
Tegangan geser yang terjadi:

$$D = \Sigma P_a \text{ (B-B')} = 2,3805 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{2,3805}{1,6615.1,00}$$

$$= 0,9552 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \bar{\tau}_{bahan} = \mathbf{15}\ \text{t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

b. Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'



Gambar 4.4.4 Potongan C-C'

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} . \cos^2 \alpha = 0{,}7148 . \cos^2 30^0 = 0{,}5361$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 5,00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}5361 . 5{,}00 = 2{,}6805$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 0{,}9021 . \cos^2 30^0 = 0{,}6765$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,75 m

$M_{a2}^{\perp} = 0{,}6765 . 1{,}75 = 1{,}1839$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} \cdot \cos^2 \alpha = 2.1228 \cdot \cos^2 30^0 = 1,5921$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 4,4331 m

$M_{a3}^{\perp} = 1,5921 \cdot 4,4331 = 7,0563$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} \cdot \cos^2 \alpha = 6,1668 \cdot \cos^2 30^0 = 4,6251$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik -C = 1,75 m

$M_{a4}^{\perp} = 4,6251 \cdot 1,75 = 8,0939$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} \cdot \cos^2 \alpha = 4,4782 \cdot \cos^2 30^0 = 3,3587$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,1345 m

$M_{a5}^{\perp} = 3,3587 \cdot 1,1345 = 3,8104$ tm'

6.) Tekana tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6} = 0,2854$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6} = 0,9623$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7} = 0,4765$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7} = 1,1497$ tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} + P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} + P_{a7}^{\perp}$

$= 0,5361 + 0,6765 + 1,5921 + 4,6251 + 3,3587 + 0,2854 + 0,4765$

= 11,5504 ton (←)

$\Sigma M_c^{\perp} = M_{c1}^{\perp} + M_{c2}^{\perp} + M_{c3}^{\perp} + M_{c4}^{\perp} + M_{c5}^{\perp} + M_{c6}^{\perp} + M_{c7}^{\perp}$

= 2,6805 + 1,1839 + 7,0563 + 8,0939 + 3,8104 + 0,9623 + 1,1497

= 24,9370 tm'

Tabel 4.4.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1.00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-C (m)	Momen Terhadap-C (tm)
1.	½ . 2,30 . 6,50 . 2,20	= 16,4450	1,5333	25,2151
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	2,6000	22,3080
		$\Sigma V^{\perp}$ = 25,0250		ΣM_t = 47,5231

Jarak eksentrisitas:

$$x = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_t^{\perp} - M_g^{\perp})}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(47,5231 - 24,9370)}{25,0250} = 0,9025m$$

$$e = x - \frac{b}{2} = 0,9025 - \frac{2,90}{2}$$

= - 0,5475 m > b/6 = 2,90/6 = 0,4833 m

⇒ *sebagian tampang menahan tarik !!*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan C-C':

$$\sigma_{tks} = \frac{V^{\perp}}{b.1} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{\perp}}{2,90.1,00} + \frac{(M_t^{\perp} - M_g^{\perp})}{\frac{1}{6}.b^2.1,00}$$

$$= \frac{25,0250}{2,90.1,00} + \frac{(47,5231 - 24,9370)}{\frac{1}{6}.2,90^2.1,00}$$

$= 24,7431 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{trk\ ijin} = \mathbf{152} \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow Amaan\ !!$

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{V}{b.L} - \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V}{b.1,00} - \frac{(M_{(+)} - M_{(-)})}{\frac{1}{6}.b^2.1,00}$$

$$= \frac{25,0250}{2,90.1,00} - \frac{(47,5231 - 24,9370)}{\frac{1}{6}.2,90^2.1,00}$$

$= 7,4844 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{trk\ ijin} = \mathbf{30} \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow Amaan\ !!$

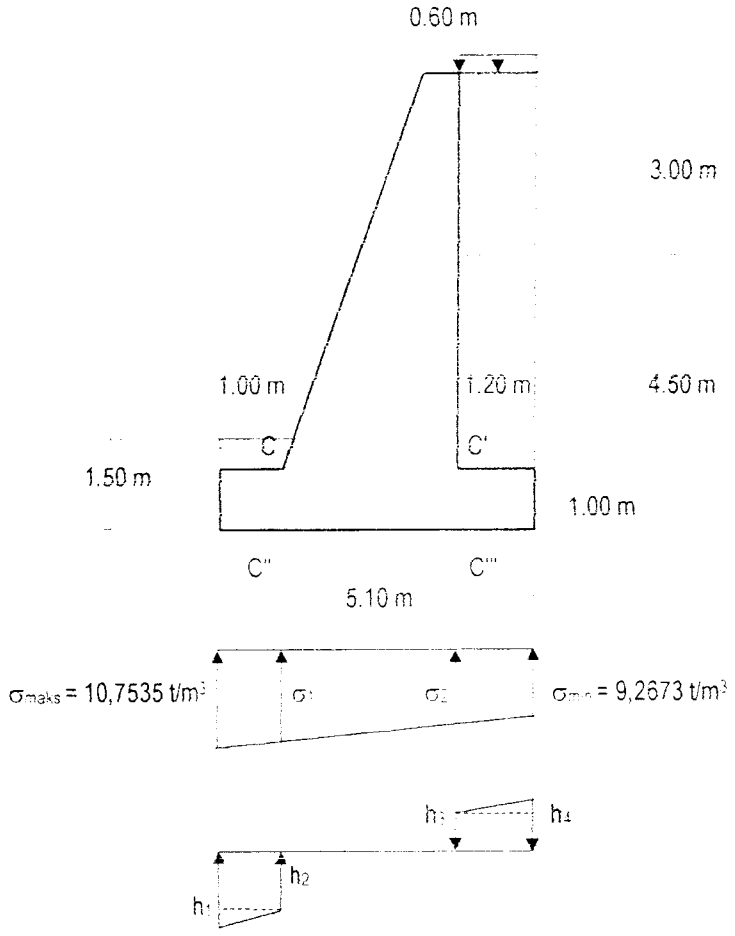
Tegangan geser yang terjadi:

$D = \Sigma P_a (C\text{-}C') = 11,5504$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{11,5504}{2,90.1,00}$$

$= 2,6553 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau}_{ijin} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow Amaan\ !!$

c. Tinjauan stabilitas pada potongan C – C'' dan C'-C'''



Gambar 4.4.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''

Tegangan/tekanan yang mempengaruhi potongan C-C'' dan C'-C''':

$$h_1 = \sigma_{maks} - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p)$$

$$= 10{,}7535 - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 7{,}5635 \text{ t/m}^2$$

$$h_2 = \sigma_1 - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p)$$

$$= (9{,}2673 + 1{,}1948) - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 7{,}2721 \text{ t/m}^2$$

$$h_3 = \sigma_2 - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p) - (h_{perk} \cdot \gamma_{perk})$$

$$= (9{,}2673 + 0{,}2914) - (3{,}00 \cdot 1{,}504 + 3{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20)$$

$$- (0{,}30 \,.\, 2{,}20) = - 4{,}7433 \text{ t m}^2$$

$$h_4 = \sigma_{min} - (h_t \,.\, \gamma_t) - (h_p \,.\, \gamma_p) - (h_{perk} \,.\, \gamma_{perk})$$

$$= 9{,}2673 - (3{,}00 \,.\, 1{,}504 + 3{,}50 \,.\, 1{,}98) - (1{,}00 \,.\, 2{,}20)$$

$$- (0{,}30 \,.\, 2{,}20) = - 5{,}0347 \text{ t m}^2$$

Momen yang terjadi pada tampang C - C'':

$$M = h_2 \,.\, 1{,}00 \,.\, (\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}00) + \tfrac{1}{2}(h_1 - h_2) \,.\, 1{,}00 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}00)$$

$$= 7{,}2721 \,.\, 1{,}00 \,(1/2 \,.\, 1{,}00) + \tfrac{1}{2}(7{,}5635 - 7{,}2721) \,.\, 1{,}00 \,.\, (2/3.1{,}00)$$

$$= 3{,}7332 \text{ tm}'$$

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm \frac{M}{W} = \pm \frac{3{,}7332}{\tfrac{1}{6} \,.\, 1{,}00^2 \,.\, 1{,}00}$$

$$= 22{,}3991 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{trk} = \mathbf{30} \text{ t m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

Tegangan geser yang terjadi:

$$D = \tfrac{1}{2}(h_1 + h_2) \,.\, 1{,}00 = \tfrac{1}{2}(7{,}5635 + 7{,}2721) \,.\, 1{,}00 = 7{,}4178 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3} \,.\, \frac{D}{b.h} = \frac{2}{3} \,.\, \frac{7{,}4178}{1{,}00 \,.\, 1{,}00}$$

$$= 4{,}9452 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

d. Tinjauan stabilitas pada potongan C' - C'''

Momen yang terjadi pada tampang C' - C''':

$$M = h_3 \,.\, 1{,}20 \,.\, (\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}20) + \tfrac{1}{2}(h_2 - h_3) \,.\, 1{,}20 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}20)$$

$= 4,7433 \cdot 1,20 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,20)$

$+ \frac{1}{2}(5,0347 - 4,7433) \cdot 1,20 \cdot (2/3 \cdot 1,20) = 3,5550$ tm'

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3,5550}{\frac{1}{6} \cdot 1,00^2 \cdot 1,00}$$

$= 21,3303$ t/m^2 $< \sigma_{tijin} = 30$ t m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \frac{1}{2}(h_3 + h_4) \cdot 1,20 = \frac{1}{2}(4,7433 + 5,0347) \cdot 1,20 = 5,8668$ ton

$$\tau = \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{b.h} = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,8668}{1,00.1,00}$$

$= 3,9112$ t/m^2 $< \tau = 15$ t m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

e. Tinjauan stabilitas pada potongan D-D' :

Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

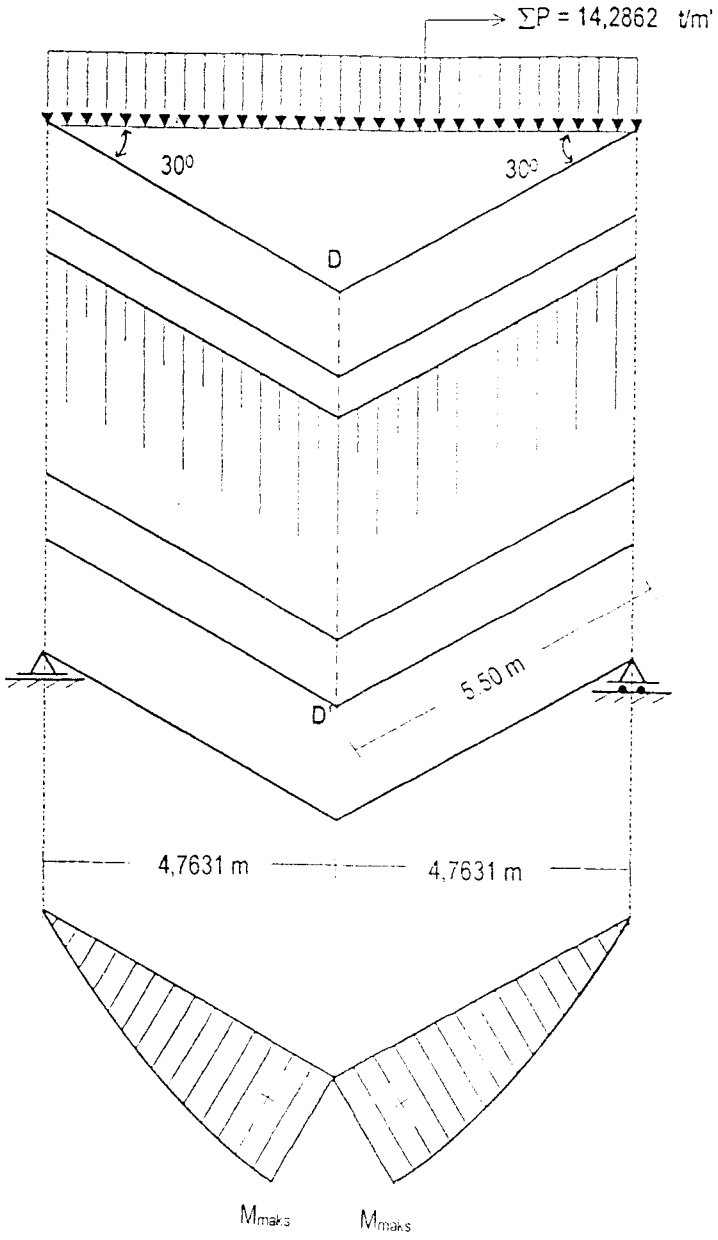
$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p$

$= 20,2777 - 5,9915 = 14,2862$ ton/m'

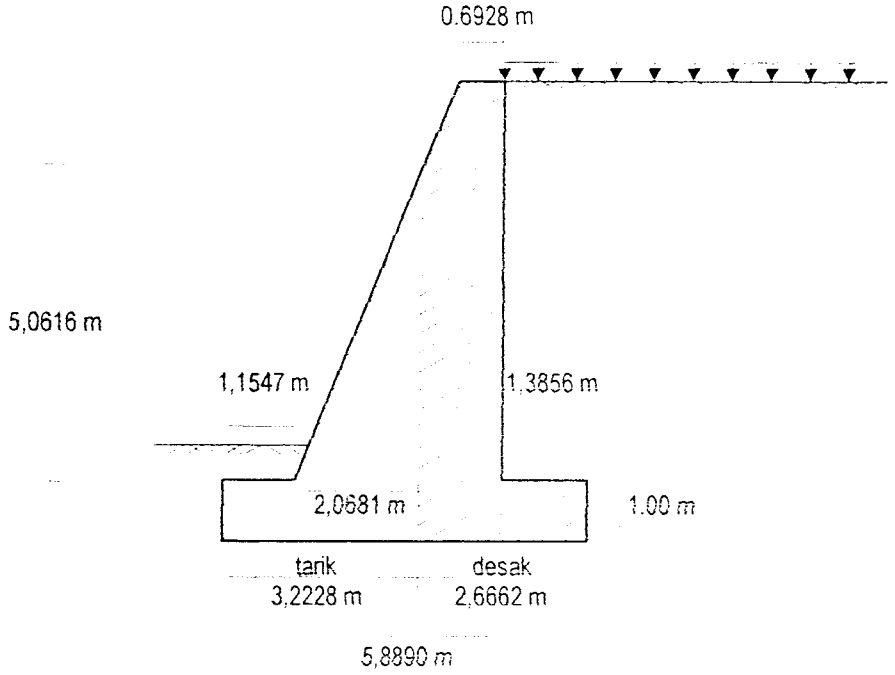
Momen yang terjadi pada tampang D-D':

$M_{(D-D')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2$

$= 1/8 \cdot 14,2862 \cdot (4,7631 - 4,7631)^2 = 162,0591$ tm'



Gambar 4.4.6 Tampak atas dan momen potongan D – D'



Gambar 4.4.7 Penampang potongan D-D'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_y).

(I) 1/2 . 6,50 . 2,6558. (2,9252) = 25,2487 m^3

(II) 6,50 . 0,6928 . (4,1569) = 18,7194 m^3

(III) 1,00 . 5,8890 . (2,9445) = 17,3402 m^3

S_y = 61,3083 m^3

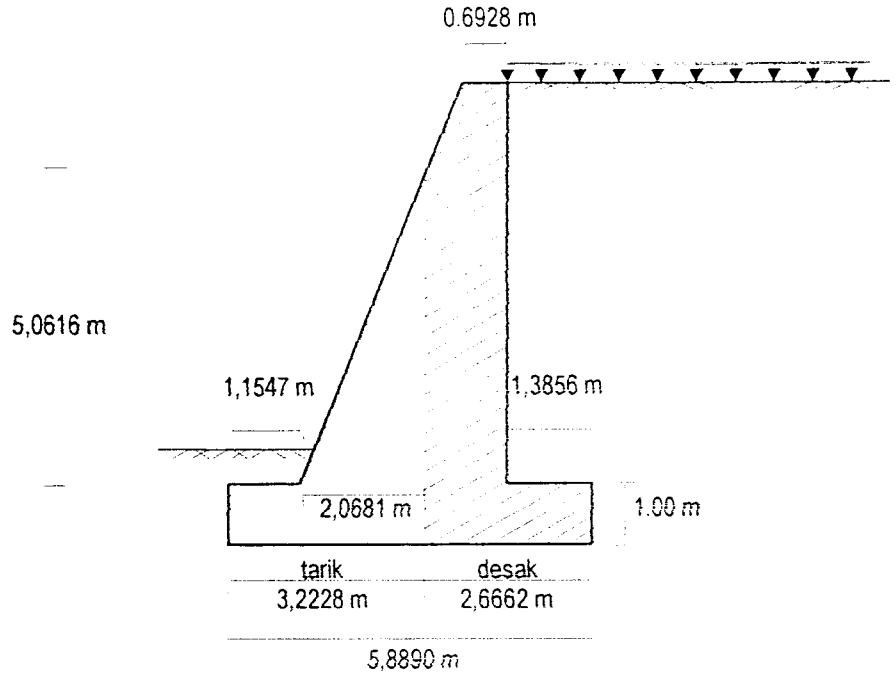
Luas penampang (D-D'):

$$A = 1/2 \cdot 2{,}6558 \cdot 6{,}50 + 0{,}6928 \cdot 6{,}50 + 5{,}8890 \cdot 1{,}00 = 19{,}0236\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X):

$$X_{kiri} = \frac{S_y}{A} = \frac{61{,}3083}{19{,}0236} = 3{,}2228m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan D-D':



Gambar 4.4.7 Penampang potongan D-D'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_y).

(I) 1/2 . 6,50 . 2,6558. (2,9252) = 25,2487 m^3

(II) 6,50 . 0,6928 . (4,1569) = 18,7194 m^3

(III) 1,00 . 5,8890 . (2,9445) = 17,3402 m^3

S_y = 61,3083 m^3

Luas penampang (D-D'):

$$A = 1/2 \cdot 2{,}6558 \cdot 6{,}50 + 0{,}6928 \cdot 6{,}50 + 5{,}8890 \cdot 1{,}00 = 19{,}0236\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X):

$$X_{kiri} = \frac{S_y}{A} = \frac{61{,}3083}{19{,}0236} = 3{,}2228m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan D-D':

A_{trk} = ½ . 2,0681 . 5,0681 + 3,2228 . 1,00 = 8,4557 m^2

$A_{dsk} = A_{tot} - A_{trk}$ = 19,0236 – 8,4557 = 10,5669 m^2

Inersia tampang dari sisi kiri (S_y):

(I)	1/36 . 6,50 . $2,6558^3$	=	3,3822 m^4
	½ . 6,50 . 2,6558 .$(0,2976)^2$	=	0,7644 m^4
(II)	1/12 . 6,50 . $0,6928^3$	=	0,1801 m^4
	6,50 . 0,6928 . $(0,9341)^2$	=	3,9292 m^4
(III)	1/12 . 1,00 . $5,8890^3$	=	17,0194 m^4
	1,00 . 5,8890 . $(0,2783)^2$	=	0,4561 m^4
		I_y =	25,7314 m^4

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{\parallel}.\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{162,0591.2,6662}{25,7314} + \frac{10,5664.\cos(90^0 - 30^o).2}{10,5669}$$

= 17,7920 t/m^2 < $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan}$ = **152** t/m^2 ⇒ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{\parallel}.\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{trk}}$$

$$= \frac{162,0591.3,228}{25,7314} + \frac{10,5664.\cos(90^0 - 30^o).2}{78,4557}$$

= 21,5472 t/m^2 < $\bar{\sigma}_{trk\ bahan}$ = **30** t/m^2 ⇒ *Amaan !!*

f. Tinjauan stabilitas pada potongan E-E'.

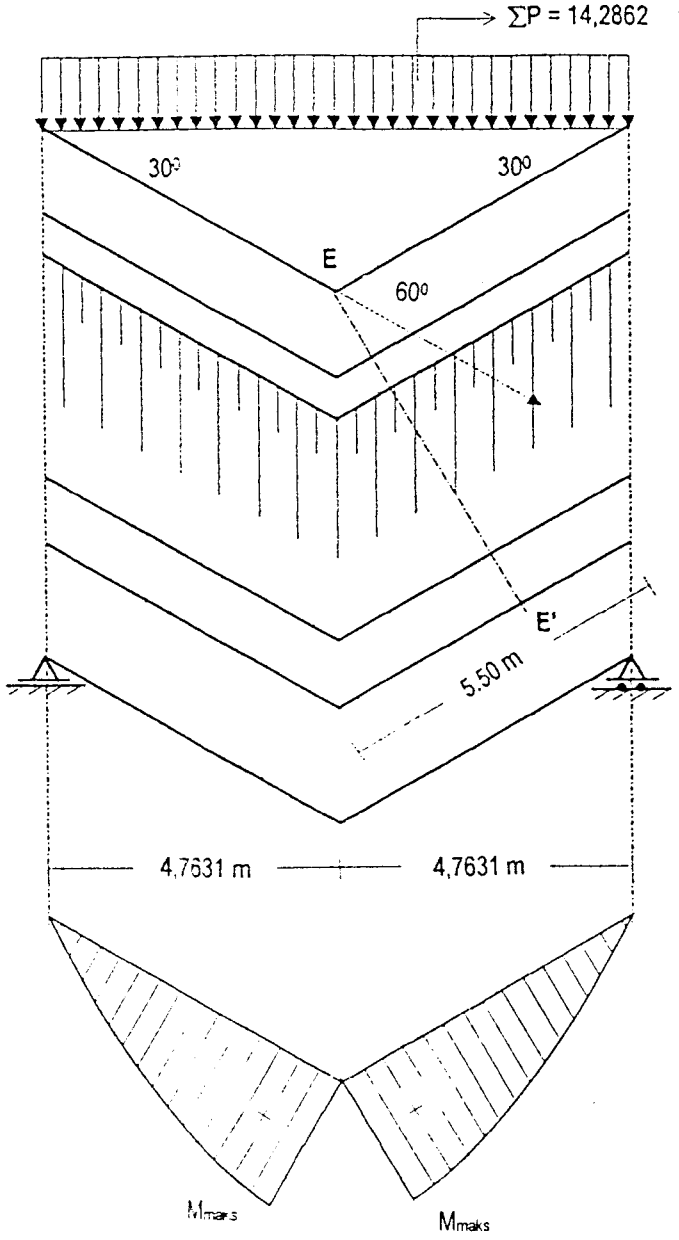
Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

$$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p = 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862 \text{ ton/m'}$$

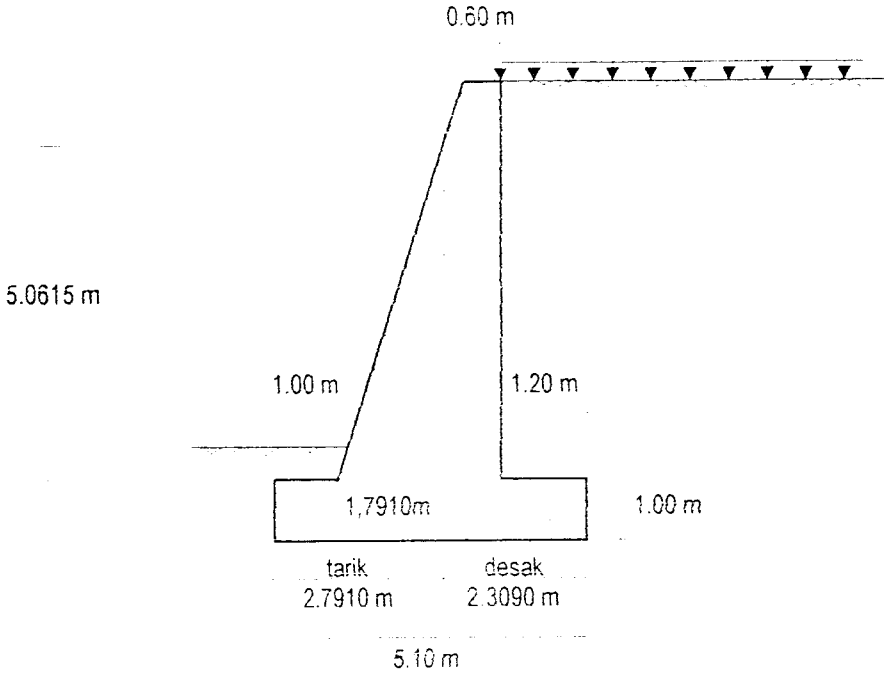
Momen yang terjadi pada tampang E-E':

$$M_{(E\text{-}E')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2 \cdot \cos \alpha$$

$$= 1/8 \cdot 14{,}2862 \cdot (4{,}7631 + 4{,}7631)^2 \cdot \cos 30^0 = 140{,}3473 \text{ tm'}$$



Gambar 4.4.8 Tampak atas dan momen potongan E-E'



Gambar 4.4.9 Penampang potongan E-E'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_y):

(I)	1/2 . 6,50 . 2,30. (2,5333)	=	18,9364 m^3
(II)	6,50 . 0,60 . (3,6000)	=	14,0400 m^3
(III)	1,00 . 5,10 . (2,5500)	=	13,0050 m^3
		S_y =	45,9814 m^3

Luas penampang (E-E'):

$$A = 1/2 \cdot 2{,}30 \cdot 6{,}50 + 0{,}60 \cdot 6{,}50 + 5{,}10 \cdot 1{,}00 = 16{,}4750\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X)

$$X_{kiri} = \frac{S_y}{A} = \frac{45{,}9814}{16{,}4750} = 2{,}7910m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan E-E':

$A_{trk} = \frac{1}{2} . 1,7910 . 5,0615 + 2,7910 . 1,00 = 7,3236 \text{ m}^2$

$A_{dsk} = A_{tot} - A_{trk} = 16,4750 - 7,3236 = 9,1514 \text{ m}^2$

Inersia tampang dari sisi kiri (S_y):

(I)	$1/36 . 6,50 . 2,30^3$	=	$2,1968 \text{ m}^4$
	$\frac{1}{2} . 6,50 . 2,30 . (0,2577)^2$	=	$0,4964 \text{ m}^4$
(II)	$1/12 . 6,50 . 0,60^3$	=	$0,1170 \text{ m}^4$
	$6,50 . 0,60 . (0,8090)^2$	=	$2,5525 \text{ m}^4$
(III)	$1/12 . 1,00 . 5,10^3$	=	$11,1543 \text{ m}^4$
	$1,00 . 5,10 . (0,2410)^2$	=	$0,2962 \text{ m}^4$
		I_y =	$16,7132 \text{ m}^4$

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M . X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a . \cos(90^0 - 2\alpha)}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{140,3473 . 2,3090}{16,7132} + \frac{10,5664 . \cos(90^0 - 2.30'')}{9,1514}$$

$= 20,3895 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M . X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a . \cos(90^0 - 2\alpha)}{A_{trk}}$$

$$= \frac{140,3473 . 2,3090}{16,7132} - \frac{10,5664 . \cos(90^0 - 2.30'')}{7,3236}$$

$$= 20{,}6391 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \bar{\sigma}_{\text{trk bahan}} = \mathbf{30} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$

Tegangan geser yang terjadi :

$$D = (\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp}).(\rho - B.\tan\alpha)$$

$$= (15{,}4221 - 2{,}3007).(5{,}50 - 5{,}10.\tan 30^{0})$$

$$= 33{,}5319 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}D + \Sigma P_a^{\parallel}.\cos\alpha}{A_{tot}}\right]$$

$$= \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}.33{,}5319 + 10{,}5664.\cos 30^{0}}{16{,}4750}\right]$$

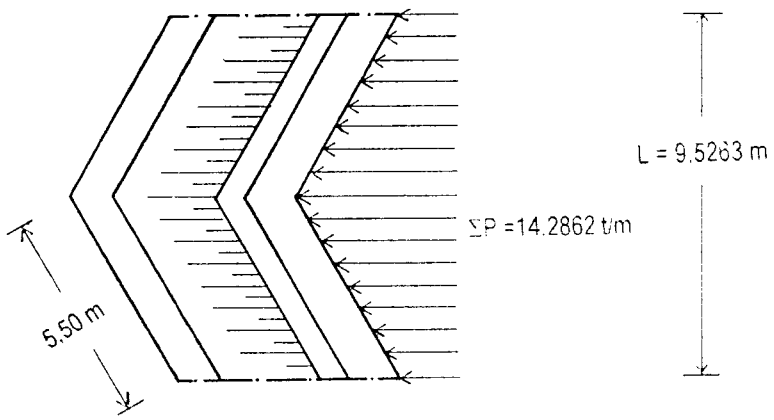
$$= 1{,}0487 \text{ t/m}^2 \quad < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$

Kontrol terhadap keamanan geser ditinjau tiapsatu gerigi:

$$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p = 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862 \text{ t/m'}$$

$$SF = \frac{\Sigma V.(\rho.2).\tan\delta}{\Sigma P.L} = \frac{51{,}0530.(5{,}50.2)\tan 26^{0}}{14{,}2862.9{,}5263}$$

$$= 2{,}0126 > 2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$



Gambar 4.4.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi (α = 30°)

Efisiensi bahan yang diperoleh:

Cara pertama:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan}{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} yang - direncanakan}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{16,4750}{17,3963}) x100\% = 5,30\%$$

Cara kedua:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan / \cos\alpha}{Vol^{---} \text{ yang - ada}}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{16,4750 / \cos 30^{0}}{20,0875}) x100\% = 5,30\%$$

4.5 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus (sudut-dalam-gerigi, $\alpha = 45^0$)

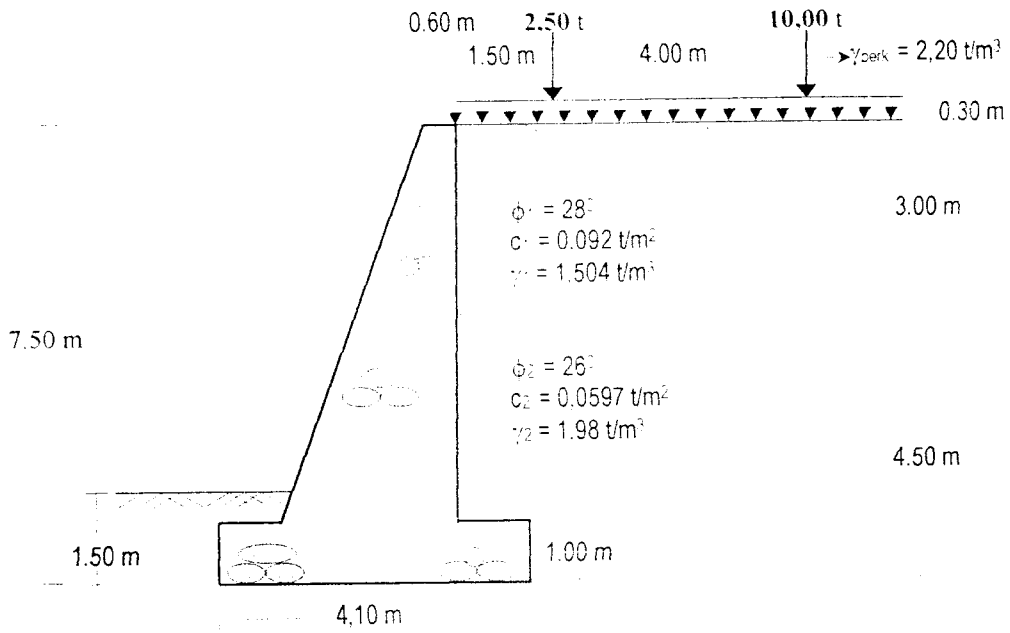
Dalam perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, volumenya dibuat lebih kecil atau mendekati dinding penahan tanah berbentuk lurus (menerus). $Vol^{\cdots} \leq Vol^{-} = 20{,}0875\ m^3$ (tiap 1,00 m $\perp$ bidang gambar). Pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus bersudut $\alpha = 45^0$ didapat volume mendekati yaitu:

$Vol^{\cdots} = Vol^{-} . \cos \alpha = 20{,}0875 . \cos 45^0$

$= 14{,}2040\ m^3$ (ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar)

Perencanaan:

Direncanakan dinding penahan tanah seperti Gambar 4.5.1 ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar.



Gambar 4.5.1 Perencanaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, ($\alpha = 45^0$)

Volume dinding penahan tanah:

$Vol^{\wedge\wedge\wedge} = ½ \,.\, 1{,}30 \,.\, 6{,}50 + 0{,}60 \,.\, 6{,}50 + 4{,}10 \,.\, 1{,}00$

$= 12{,}2250\ m^3 < Vol^{\wedge\wedge\wedge} = 14{,}2040\ m^3 \quad \Rightarrow$ *DICOBA !!*

Gaya-gaya yang tegak lurus (⊥) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 45^0$, ditinjau 1,00 m (⊥) bidang gambar

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} \cdot \cos^2 \alpha = 0{,}7148 \cdot \cos^2 45^0 = 0{,}3574$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6,00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}3574 \cdot 6{,}00 = 2{,}1444$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} \cdot \cos^2 \alpha = 1{,}1598 \cdot \cos^2 45^0 = 0{,}5799$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\perp} = 0{,}5799 \cdot 2{,}25 = 1{,}3048$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} \cdot \cos^2 \alpha = 2{,}1228 \cdot \cos^2 45^0 = 1{,}0614$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik - A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\perp} = 1{,}5921 \cdot 5{,}4321 = 5{,}7656$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} \cdot \cos^2 \alpha = 7{,}9287 \cdot \cos^2 45^0 = 3{,}9643$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4}^{\perp} = 3{,}9643 \cdot 2{,}25 = 8{,}9198$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} \cdot \cos^2 \alpha = 7{,}4964 \cdot \cos^2 45^0 = 3{,}7482$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5}^{\perp}$= 3,7482 . 1,4678 = 5,5016 tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6}$ = 0,3009 ton (←)

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6}$ = 1,2557 tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7}$ = 0,5543 ton (←)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7}$ = 1,6637 tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} + P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} + P_{a7}^{\perp}$

= 0,3574 + 0,5799 + 1,0614 + 3,9643 + 3,7482 + 0,3009 + 0,5543

= 10,5664 ton (←)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp} + M_{a5}^{\perp} + M_{a6}^{\perp} + M_{a7}^{\perp}$

= 2,1444 + 1,3048 + 5,7656 + 8,9198 + 5,5016 + 1,2557 + 1,6637

= 26,5556 tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{\perp} = P_p . \cos^2 \alpha = 5,9915 . \cos^2 45^0 = 2,9957$ ton (→)

lengan terhadap titik-A = 0,5120 m

$M_p^{\perp}$ = 2,9957 . 0,5120 = 1,5338 tm'

Gaya-gaya yang sejajar (//) terhadap dinding penahan tanah pada sudut $\alpha = 45^0$

Tekanan tanah aktif dan pasif yang terjadi pada dinding penahan tanah

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban per kerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$P_{a1}^{\parallel} = P_{a1} . \sin \alpha = 0{,}7148 . \sin 45^0 = 05054$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 6.00 m

$M_{a1}^{\parallel} = 0{,}5054 . 6{,}00 = 3{,}0326$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\parallel} = P_{a2} . \sin \alpha = 1{,}1598 . \sin 45^0 = 0{,}8201$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a2}^{\parallel} = 0{,}8201 . 2{,}25 = 1{,}8452$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\parallel} = P_{a3} . \sin \alpha = 2{,}1228 . \sin 45^0 = 1{,}5010$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 5,4321 m

$M_{a3}^{\parallel} = 1{,}5010 . 5{,}4321 = 8{,}1538$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\parallel} = P_{a4} . \sin \alpha = 7{,}9287 . \sin 45^0 = 5{,}6064$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 2,25 m

$M_{a4}^{\parallel} = 5,6064 \cdot 2,25 = 12,6145$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\parallel} = P_{a5} \cdot \sin \alpha = 7,4964 \cdot \sin 45^0 = 5,3008$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-A = 1,4678 m

$M_{a5}^{\parallel} = 5,3008 \cdot 1,4678 = 7,7804$ tm'

6.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a6}^{\parallel} = P_{a6} = 0,3009$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a6}^{\parallel} = M_{a6} = 1,2557$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas tanah timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\parallel} = P_{a7} = 0,5543$ ton ($\leftarrow$)

$M_{a7}^{\parallel} = M_{a7} = 1,6637$ tm'

$\Sigma P_a^{\parallel} = P_{a1}^{\parallel} + P_{a2}^{\parallel} + P_{a3}^{\parallel} + P_{a4}^{\parallel} + P_{a5}^{\parallel} + P_{a6}^{\parallel} + P_{a7}^{\parallel}$

$= 0,5054 + 0,8201 + 1,5010 + 5,6064 + 5,3008 + 0,3009 + 0,5543$

$= 14,5889$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a^{\parallel} = M_{a1}^{\parallel} + M_{a2}^{\parallel} + M_{a3}^{\parallel} + M_{a4}^{\parallel} + M_{a5}^{\parallel} + M_{a6}^{\parallel} + M_{a7}^{\parallel}$

$= 3,0326 + 1,8452 + 8,1538 + 12,6145 + 7,7804 + 1,2557 + 1,6637$

$= 36,3459$ tm'

Tekanan tanah pasif

1.) Tekanan tanah pasif akibat tanah dimuka dinding penahan tanah.

$P_p^{\parallel} = P_p \sin \alpha = 5{,}9915 \cdot \sin 45^0 = 4{,}2366$ ton $(\rightarrow)$

lengan terhadap titik -A = 0,5120 m

$M_p^{\parallel} = 4{,}2366 \cdot 0{,}5120 = 2{,}1691$ tm

Tabel 4.5.1 Berat serta momen perlawanan dinding penahan terhadap titik-A, ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-A (m)	Momen Terhadap-A (tm)
1.	½ . 1,30 . 6,50 .2,20	= 9,2950	1,8667	17,3510
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	2,6000	22,3080
3.	4,10 . 1,00 . 2,20	= 9,0200	2,0500	18,4910
4.	1,20 . 3,00 . 1,504	= 5,4144	3,5000	18,9504
5.	1,20 . 3,50 . 1,98	= 8,3160	3,5000	29,1060
6.	1,00 . 0,50 . 1,98	= 0,9900	0,5000	0,4950
7.	½ . 0,1000 . 0,50 . 1,98	= 0,0495	1,3333	0,0660
		ΣV = 41,6649		ΣM_r = 106,7674

Tinjauan stabilitas terhadap gaya eksternal

•) Stabilitas terhadap penggulingan:

$$SF = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_0} = \frac{\Sigma M_r^{\perp}}{(\Sigma M_a^{\perp} - \Sigma M_p^{\perp})} = \frac{106{,}7674}{(26{,}5556 - 1{,}5338)}$$

$= 4{,}2670 > 2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap penggeseran:

$$SF = \frac{\Sigma V^{\perp}.\mu}{\Sigma P^{\perp}} = \frac{\Sigma V^{\perp}.\tan\delta}{(\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp})} = \frac{41{,}6649.\tan 26^0}{(10{,}5664 - 2{,}9957)}$$

$= 2{,}6842 > 2$ $\Rightarrow$ *Amaan !!*

•) Stabilitas terhadap daya dukung tanah:

Daya dukung pada tanah (menurut Terzaghi):

$\phi = 26^o$, dari tabel Terzaghi didapat: $N_c = 27{,}52$

$N_q = 14{,}66$

$N_\gamma = 11{,}36$

$\sigma_{ult.\ bruto} = c\ .\ N_c + q\ .\ N_q + 0{,}5\ .\ B\ .\ \gamma_2\ .\ N_\gamma$

$= c\ .\ N_c + (D_f\ .\ \gamma_b)\ .\ N_q + 0{,}5\ .\ B\ .\ \gamma_2\ .\ N_\gamma$

$= 0{,}0597\ .\ 27{,}52 + (1{,}50\ .\ 1{,}98)\ .\ 14{,}66$

$+ 0{,}5\ .\ 4{,}10\ .\ 1{,}98\ .11{,}36$

$= 91{,}2934\ t/m^2$

$\sigma_{ult.\ net} = \sigma_{ult.\ bruto} - (D_f\ .\ \gamma_b)$

$= 91{,}2934 - (1{,}50\ .\ 1{,}98) = 88{,}3234\ t/m^2$

$$\sigma_{netto} = \frac{\sigma_{ult.netto}}{SF} = \frac{88{,}3234}{3} = 29{,}4411\ t/m^2$$

eksentrisitas dari titik-A:

$$\bar{x} = \frac{Mr - M_o}{\Sigma V} = \frac{106{,}7674 - (26{,}5556 - 1{,}5338)}{41{,}6649} = 1{,}9620m$$

$$e = \bar{x} - \frac{B}{2} = 1{,}9620 - \frac{4{,}10}{2}$$

$$= -0{,}0880 \text{ m} < B/6 = 0{,}6833 \text{ m}$$

$\Rightarrow$ *terletak disebelah kiri tengah dasar telapak !!*

Tegangan maksimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah:

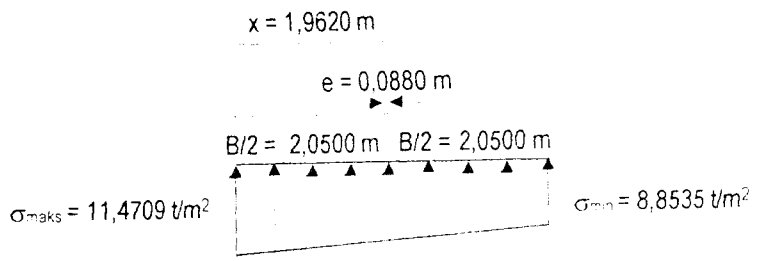
$$\sigma_{maks} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 + \frac{6.e}{B}\right] = \frac{41{,}6649}{4{,}10.1{,}00}\left[1 + \frac{6.0{,}0880}{4{,}10}\right]$$

$$= 11{,}4709 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{tanah} = \mathbf{27{,}7542} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

Tegangan minimum yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah:

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V^{\perp}}{B.L}\left[1 - \frac{6.e}{B}\right] = \frac{41{,}6649}{4{,}10.1{,}00}\left[1 - \frac{6.0{,}0880}{4{,}10}\right]$$

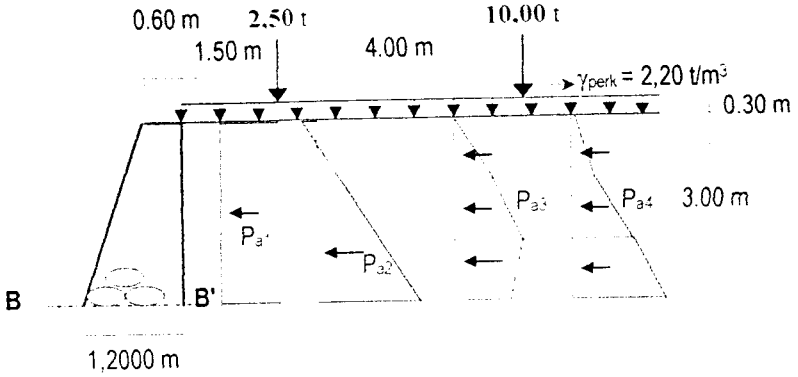
$$= 8{,}8535 \text{ t/m}^2 > \mathbf{0} \qquad \Rightarrow \textit{Ok !!}$$



Gambar 4.5.2 Tegangan pada tanah yang diakibatkan oleh dinding penahan tanah

Tinjauan stabilitas terhadap gaya Internal

a. Tinjauan stabilitas pada potongan B - B'



Gambar 4.5.3 Potongan B-B'

Tekanan tanah aktif:

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan sedalam 3,00 m.

$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} . \cos^2 \alpha = 0,7148 . \cos^2 45^0 = 0,3574$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 1,50 m

$M_{a1}^{\perp} = 0,3574 . 1,50 = 0,9893$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat tanah sedalam 3,00 m.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 2,1228 . \cos^2 45^0 = 1,0614$ ton (←)

lengan terhadap titik-B = 0,9321 m

$M_{a2}^{\perp} = 1,0614 . 0,9321 = 0,9893$ ton (←)

3.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} = 0{,}1416$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-B = 0,9496 m

$M_{a3}^{\perp} = 0{,}1416 \cdot 0{,}9496 = 1{,}1345$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q =10,00 ton) di atas timbunan, sejarak5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} = 0{,}1107$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-B = 0,9187 m

$M_{a4}^{\perp} = 0{,}1107 \cdot 0{,}9187 = 1{,}1017$ tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp}$

$= 0{,}3561 + 1{,}0614 + 0{,}1416 + 0{,}1107 = 1{,}6708$ ton ($\leftarrow$)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp}$

$= 0{,}5361 + 0{,}9893 + 1{,}1345 + 0{,}1017 = 3{,}7616$ tm'

Tabel 4.5.2 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-B, ditinjau 1,00 m $\perp$ bidang gambar

No.	Berat (ton)	Lengan Terhadap-B (m)	Momen Terhadap-B (tm)
1.	½ . 0,60 . 3,00 . 2,20 = 1,9800	0,4000	0,7920
2.	0,60 . 3,00 . 2.20 = 3.9600	0,9000	3,5640
	ΣV = 5,9400		ΣM_r = 4,3560

Jarak resultante gaya:

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(4{,}3560 - 3{,}7616)}{5{,}9400} = 0{,}1001 m$$

$$e = \bar{x} - \frac{b}{2} = 0{,}1001 - \frac{1{,}20}{2}$$

$$= -0{,}4999 \text{ m} > b/6 = 1{,}20.6 = 0{,}20 \text{ m}$$

$\Rightarrow$ *sebagian tampang menahan tarik !!*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan B-B`:

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{\perp}}{b.1{,}00} + \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\frac{1}{6}.b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{5{,}9400}{1{,}20.1{,}00} + \frac{(4{,}3560 - 3{,}7616)}{\frac{1}{6}.1{,}2000^2.1{,}00}$$

$$= 7{,}4267 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{dsk\ bahan} = \mathbf{152} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{V}{b.L} - \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{\perp}}{b.1{,}00} - \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\frac{1}{6}.b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{5{,}9400}{1{,}20.1{,}00} - \frac{(4{,}3560 - 3{,}7616)}{\frac{1}{6}.1{,}2000^2.1{,}00}$$

$$= 2{,}4733 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{trk\ bahan} = \mathbf{30} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

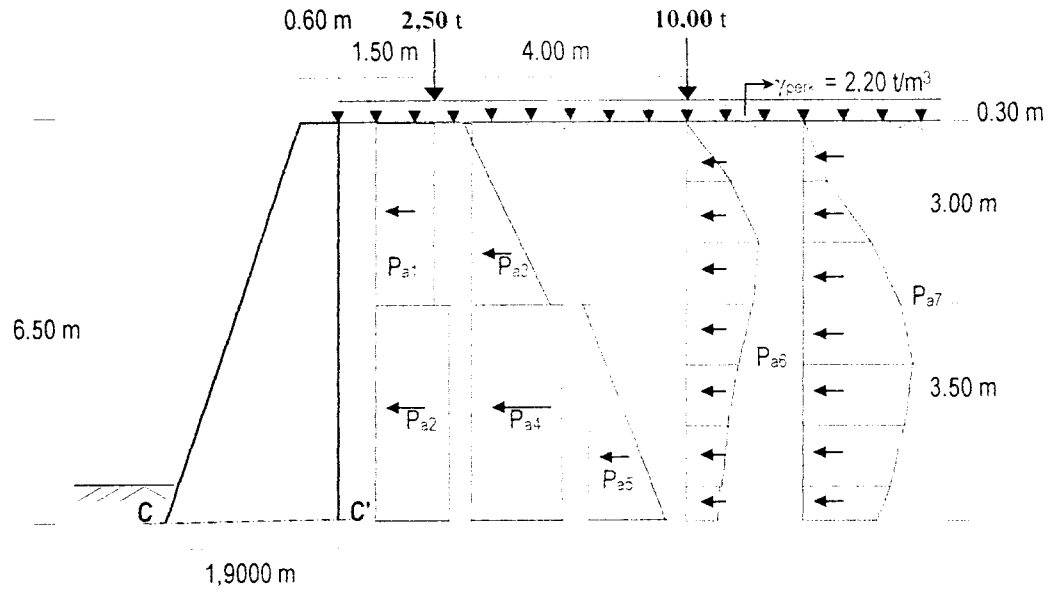
Tegangan geser yang terjadi:

$$D = \Sigma P_a^{\perp} \text{ (B-B')} = 1{,}6708 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}\cdot\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}\cdot\frac{1{,}6708}{1{,}20.1{,}00}$$

$$= 0{,}9282 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \bar{\tau}_{\text{bahan}} = 15 \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{Amaan !!}$$

b. Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'



Gambar 4.5.4 Potongan C-C'

Tekanan tanah aktif

1.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-I.

$$P_{a1}^{\perp} = P_{a1} \cdot \cos^2\alpha = 0{,}7148 \cdot \cos^2 45^0 = 0{,}3574 \text{ ton } (\leftarrow)$$

lengan terhadap titik-C = 5,00 m

$M_{a1}^{\perp} = 0{,}3574 . 5{,}00 = 1{,}7870$ tm'

2.) Tekanan tanah aktif akibat beban perkerasan di atas tanah timbunan, terhadap tanah lapis-II.

$P_{a2}^{\perp} = P_{a2} . \cos^2 \alpha = 0{,}9021 . \cos^2 45^0 = 0{,}4511$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,75 m

$M_{a2}^{\perp} = 0{,}4511 . 1{,}75 = 0{,}7893$ tm'

3.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I.

$P_{a3}^{\perp} = P_{a3} . \cos^2 \alpha = 2{,}1228 . \cos^2 45^0 = 1{,}0614$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 4,4331 m

$M_{a3}^{\perp} = 1{,}0614 . 4{,}4331 = 4{,}7053$ tm'

4.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-I dianggap sebagai beban terbagi merata terhadap tanah lapis-II.

$P_{a4}^{\perp} = P_{a4} . \cos^2 \alpha = 6{,}1668 . \cos^2 45^0 = 3{,}0834$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik -C = 1,75 m

$M_{a4}^{\perp} = 3{,}0834 . 1{,}75 = 5{,}3960$ tm'

5.) Tekanan tanah aktif akibat tanah lapis-II.

$P_{a5}^{\perp} = P_{a5} . \cos^2 \alpha = 4{,}4782 . \cos^2 45^0 = 2{,}2391$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap titik-C = 1,1345 m

$M_{a5}^{\perp} = 2{,}2391 . 1{,}1345 = 2{,}5403$ tm'

6.) Tekana tanah aktif akibat beban titik (Q = 2,50 ton) di atas timbunan, sejarak 1,50 m dari dinding penahan tanah

$P_{a6}^{\perp} = P_{a6} = 0{,}2854$ ton ($\leftarrow$)

lengan terhadap-C = 3,3718 m

$M_{a6}^{\perp} = M_{a6} = 0{,}2854 \cdot 3{,}3718 = 0{,}9623$ tm'

7.) Tekanan tanah aktif akibat beban titik (Q = 10,00 ton) di atas timbunan, sejarak 5,50 m dari dinding penahan tanah.

$P_{a7}^{\perp} = P_{a7} = 0{,}4765$ ton (←)

$M_{a7}^{\perp} = M_{a7} = 1{,}1497$ tm'

$\Sigma P_a^{\perp} = P_{a1}^{\perp} + P_{a2}^{\perp} + P_{a3}^{\perp} + P_{a4}^{\perp} - P_{a5}^{\perp} + P_{a6}^{\perp} - P_{a7}^{\perp}$

$= 0{,}3574 + 0{,}4511 + 1{,}0614 - 3{,}0834 + 2{,}2391 - 0{.}2854 + 0{,}4765$

$= 7{,}9543$ ton (←)

$\Sigma M_a^{\perp} = M_{a1}^{\perp} + M_{a2}^{\perp} + M_{a3}^{\perp} + M_{a4}^{\perp} + M_{a5}^{\perp} + M_{a6}^{\perp} + M_{a7}^{\perp}$

$= 1{,}7870 + 0{,}7893 + 4{.}7053 - 5{,}3960 + 2{,}5403 + 0{,}9623 + 1{.}1497$

$= 17{,}3299$ tm'

Tabel 4.5.3 Berat serta momen perlawanan terhadap titik-C, ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar

No.	Berat (ton)		Lengan Terhadap-C (m)	Momen Terhadap-C (tm)
1.	½ . 1,30 . 6,50 . 2,20	= 9,2950	0,8667	8,0560
2.	0,60 . 6,50 . 2,20	= 8,5800	1,6000	13,7280
		ΣV = 17,8750		ΣM_r = 21,7840

Jarak resultante gaya:

$$x = \frac{\Sigma M^{\perp}}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(M_r^{\perp} - M_a^{\perp})}{\Sigma V^{\perp}} = \frac{(21{.}7840 - 17{.}3299)}{17{,}8750} = 0{,}2492m$$

$$e = x - \frac{b}{2} = 0{,}2492 - \frac{1.90}{2}$$

$$= -0{,}7008 \text{ m} \quad > \quad b/6 = 1{,}90/6 = 0{,}3167 \text{ m}$$

$\Rightarrow$ *sebagian tampang menahan tarik !!*

Tegangan desak yang terjadi pada potongan C-C":

$$\sigma_{dsk} = \frac{V}{b.L} + \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{+}}{b.1{,}00} + \frac{(M_r^{+} - M_a^{+})}{\frac{1}{6}b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{17{,}8750}{1{,}90.1{,}00} + \frac{(21{,}7840 - 17{,}3299)}{\frac{1}{6}.1{,}90^2.1{,}00}$$

$$= 16{,}8108 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \sigma_{dsk\ bahan} = \mathbf{152} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{V}{b.L} - \frac{\Sigma M}{W} = \frac{V^{+}}{b.1{,}00} - \frac{(M_r^{+} - M_a^{+})}{\frac{1}{6}b^2.1{,}00}$$

$$= \frac{17{,}8750}{1{,}90.1{,}00} - \frac{(21{,}7840 - 17{,}3299)}{\frac{1}{6}.1{,}90^2.1{,}00}$$

$$= 2{,}0050 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \sigma_{trk\ bahan} = \mathbf{30} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$

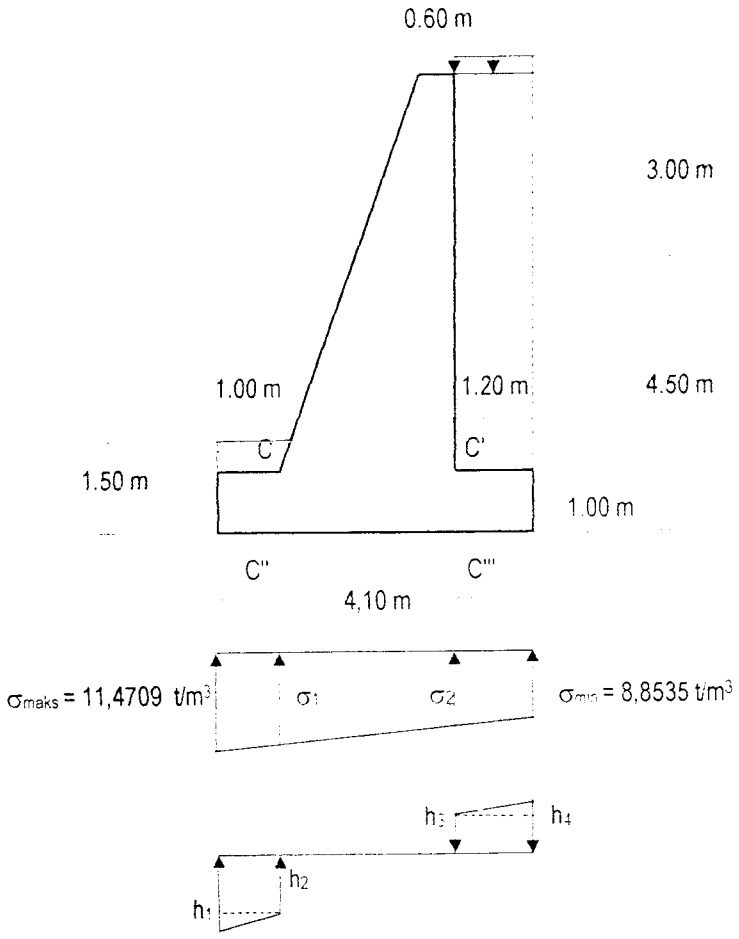
Tinjauan geser yang terjadi:

$$D = \Sigma P_a^{\perp} \text{ (C-C')} = 7{,}9543 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{7{,}9543}{1{,}90.1{,}00}$$

$$= 2{,}7910 \text{ t/m}^2 \quad < \quad \tau_{bahan} \quad \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow \textit{ Amaan !!}$$

c. Tinjauan stabilitas pada potongan C - C'



Gambar 4.5.5 Tinjauan stabilitas pada potongan C-C'' dan C'-C'''

Tegangan/tekanan yang mempengaruhi potongan C-C'' dan C'-C''':

$h_1 = \sigma_{maks} - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p)$

$= 11{,}4709 - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 8{,}2809 \text{ t/m}^2$

$h_2 = \sigma_1 - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p)$

$= (8{,}8535 + 1{,}9790) - (0{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) = 7{,}6425 \text{ t/m}^2$

$h_3 = \sigma_2 - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p) - (h_{perk} \cdot \gamma_{perk})$

$= (8{,}8535 + 0{,}7661) - (3{,}00 \cdot 1{,}504 - 3{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20)$

$- (0{,}30 \cdot 2{,}20) = -4{,}6824\ t/m^2$

$h_4 = \sigma_{min} - (h_t \cdot \gamma_t) - (h_p \cdot \gamma_p) - (h_{perk} \cdot \gamma_{perk})$

$= 8{,}8535 - (3{,}00 \cdot 1{,}504 + 3{,}50 \cdot 1{,}98) - (1{,}00 \cdot 2{,}20) - (0{,}30 \cdot 2{,}20)$

$= -5{,}4485\ t/m^2$

Momen yang terjadi pada tampang C - C":

$M = h_2 \cdot 1{,}00 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1{,}00) - \frac{1}{2}(h_1 - h_2) \cdot 1{,}00 \cdot (2/3 \cdot 1{,}00)$

$= 7{,}6425 \cdot 1{,}00\ (1/2 \cdot 1{,}00) - \frac{1}{2}(8{,}2809 - 7{,}6425) \cdot 1{,}00 \cdot (2/3 \cdot 1{,}00)$

$= 4{,}0341\ tm'$

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{4{,}0341}{\frac{1}{6} \cdot 1{,}00^2 \cdot 1{,}00}$$

$= 24{,}2043\ t/m^2 < \bar{\sigma}_{trk} = \mathbf{30}\ t/m^2 \quad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \frac{1}{2}(h_1 + h_2) \cdot 1{,}00$

$= \frac{1}{2}(8{,}2809 + 7{,}6425) \cdot 1{,}00 = 7{,}9617$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}\cdot\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}\cdot\frac{7{,}9617}{1{,}00.1{,}00}$$

$= 5{,}3078\ t/m^2 < \tau = \mathbf{15}\ t/m^2 \quad \Rightarrow$ *Amaan !!*

d. Tinjauan stabilitas pada potongan C' - C'''

Momen yang terjadi pada tampang C' - C''':

$M = h_3 \,.\, 1{,}20 \,.\, (\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}20) - \tfrac{1}{2}.(h_4 - h_3) \,.\, 1{,}20 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}20)$

$= 4{,}6824 \,.\, 1{,}20 \,.(\tfrac{1}{2} \,.\, 1{,}20)$

$+ \tfrac{1}{2}.(5{,}4485 - 4{,}6824) \,.\, 1{,}20 \,.\, (2/3 \,.\, 1{,}20) = 3{,}7391$ tm'

Tegangan (desak/tarik) yang terjadi:

$$\sigma_{ext} = \pm\frac{M}{W} = \pm\frac{3{,}7391}{\frac{1}{6}.1{,}00^2.1{,}00}$$

$= 22{,}4343$ t/m^2 $< \bar{\sigma}_{trk} = \mathbf{30}$ t m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi:

$D = \tfrac{1}{2}.(h_3 + h_4) \,.\, 1{,}20$

$= \tfrac{1}{2}.(4{,}6824 + 5{,}4485) \,.\, 1{,}20 = 6{,}0785$ ton

$$\tau = \frac{2}{3}.\frac{D}{b.h} = \frac{2}{3}.\frac{6{,}0785}{1{,}00.1{,}00}$$

$= 4{,}0524$ t/m^2 $< \bar{\tau} = \mathbf{15}$ t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

e. Tinjauan stabilitas pada potongan D-D'

Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

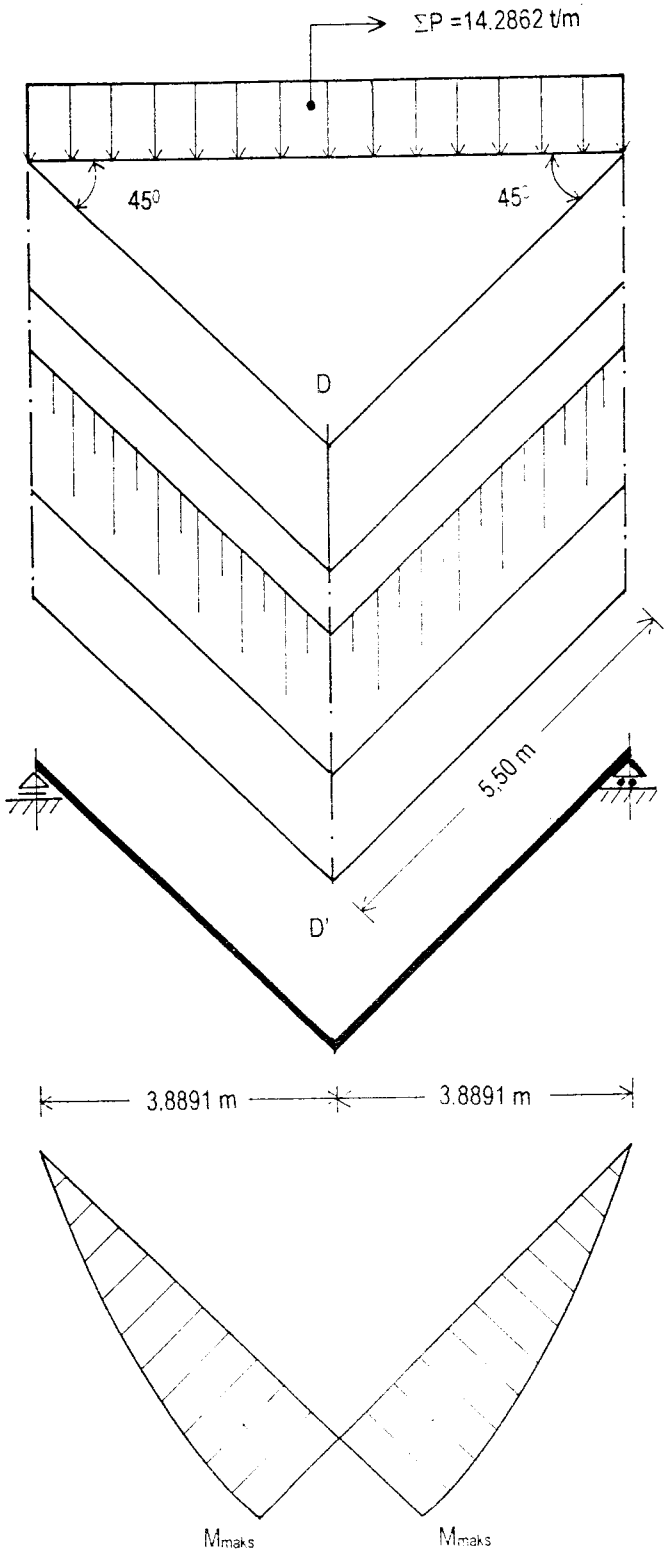
$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p$

$= 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862$ ton

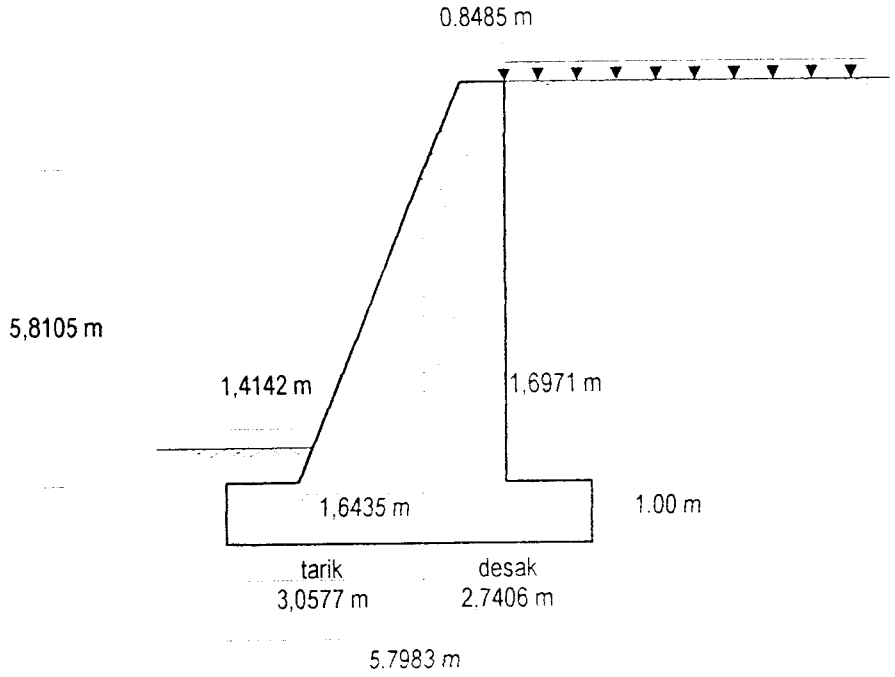
Momen yang terjadi pada tampang D-D':

$$M_{(D\text{-}D')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2$$

$$= 1/8 \cdot 14{,}2862 \cdot (3{,}8891 + 3{,}8891)^2 = 108{,}0401 \text{ tm'}$$



Gambar 4.5.6 Tampak atas dan momen potongan D-D'



Gambar 4.5.7 Penampang potongan D-D'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_x).

(I)	½ . 6,50 . 1,8385. (2,6399)	=	15,7737 m^3
(II)	6,50 . 0,8485 . (3,6770)	=	20,2793 m^3
(III)	1,00 . 5,7983 . (2,8992)	=	16,8104 m^3
		S_x =	52,8634 m^3

Luas penampang (D-D'):

$$A = 1/2 \cdot 1{,}8385 \cdot 6{,}50 + 0{,}8485 \cdot 6{,}50 + 5{,}7983 \cdot 1{,}00 = 17{,}2887\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X):

$$X_{kiri} = \frac{S_x}{A} = \frac{52{,}8634}{17{,}2887} = 3{,}0577 m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan D-D':

A_{trk} = ½ . 1,6435 . 5,8105 + 3,0577 . 1,00 = 7,8325 m^2

$A_{dsk} = A_{tot} - A_{trk}$ = 17,2887 – 7,8325 = 9,4562 m^2

Inersia tampang dari sisi kiri (I_y):

(I)	1/36 . 6,50 . $1,8385^3$	=	1,1220 m^4
	½ . 6,50 . 1,8385 .$(0,4178)^2$	=	1,0430 m^4
(II)	1/12 . 6,50 . $0,8485^3$	=	0,3309 m^4
	6,50 . 0,8485 . $(0,6193)^2$	=	2,1153 m^4
(III)	1/12 . 1,00 . $5,7983^3$	=	16,2450 m^4
	1,00 . 5,7983 . $(0,1585)^2$	=	0,1457 m^4
		I_y =	21,0019 m^4

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a .\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{108,0401.2,7406}{21,0019} + \frac{14,5889.\cos(90^0 - 45^0).2}{9,4562}$$

= 16,2803 t/m^2 < $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan}$ = **152** t/m^2 ⇒ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a .\cos(90^0 - \alpha).2}{A_{trk}}$$

$$= \frac{108,0401.3,0577}{21,0019} + \frac{14,5889.\cos(90^0 - 45^0).2}{7,8325}$$

= 18,3639 t/m^2 < $\bar{\sigma}_{trk\ bahan}$ = **30** t/m^2 ⇒ *Amaan !!*

f. Tinjauan stabilitas pada potongan E-E'.

Gaya tanah yang mempengaruhi satu gerigi dinding penahan tanah:

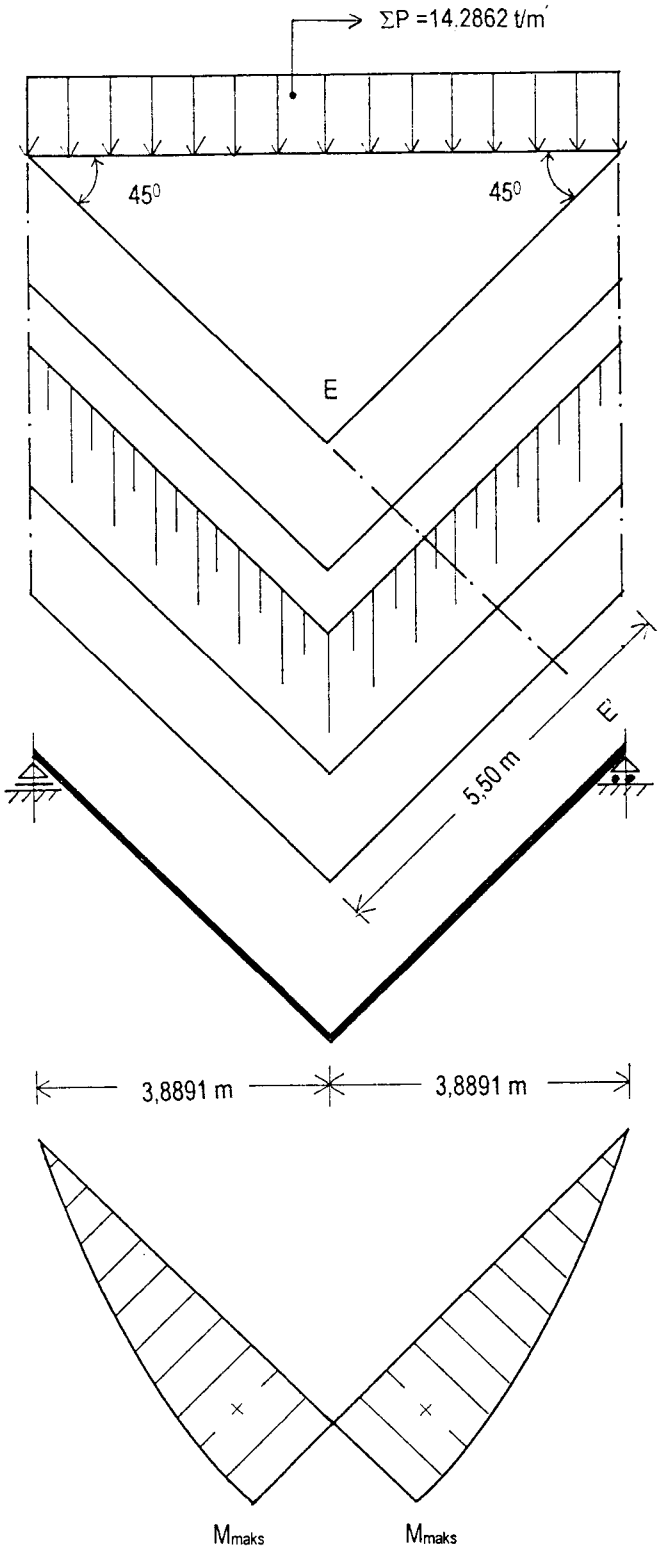
$$\Sigma P = \Sigma P_a + \Sigma P_p$$

$$= 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862 \text{ ton}$$

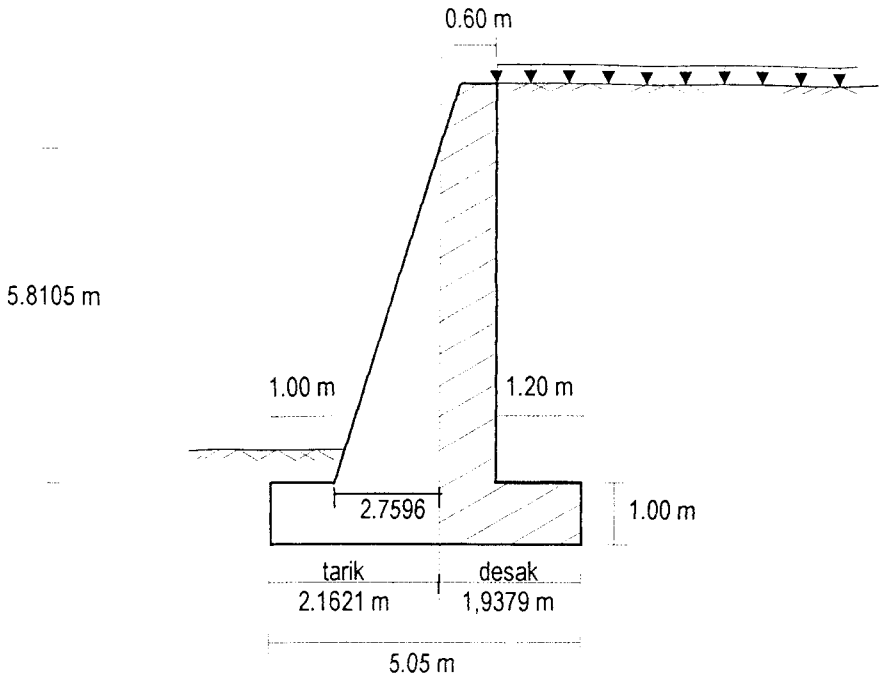
Momen yang terjadi pada tampang E-E':

$$M_{(E\text{-}E')} = 1/8 \cdot \Sigma P \cdot L^2 \cdot \cos \alpha$$

$$= 1/8 \cdot 14{,}2862 \cdot (3{,}8891 + 3{,}8891)^2 \cdot \cos 45^0 = 76{,}3959 \text{ tm'}$$



Gambar 4.5.8 Tampak atas dan momen potongan E-E'



Gambar 4.5.9 Penampang potongan E-E'

Statis momen dari sisis kiri tampang (S_y):

(I)	½ . 6,50 . 1,30. (1,8667)	=	7,8868 m^3
(II)	6,50 . 0,60 . (2,6000)	=	10,1400 m^3
(III)	1,00 . 4,10 . (2,0500)	=	8,4050 m^3
		S_y =	26,4318 m^3

Luas penampang (E-E'):

$$A = ½ . 1,30 . 6,50 + 0,60 . 6,50 + 4,10 . 1,00 = 12,2250\ m^2$$

Letak garis netral dari sisi kiri penampang (X):

$$X_{kiri} = \frac{S_y}{A} = \frac{26,4318}{12,2250} = 2,1621m$$

Luas penampang tarik dan tekan pada potongan E-E':

A_{trk} = ½ . 1,1621 . 5,8105 + 2,1621 . 1,00 = 5,5383 m^2

$A_{dsk} = A_{tot} - A_{trk}$ = 12,2250 – 5,5383 = 6,6867 m^2

Inersia tampang dari sisi kiri (I_y):

(I)	$1/36 . 6,50 . 1,30^3$	=	0,3967 m^4
	$½ . 6,50 . 1,30 .(0,2954)^2$	=	0,3687 m^4
(II)	$1/12 . 6,50 . 0,60^3$	=	0,1170 m^4
	$6,50 . 0,60 . (0,4379)^2$	=	0,7478 m^4
(III)	$1/12 . 1,00 . 4,10^3$	=	5,7434 m^4
	$1,00 . 4,10 . (0,1121)^2$	=	0,0515 m^4
	I_y	=	7,4251 m^4

Tegangan desak yang terjadi:

$$\sigma_{dsk} = \frac{M.X_{kanan}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{\perp}.\cos(90^0 - 2.\alpha)}{A_{dsk}}$$

$$= \frac{76,3959.1,9379}{7,4251} + \frac{14,5889.\cos(90^0 - 2.45^o)}{6,6867}$$

$= 22,5730$ t/m^2 < $\bar{\sigma}_{dsk\ bahan}$ = **152** t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan tarik yang terjadi:

$$\sigma_{trk} = \frac{M.X_{kiri}}{I_y} + \frac{\Sigma P_a^{\perp}.\cos(90^0 - 2.\alpha)}{A_{trk}}$$

$$= \frac{76,3959.2,1621}{7,4251} + \frac{14,5889.\cos(90^0 - 2.45^o)}{5,5383}$$

$= 24,8798$ t/m^2 < $\bar{\sigma}_{trk\ bahan}$ = **30** t/m^2 $\Rightarrow$ *Amaan !!*

Tegangan geser yang terjadi :

$$D = (\Sigma P_a^{\perp} - \Sigma P_p^{\perp}).(\rho - B.\tan\alpha)$$

$$= (10{,}5664 - 2{,}9957).(5{,}50 - 4{,}10.\tan 45^0)$$

$$= 10{,}5990 \text{ ton}$$

$$\tau = \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}D + \Sigma P_a^{\parallel}.\cos\alpha}{A_{tot}}\right]$$

$$= \frac{2}{3}.\left[\frac{\frac{1}{2}.10{,}5990 + 14{,}5889.\cos 45^0}{12{,}2250}\right]$$

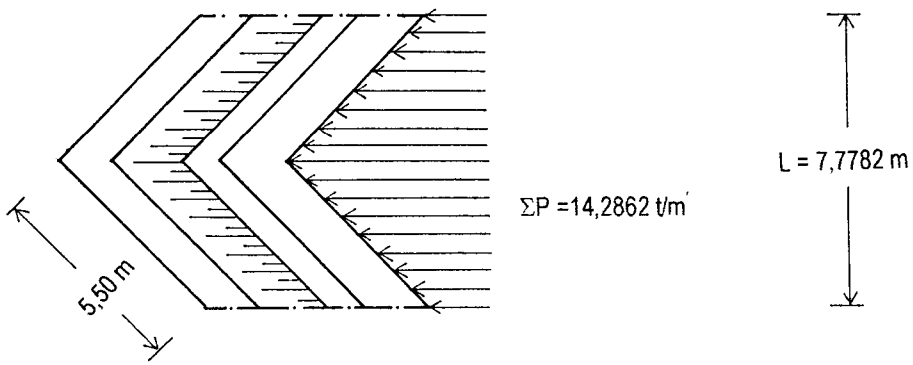
$= 0{,}8516 \text{ t/m}^2 \quad < \bar{\tau} = \mathbf{15} \text{ t/m}^2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*

Kontrol terhadap keamanan geser ditinjau tiapsatu gerigi:

$$\Sigma P = \Sigma P_a - \Sigma P_p = 20{,}2777 - 5{,}9915 = 14{,}2862 \text{ t/m'}$$

$$SF = \frac{\Sigma V.(\rho.2).\tan\delta}{\Sigma P.L} = \frac{41{,}6649.(5{,}50.2)\tan 26^0}{14{,}2862.7{,}7782}$$

$= 2{,}0116 > 2 \qquad \Rightarrow$ *Amaan !!*



Gambar 4.5.10 Dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ditinjau satu gerigi (α = 45°)

Efisiensi bahan yang diperoleh:

Cara pertama:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan}{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} yang - direncanakan}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{12,2250}{14,2040}) x100\% = 13,93\%$$

Cara kedua:

$$Ef.bahan = (1 - \frac{Vol^{\wedge\wedge\wedge\wedge} perencanaan / \cos\alpha}{Vol^{__} \text{ yang - ada}}) x100\%$$

$$Ef.bahan = (1 - \frac{12,2250 / \cos 45^0}{20,0875}) x100\% = 13.93\%$$

Potongan E - E' σ_{desak} =.....t/m² σ_{tank} =.....t/m² τ =.....t/m²	Kontrol SF-Geser satu gerigi (.....≥ 2)	Efisiensi bahan (%)
- - -	-	0
19,3601 24,2868 1,1153	2,0201	0,85
19,9033 22,4869 1,0109	2,0089	2,59
20,2880 20,5217 1,0846	2,0115	3,67
20,3895 20,6391 0,9353	2,0126	5,03
20,9001 24,8293 0,8938	2,0114	7,63
21,6895 25,1267 0,8719	2,0033	10,89
22,5730 24,8798 0,8516	2,0116	13,93

BAB V

PEMBAHASAN

5 Pembahasan

5.1 Analisis Variasi Bentuk

Dinding Penahan tanah tipe *gravity wall,* dalam perekayasaannya selain daripada beberapa faktor yang ditinjau secara umum yaitu guling,geser dan kemampuan daya dukung tanah yang ada di dasarnya (eksternal) – kemampuan untuk tidak mengalami kerusakan/pecah (internal), juga faktor efisiensi bahan yang digunakan.

Hal tersebut biasanya ditemukan pada perencanaan dinding penahan tanah yang bentuk/fisiknya adalah lurus-menerus. Dengan merubah dinding penahan tanah ke bentuk yang lain, yaitu berbentuk gerigi-menerus (bukan "bergerigi atau memiliki gerigi") lalu menganalisanya, dicapai bahwa kemampuan dinding penahan tanah terhadap guling, geser dan kemampuan daya dukung tanah semakin baik – begitu pula dengan kemampuan internalnya.

5.2 Analisis Efisiensi Bahan

Bila dinding penahan tanah tipe *gravity wall* berbentuk lurus-menerus ditinjau 1,00 m ⊥ bidang gambar, dari perhitungan dengan data seperti pada perencanaan semula, maka didapat volume bahan yang diperlukan adalah Vol = 20,0875 m^3.

Pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus misalnya dengan sudut-dalam-gerigi adalah $\alpha = 15^0$, maka sepadanan volumenya sebesar Vol =19,4030 m^3. Nilai volume yang sepadanan ini, pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus menunjukkan faktor keamanannya semakin tinggi. Dalam perekayasaan hanya diperlukan faktor keamanan tidak melampaui ketentuan yang telah ditetapkan. Bila faktor keamanan dibuat mendekati nilai yang telah ditentuakan tersebut, maka volume bahan yang diperlukan pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, adalah Vol = 19,2375 m^3.

5.3 Pembahasan secara keseluruhan

1. Perekayasaan dinding penahan tanah ini direncanakan yang mana diatasnya untuk areal parkir kendaraan. Faktor kejut dari rem kendaraan tidak/kurang diperhitungkan, karena kendaraan dianggap melaju dengan kecepatan rendah.
2. Dalam perekayasaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, panjang sisi miring (ρ) dipergunakan lebih kecil atau sama dengan 75 % dari tinggi dinding penahan tanah atau ($\rho \leq 0{,}75\ H$). Bila digunakan panjang sisi miring lebih besar dari tinggi dinding penahan

($\rho > 0{,}75.H$), maka momen yang diakibatkan oleh tekanan tanah, menjadi lebih besar. Besarnya momen ini menyebabkan penampang pada potongan E-E' menjadi tidak aman. Agar aman, tentunya dimensi dinding penahan harus diperbesar lagi. Akibatnya efisiensi bahan akan berubah menjadi kecil. Pada perekayasaan dinding penahan tanah yang digunakan pada analisis ini adalah:

$\rho = 5{,}50$ m $< (0{,}75.H = 0{,}75 \; . \; 7{,}50$ m $= 5{,}6250$ m).

3. Sudut-dalam-gerigi (α) yang nilainya lebih besar dari 45^0 tidak digunakan. Hal ini disebabkan oleh beberapa faktor yaitu:
   a. Telah dilakukan perencanaan dengan cara coba-coba menggunakan $\alpha > 45^0$, maka efisiensi bahan semakin kecil,
   b. Bila sudut-dalam-gerigi $\alpha > 45^0$, maka areal parkir yang berada di atas dinding penahan akan menjadi lebih sempit,
   c. Bila sudut-dalam-gerigi $\alpha > 45^0$, maka pada bagian ujung luar maupun dalam akan menjadi runcing. Hal ini akan lebih banyak menggunakan lahan bagian lebarnya,
4. Nilai efisiensi bahan yang dikemukakan tidak mutlak. Ini tergantung dari perekayasaan semula, apakah tanah pasif ditinjau dan kapasiatas dukung tanah dibawah dinding penahan cukup mampu menahan beban di atasnya. Sebagaimana diketahui, bahwa kapasitas dukung tanah berbanding terbalik dengan lebar telapak dinding penahan tanah yang berada di atasnya.

5. Pada perekayasaan dimensi dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus ini, tidak berubah pada tebal puncak, tinggi, tebal telapak dan sisi geriginya. Kalau dicoba merubah keseluruhan (kecuali tingginya) secara manual, maka akan terjadi pengulangan perhitungan yang lebih banyak dan makan waktu yang lama. Bila menggunakan program (computer), maka hasil efisiensi bahan tentulah lebih akurat lagi.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

1. Penggunaan bahan (material) pada dinding penahan tanah tipe gravity wall yang berbentuk gerigi menerus relatif lebih efisiens, bila dibandingkan dengan dinding penahan tanah yang lurus-menerus.
2. Efisiensi penggunaan bahan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus semakin meningkat mulai sudut-dalam-gerigi $\alpha = 0^0$ sampai digunakannya bersudut-dalam-gerigi $\alpha = 45^0$.
3. Bila dilakukan perencanaan dinding penahan tanah menggunakan dengan menggunakan sudut-dalam-gerigi (α) lebih besar dari 45^0, maka tingkat efisiensi bahan menjadi turun kembali.
4. Dapat memperkirakan efisiensi bahan pada dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus seca cepat, lihat tabel 4.5.4.

6.2 Saran

1. Dalam perekayasaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, harus ditinjau terlebih dahulu kelayakan lahan tempat berdirinya dinding penahan. Dengan menggunakan dinding penahan tanah berbentuk gerigi menerus, maka lebar lahan tempat berdirinya dinding penahan semakin lebih besar.
2. Bila pada perekayasaan tanah pasifnya tidak ditinjau, maka maka sebaiknya perekayasaan dihitung ulang menggunakan cara yang sama dengan perhirtungan perekayasaan seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.
3. Bila diharapkan efisiensi seperti pada kesimpulan, maka dalam perekayasaan dinding penahan tanah berbentuk gerigi-menerus, sisi miring-gerigi (ρ) harus lebih kecil atau sama dengan 0,75 % dari tinggi (H) dinding penahan tanah, atau ($\rho \leq 0{,}75.H$).
4. Jangan menentukan efisiensi bahan dari sudut-dalam-gerigi (α) yang satu ke sudut-dalam-gerigi (α) yang lain dengan menggunakan interpolasi linier. Hal ini kerena tiap sudut-dalam-gerigi (α) mempunyai perilaku perekayasaan tersendiri (banyak tinjauan).

DAFTAR PUSTAKA

Bowles, J.E., 1984, **SIFAT - SIFAT FISIS DAN GEOTEKNIS TANAH,** Edisi Kedua, Erlangga, Jakarta.

Bowles, J.E., 1986, **ANALISA DAN DESAIN PONDASI,** Jilid - I, Edisi Ketiga, Erlangga, Jakarta.

Bowles, J.E.,1991, **ANALISA DAN DESAIN PONDASI,** Jilid - II, Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta.

Craig, R.F.,1989, **MEKANIKA TANAH**, Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta.

Das, Braja, M.,1994, **MEKANIKA TANAH (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis),** Jilid - I, Edisi Pertama, Erlangga, Jakarta.

Das, Braja, M., 1994, **MEKANIKA TANAH (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)** jilid – II, Edisi Pertama, Erlangga, jakarta.

Kabul Basah Suryolelono, 1993, **TEKNIK PONDASI,** Bagian – I, Nafiri, Yogyakarta.

Peck, Ralph B., Hanson, Walter E. dan Thornburn, Thomas H.,1996, **TEKNIK PONDASI**, Edisi Kedua, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.

Suyono S. dan Kazuto Nakazawa, 1990, **MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI**, Edisi Kelima, Pradya Paramita, Jakarta.

Terzaghi, Karl dan Peck, Ralph B., 1987, **MEKANIKA TANAH DALAM PRAKTEK REKAYASA**, Edisi Kedua, Erlangga, Jakarta.

Wesley, L.D., 1970, **MEKANIKA TANAH**, Jilid – II, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

Composit Group, 1986, **MEKANIKA TEKNIK (MT-IV)**, LKM – HMI Kom. Teknik Sipil –UII, Yogyakarta.