

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE MUROS DE
FLEXÃO EM SOLO SATURADO E NÃO SATURADO

JÚLIA CARDOSO ANICETO

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL
CAVALCANTE, Ph.D.

COORIENTADOR: ENG. MOISÉS ANTÔNIO DA COSTA
LEMOS, M.Sc.

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
CIVIL 2

BRASÍLIA/DF: MAIO/2022

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE MUROS DE
FLEXÃO EM SOLO SATURADO E NÃO SATURADO**

JÚLIA CARDOSO ANICETO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, Ph.D. (ENC/UNB)
(ORIENTADOR)**

**MOISÉS ANTÔNIO DA COSTA LEMOS, M.Sc. (ENC/UNB)
(COORIENTADOR)**

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc. (ENC/UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RENATA CONCIANI NUNES, D.Sc. (EPR/UNB)
(EXAMINADORA EXTERNA)**

BRASÍLIA/DF, 09 DE MAIO DE 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

ANICETO, JÚLIA CARDOSO

Dimensionamento Geotécnico de Muros de Flexão em Solo Saturado e Não Saturado.
Distrito Federal, 2022.

xiv, 65 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2022)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. MURO DE FLEXÃO

2. EMPUXO DE TERRA

3. SOLO SATURADO

4. SOLO NÃO SATURADO

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANICETO, J. C. (2022). *Dimensionamento Geotécnico de Muros de Flexão em Solo Saturado e Não Saturado*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 65 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Júlia Cardoso Aniceto

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Dimensionamento Geotécnico de Muros de Flexão em Solo Saturado e Não Saturado

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2022

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Júlia Cardoso Aniceto
ju.aniceto@gmail.com
Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus pelas oportunidades imerecidas, tudo é feito por meio d'Ele e para Ele

Agradeço também à minha família e amigos, pessoas incríveis que me cercam, apoiam e incentivam diariamente através de gestos e palavras.

Ao meu orientador, professor André Brasil, e coorientador Moisés Lemos, pelo apoio no desenvolvimento do trabalho, e todos os ensinamentos transmitidos.

A Universidade de Brasília e ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, pelo acolhimento e por me proporcionar condições de aprendizagem e auxílio na formação como pessoa e profissional.

Aos projetos de extensão do departamento e seus membros que me receberam de braços abertos e proporcionaram lembranças que vou levar pelo resto da vida, em especial o Programa de Educação Tutorial (PET), a empresa júnior Concreta Consultoria e Serviços e o grupo de pesquisa Geofluxo. Além das empresas onde estagiei, Fundação Getúlio Vargas - IBRE e Dynatest Engenharia.

Por fim, a todas as pessoas que de uma alguma forma contribuíram com a minha formação e me ajudaram a chegar até aqui, muito obrigada!

RESUMO

Dimensionamento Geotécnico de Muros de Flexão em Solo Saturado e Não Saturado

Paredes de contenção ou muros de arrimo são fundamentais quando se trata de obras com subsolos ou terrenos em desníveis de qualquer natureza. Dentre as estruturas existentes de contenção de taludes, os muros de flexão são amplamente utilizados em aterros ou reaterros de baixa estatura, por aproveitar o peso próprio do solo na estabilização da encosta, promovendo estruturas mais esbeltas, além de resistir às forças de empuxo do solo por flexão. Tais forças dependem de propriedades do solo como sucção e coesão, características relacionadas ao grau de saturação do maciço. Este trabalho tem como objetivo dimensionar muros de flexão e estudar as forças atuantes na contenção em solos em condição saturada e não saturada. Dessa, forma, a metodologia consiste na modelagem de muros de flexão sujeitas a duas condições diferentes de saturação do solo, considerando coesão e sucção constantes e interativas ao usuário. Após desenvolvimento das metodologias, os resultados obtidos no dimensionamento das contenções na condição saturada foram validados por meio de comparação com software disponível no mercado e com os resultados obtidos para a condição não saturada. Assim, com a aplicação dessas modelagens e verificação da estabilidade da estrutura, foram obtidos resultados satisfatórios para ambas as condições de saturação do solo.

Palavras-chave: Muro de flexão, Empuxo de terra, Solo saturado, Solo não saturado.

ABSTRACT

Geotechnical Design of Cantilever Walls in Saturated and Unsaturated Soils

Retaining walls are fundamental when it comes to constructions with subsoils or terrains unevenness of any nature. Among the existing retaining structures, cantilever walls are used in embankments of low stature, since the soil's own weight is considered for the stabilization and protection of the slope, promoting slender structures as well as resistance to soil forces. These forces depend on soil properties such as suction and cohesion, characteristics related to the saturation degree of the massif. This work aims to design cantilever walls and study the forces acting on the structure in saturated and unsaturated soils. Therefore, the methodology consists of modeling cantilever walls subject to two different conditions of soil saturation, considering constant cohesion and suction with user interactive. After the development of the models, the results obtained in the design of retaining walls in the saturated condition were validated by comparison with software available on the market and with the results obtained for the unsaturated condition. So, with the application of these models and verification of the stability of the structure, satisfactory results were obtained for both conditions of soil saturation.

Key words: Cantilever wall, Earth pressure, Saturated soil, Unsaturated soil.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.1.1. Objetivo geral.....	2
1.1.2. Objetivos específicos.....	3
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	3
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. MUROS	4
2.1.1. Muros de Flexão.....	4
2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLO SATURADO.....	5
2.3. EMPUXOS DE TERRA EM SOLO SATURADO	8
2.3.1. Empuxo em repouso	8
2.3.2. Teoria de Rankine	9
2.3.2.1. Empuxo ativo.....	10
2.3.2.2. Empuxo passivo	11
2.4. SOLOS NÃO SATURADOS	13
2.4.1. Sucção.....	14
2.4.2. Curva de retenção de água no solo.....	15
2.4.3. Resistência ao cisalhamento em solos não saturados	18
2.5. EMPUXO DE TERRA EM SOLO NÃO SATURADO	19
2.5.1. Estado de repouso.....	20
2.5.2. Estado ativo.....	21
2.5.3. Estado passivo.....	23
2.6. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DO MURO DE FLEXÃO	25
2.6.1. Verificação de escorregamento	28
2.6.2. Verificação de tombamento	28
2.7. MATHEMATICA	29
2.8. SOFTWARE GEO5	30
3. METODOLOGIA.....	32
3.1. SOLO SATURADO.....	33

3.1.1. Dados de entrada	33
3.1.2. Pré-dimensionamento	33
3.1.3. Resistência cisalhante e empuxos	34
3.1.4. Forças e momentos atuantes	35
3.1.5. Verificação da estabilidade	35
3.2. SOLO NÃO-SATURADO	36
3.2.1. Dados de entrada	36
3.2.2. Pré-dimensionamento	36
3.2.3. Resistência cisalhante e empuxos	37
3.2.4. Forças e momentos atuantes	38
3.2.5. Verificação da estabilidade	38
4. RESULTADOS E DISCUÇÕES	39
4.1. SOLO SATURADO	39
4.2. COMPARAÇÃO COM O SOFTWARE GEO5	41
4.3. SOLO NÃO-SATURADO	42
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	47
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	49

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Exemplo de execução de um muro de flexão (Concrelaje, 2021)	2
Figura 2.1 Muro de flexão (modificado - Marchetti, 2007)	5
Figura 2.2 Círculo de Mohr para solo saturado (modificado - Das, 2010)	7
Figura 2.3 Parede de contenção de uma massa de solo (modificado - Das, 2010).....	9
Figura 2.4 Estado ativo de Rankine (modificado - Das, 2010)	11
Figura 2.5 Estado passivo de Rankine (modificado - Das, 2010)	12
Figura 2.6 Estrutura do solo não saturado (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)	14
Figura 2.7 Curva de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015).	16
Figura 2.8 Formatos de curvas de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015)	17
Figura 2.9 Círculo de Mohr para o estado ativo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	22
Figura 2.10 Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).....	22
Figura 2.11 Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)	23
Figura 2.12 Círculo de Mohr para o estado passivo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)	24
Figura 2.13 Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)	25
Figura 2.14 Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)	25
Figura 2.15 Pré-dimensionamento de um muro de flexão (Marchetti, 2007)	26
Figura 2.16 Escorregamento de base (Gerschovich, 2010).....	26
Figura 2.17 Tombamento da estrutura (Gerschovich, 2010).....	27
Figura 2.18 Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros (modificado - Marchetti, 2007)	27
Figura 2.19 Exemplo de gráfico interativo desenvolvido no Mathematica (Wolfram, 2021)	30

Figura 2.20 Exemplo dimensionamento de muro de flexão no software Geo5	31
Figura 2.21 Exemplo verificação de estabilidade de muro de flexão no software Geo5.....	31
Figura 3.1 Metodologia seguida na modelagem.....	32
Figura 4.1 Verificação da estabilidade do muro por meio do software GEO5	41
Figura 4.2 Curva Fator de Segurança contra Escorregamento em função da sucção para coesão = 0 kPa.....	44
Figura 4.3 Curva Fator de Segurança contra Escorregamento em função da sucção para coesão = 20 kPa.....	44
Figura 4.4 Curva Fator de Segurança contra Tombamento em função da sucção para coesão = 0 kPa.....	45
Figura 4.5 Curva Fator de Segurança contra Tombamento em função da sucção para coesão = 20 kPa.....	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores de ângulo de atrito drenado (Das, 2010).	7
Tabela 2.2 Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo ativo (Bowles, 1996).	11
Tabela 2.3 Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo passivo (Das, 2010).	13
Tabela 2.4 Exemplos de funções para ajuste da curva de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior <i>et al.</i> , 2015).	18
Tabela 4.1 Resultado - Condição Saturada	41
Tabela 4.2 Resultado - Condição Não-Saturada.....	43

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas	Descrição	Unidade
B	largura da base do muro	[L]
c	coesão do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
c'	coesão efetiva do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
E	módulo de elasticidade relacionado com as variações da tensão normal líquida ($\sigma_v - u_a$)	[ML ⁻¹ T ⁻²]
E_a	empuxo ativo	[MLT ⁻²]
E_p	empuxo passivo	[MLT ⁻²]
E_{ah}	empuxo ativo na horizontal	[MLT ⁻²]
E_{av}	empuxo ativo na vertical	[MLT ⁻²]
F_c	força cisalhante	[MLT ⁻²]
F_r	força resistiva	[MLT ⁻²]
FS_e	fator de segurança de escorregamento	[-]
FS_t	fator de segurança de tombamento	[-]
g	aceleração da gravidade	[LT ⁻²]
H'	profundidade da escavação do aterro à base da contenção	[L]
H_m	módulo de elasticidade relacionado com as variações da sucção mátrica ($u_a - u_w$)	[ML ⁻¹ T ⁻²]
M_a	momento atuante	[ML ² T ⁻²]
M_r	momento resistente	[ML ² T ⁻²]
N	força normal	[MLT ⁻²]
N_ϕ	termo da equação de empuxo relacionado com o ângulo de atrito	[-]
P_c	peso do muro de concreto	[MLT ⁻²]
P_s	peso do solo	[MLT ⁻²]
S	grau de saturação do solo	[-]
S_{res}	grau de saturação residual do solo	[-]
t	tempo	[T]
u_a	poropressão do ar	[ML ⁻¹ T ⁻²]
u_w	poropressão da água	[ML ⁻¹ T ⁻²]
v_0	velocidade de infiltração constante	[LT ⁻¹]
$v_{0,max}$	velocidade de infiltração constante máxima	[LT ⁻¹]

V_w	volume de água no solo	[L ³]
V_t	volume total do solo	[L ³]
y_t	profundidade da zona de tensão horizontal negativa	[L]
z	profundidade a partir do topo da coluna de solo	[L]

Letras gregas	Descrição	Unidade
α	ângulo do plano de tensões analisado em relação ao plano principal maior	[-]
χ	parâmetro da tensão efetiva de Bishop	[-]
δ	parâmetro hidráulico de ajuste da curva de retenção de água no solo do modelo de Cavalcante e Zornberg (2017)	[-]
ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo do solo	[-]
ϕ^b	ângulo de atrito referente à variação da resistência cisalhante devido à variação da sucção mátrica	[-]
ϕ	ângulo de atrito interno do solo	[-]
γ	peso específico natural do solo	[ML ⁻² T ⁻²]
K	coeficiente de empuxo geral	[-]
K_0	coeficiente de empuxo em repouso	[-]
K_a	coeficiente de empuxo ativo	[-]
K_p	coeficiente de empuxo passivo	[-]
μ	coeficiente de Poisson	[-]
π	sucção osmótica	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ	tensão normal total	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'	tensão normal efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_v	tensão vertical efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_h	tensão horizontal efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_1	tensão principal maior	[ML ⁻¹ T ⁻²]
σ'_3	tensão principal menor	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$(\sigma - u_a)$	tensão normal líquida	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$(\sigma_v - u_a)$	tensão normal líquida vertical	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$(\sigma_\alpha - u_a)$	tensão normal líquida no plano α	[ML ⁻¹ T ⁻²]
θ	teor de umidade volumétrica	[-]

θ_0	teor de umidade volumétrico imposta no topo como condição de contorno da solução do fluxo transiente de água no solo	[-]
θ_i	teor de umidade volumétrico inicial na coluna como condição de contorno da solução do fluxo transiente de água no solo	[-]
θ_n	teor de umidade volumétrico normalizado	[-]
θ_{res}	teor de umidade volumétrico residual	[-]
θ_{sat}	teor de umidade volumétrico saturado	[-]
ρ_w	densidade da água	[ML ⁻³]
τ	resistência cisalhante do solo não saturado	[ML ⁻¹ T ⁻²]
τ_α	tensão cisalhante no plano α	[ML ⁻¹ T ⁻²]
τ_{sat}	resistência cisalhante saturada do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
τ_f	tensão de ligação entre solo-bulbo ou rocha-bulbo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
ψ	sucção total de água no solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
ψ_b	sucção correspondente ao valor de entrada de ar	[ML ⁻¹ T ⁻²]
ψ_{res}	sucção residual	[ML ⁻¹ T ⁻²]
$(u_\alpha - u_w)$	sucção mátrica de água no solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Hachich *et al.* (1998), contenções são elementos ou estruturas destinados a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro. Já muros são estruturas corridas de contenção constituídas de parede apoiada numa fundação rasa ou profunda. Eles podem ser constituídos de diversos materiais, como: tijolos ou blocos de cerâmica, que compõem a alvenaria convencional, pedras, blocos de concreto ou concreto armado e elementos especiais construtivos. Dessa forma, essas obras têm como principal objetivo resistir aos impactos gerados por movimentos de terra.

O projeto e a construção correta dessas estruturas requerem um conhecimento amplo das forças laterais que atuam entre a estrutura de contenção e a massa de solo que está sendo contida. Tais forças são provocadas pela pressão lateral de terra, também chamada de empuxo de terra, e pela pressão de água.

O método de dimensionamento clássico de projetos de contenções normalmente considera a condição saturada do solo ou a umidade natural no momento de realização do ensaio sondagem à percussão SPT (*Standart Penetration Test*). No entanto, existem tipos de solos em que o seu comportamento não é consistente com os princípios e conceitos da mecânica clássica de solos saturados. Estes materiais com mais fases, além da líquida e da sólida, costumam trazer dificuldades na análise de engenharia (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A mecânica dos solos saturados é bem empregada na análise de siltes e argilas naturais e areia e pedregulhos saturados ou secos. Já a mecânica dos solos não saturados engloba também siltes e argilas naturais e ressecados, solos transportados, solos residuais e compactados. (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A passagem da condição não saturada para saturada promove diversos efeitos no solo, como a expansão, o colapso e redução de resistência. Devido a isto, as chuvas estão diretamente ligadas a casos de falhas de estruturas geotécnicas (Fredlund e Rahardjo, 1993). Portanto, é necessário compreender o comportamento do solo na condição não saturada e, para isto, é preciso entender a distribuição, retenção e liberação da água nas situações as quais o solo

pode estar sujeito. O entendimento desse comportamento está atrelado a aplicação de teorias mais abrangentes que permitam o dimensionamento de estruturas geotécnicas contemplando o solo na condição não saturada.

Essa pesquisa busca analisar e dimensionar do ponto de vista geotécnico muros de flexão (como ilustrado na Figura 1.1) em solo saturado e não saturado com sucção constante.



Figura 1.1 Exemplo de execução de um muro de flexão (Concrelaje, 2021)

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho de conclusão de curso é desenvolver uma metodologia para dimensionamento geotécnico de muros de flexão em solos sujeitos condições saturada e não saturada.

1.1.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos a serem alcançados neste trabalho são:

- Programar um modelo de dimensionamento de muro de flexão na condição saturada e não saturada;
- Aplicar o modelo para dimensionamento de muros de flexão;
- Comparar os resultados obtidos pelo método proposto para a condição saturada com métodos consagrados;
- Comparar os métodos de dimensionamento na condição saturada com os obtidos na condição não saturada com sucção constante.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em introdução, fundamentação teórica e revisão bibliográfica, metodologia, resultados e discussões e conclusões.

O Capítulo 1, denominado Introdução, visa apresentar o tema a ser trabalhado neste projeto final, os objetivos geral e específicos e a estrutura do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura técnica do tema pesquisado, apresentando tópicos relativos a: conceitos de muros de flexão, empuxos de terra e resistência de cisalhamento na condição saturada; conceitos relativos à mecânica de solos não saturados, curva de retenção de água no solo, resistência cisalhante e empuxos de terra na condição não saturada; dimensionamento de muros de flexão; e a ferramenta Mathematica.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia adotada para o desenvolvimento dos objetivos detalhados no Capítulo 1 e a descrição das etapas envolvidas.

Nos Capítulos 4 e 5 são elencados os principais resultados alcançados e conclusões gerais, respectivamente, a partir da metodologia adotada. Por fim, serão elencadas sugestões para trabalhos futuros que sigam a mesma linha de pesquisa.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MUROS

De acordo com Hachich *et al.* (1998) muros são estruturas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiadas em uma fundação, sendo normalmente construídas em alvenaria ou concreto. Os muros têm como objetivo contrapor a tensões ou empuxos gerados pelo maciço que sofreu alguma alteração, como escavação, corte ou aterro.

Dentre os diferentes tipos de muros, destacam-se os muros de gravidade, estruturas corridas que se opõe aos empuxos horizontais pelo próprio peso. Muros atirantados, estruturas mistas em concreto e alvenaria com barras quase horizontais que funcionam como tirantes. Muros de contrafortes possuem elementos verticais chamados contrafortes que suportam os esforços de flexão pelo engastamento da fundação. Muros de gabião, muros de gravidade constituídos pela superposição de gaiolas metálicas preenchidas com pedras e os muros de flexão (Hachich *et al.*, 1998).

2.1.1. Muros de Flexão

Muros de flexão (como exemplificado na Figura 2.1) são muros normalmente mais esbeltos que os demais tipos, com seção transversal em forma de “L” e resistem às forças de empuxo do solo por flexão, ao se valer do peso próprio do maciço que se apoia na base da estrutura para manter-se em equilíbrio. Em geral, esses muros são construídos em concreto armado e possuem baixas estaturas, já que se tornam antieconômicos para alturas acima de cinco a sete metros, além disso, sua base apresenta comprimento entre 50% e 70% da altura do muro (Gerscovich, 2010).

Para muros com alturas superiores a cerca de cinco metros, é recomendada a utilização de contrafortes, para aumentar a estabilidade contra o tombamento. Quando construídos sob o retroaterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistir a esforços de tração, caso sejam construídos do lado externo do muro, eles trabalham à compressão, apesar

dessa configuração ser menos usual. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro (Gerscovich, 2010).

Os muros de flexão também podem ser ancorados na base por meio de tirantes para melhora de estabilidade, essa solução pode ser necessária quando há limitação de espaço para a construção da base do muro com dimensões satisfatórias ou quando o solo de fundação não é adequado.

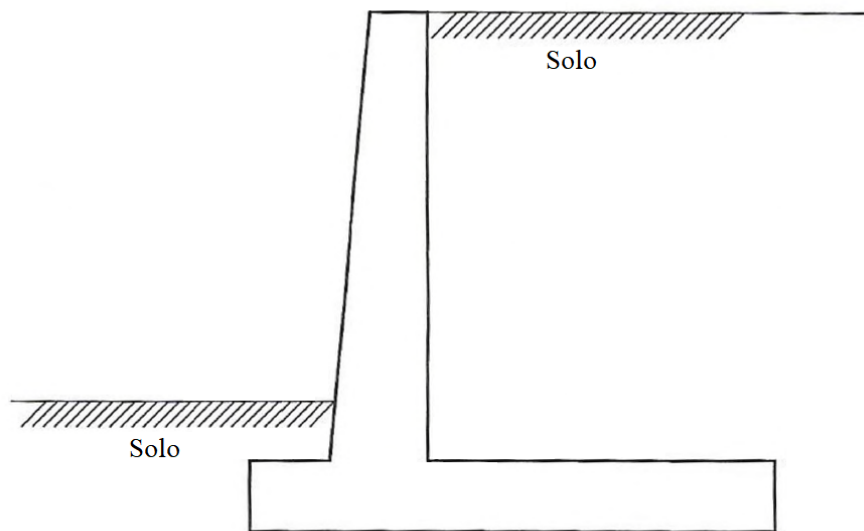


Figura 2.1 Muro de flexão (modificado - Marchetti, 2007).

2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLO SATURADO

Em solos homogêneos, a tensão vertical efetiva σ'_v [$ML^{-1}T^{-2}$] em determinado ponto de solo a uma profundidade z [L] pode ser obtida a partir do peso específico natural do solo γ [$ML^{-2}T^{-2}$] e a poropressão da água u_w [$ML^{-1}T^{-2}$].

$$\sigma'_v = \gamma z - u_w \quad (2.1)$$

A tensão do solo é utilizada no cálculo da resistência ao cisalhamento, que segundo Das (2010), é a resistência interna que uma massa de solo pode oferecer para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de um plano qualquer em seu interior.

A teoria de Mohr-Coulomb (Das, 2010) considera que um material se rompe graças a uma combinação da tensão normal e cisalhante, a relação entre essas tensões em um plano de ruptura é expressa pela envoltória de ruptura e representada pela equação a seguir:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.2)$$

onde, τ é a resistência cisalhante [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], c é a coesão do solo [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], σ é a tensão normal no plano de ruptura [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e ϕ é o ângulo de atrito interno do solo [-].

Em um solo saturado, a tensão normal total σ é a soma da tensão efetiva σ' [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e a poropressão u [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.3)$$

Assim, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb expresso em termos da tensão efetiva será:

$$\tau_{sat} = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.4)$$

onde, τ_{sat} é a resistência cisalhante para a condição saturada em termos de tensões efetivas [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], c' é a coesão do solo com base na tensão efetiva [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo [-].

Para areias, siltes inorgânicos e argilas normalmente adensadas, pode-se considerar a coesão efetiva como nula (Das, 2010). Já os valores típicos de ângulo de atrito efetivo, também chamado de ângulo de atrito drenado, para areias e siltes são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Valores de ângulo de atrito drenado (Das, 2010).

Tipo de solo	ϕ' (graus)
Areia: grãos arredondados	
Fofa	27-30
Média	30-35
Compacta	35-38
Areia: grãos angulares	
Fofa	30-35
Média	35-40
Compacta	40-45
Pedregulho com areia	34-48
Siltes	26-35

A Figura 2.2 apresenta o Círculo de Mohr e envoltória de ruptura definida pela Equação (2.5), em que σ'_1 e σ'_3 correspondem às tensões principais maior e menor, respectivamente, e são representadas pela expressão:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.5)$$

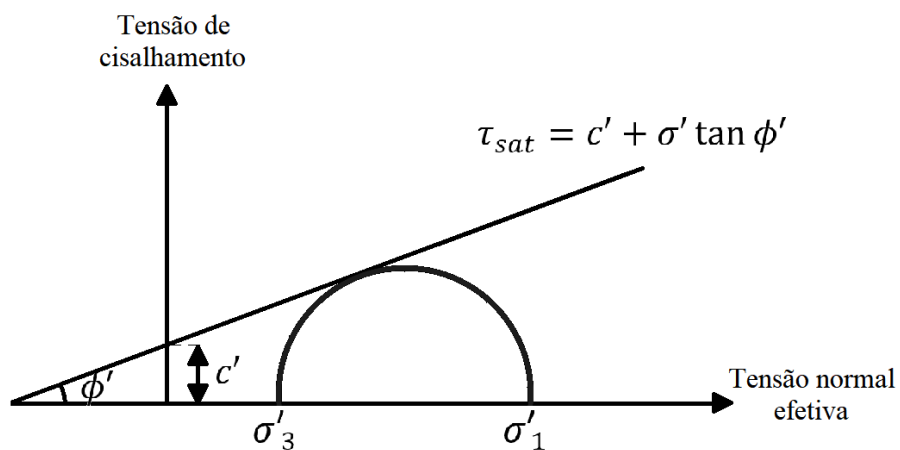


Figura 2.2 Círculo de Mohr para solo saturado (modificado - Das, 2010).

2.3. EMPUXOS DE TERRA EM SOLO SATURADO

De acordo com Gerscovich *et al* (2016), o empuxo de terra corresponde à ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as estruturas que estão em contato com ele, ou seja, é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção.

O empuxo de terra pode ser dividido em três categorias: o empuxo ativo, passivo e em repouso. O empuxo ativo acontece quando uma estrutura é construída para suportar uma massa de solo. Neste caso, diz-se que o solo “empurra” a estrutura, que reage, tendendo a afastar-se do maciço. Já o empuxo passivo ocorre de forma contrária, em que é a estrutura que é empurrada contra o solo. Pode ocorrer ainda situações em que interações solo-estrutura envolvam simultaneamente os dois empuxos.

2.3.1. Empuxo em repouso

Considerando uma determinada massa limitada por um muro sem atrito, como apresentado na Figura 2.3. Um elemento é submetido a uma tensão σ'_v e a uma tensão horizontal efetiva, σ'_h [ML⁻¹T⁻²]. Desconsiderando tensões de cisalhamento nos planos vertical e horizontal do solo, pode-se definir o coeficiente de empuxo K [-] para este elemento como (Das, 2010):

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.6)$$

Uma contenção pode estar submetida a três estados: repouso, ativo e passivo. Se a contenção não sofrer deslocamento, a massa de solo estará no estado de equilíbrio estático. Nesta situação, tem-se o empuxo de terra em repouso e o coeficiente de empuxo em repouso K_0 [-] é dado por:

$$K_0 = K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.7)$$

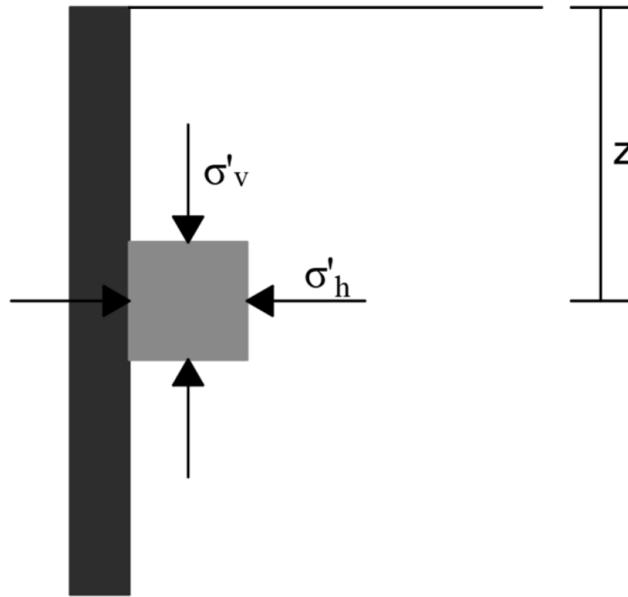


Figura 2.3 Parede de contenção de uma massa de solo (modificado - Das, 2010).

2.3.2. Teoria de Rankine

Rankine (1857, *apud* Das, 2010) investigou as condições de tensão no solo em um estado de equilíbrio plástico, condição em que cada ponto do solo está em iminência de ruptura. De acordo com a teoria de Rankine, esse estado será atingido quando a condição de tensão no elemento do solo puder ser representada pelo Círculo de Mohr e gerida pela equação referente ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Segundo Marangon (2018), a análise de Rankine se apoia nas equações de equilíbrio interno do maciço. Ela considera a parede vertical da estrutura de contenção perfeitamente lisa, ou seja, sem atrito, e a distribuição de pressão junto ao muro crescendo linearmente com a profundidade da estrutura, dessa forma, o ponto de aplicação se situa a uma distância vertical de $1/3$ da altura do muro e sua resultante é determinada pela área do diagrama. Rankine ainda se baseia em algumas condições iniciais dadas como fundamentais para o início da análise da resistência ao cisalhamento das massas de solos. São elas: o solo do terrapleno não possui coesão, é homogêneo em todo o espaço semi-infinito considerado, sendo constituído de uma camada única e contínua e não possui sobrecargas de qualquer forma.

Essa teoria considera um elemento de solo na profundidade z que é submetido à uma tensão vertical σ_v e a uma tensão horizontal σ_h . Assim, as tensões verticais e horizontais serão as

tensões principais. Caso ocorra um movimento da parede em direção ao solo é desenvolvido o empuxo passivo do solo, e caso ocorra o afastamento, é desenvolvido o empuxo ativo (Craig, 2004).

2.3.2.1. Empuxo ativo

Caso a contenção vertical se afaste da massa de solo, como representado na Figura 2.4, a tensão principal horizontal diminuirá até o limite de ruptura. A superfície de ruptura é caracterizada pela inclinação de $45^\circ + \phi'/2$. Este limite de ruptura é caracterizado pelo círculo de Mohr para um elemento bidimensional na condição de empuxo ativo. Esta situação representa o estado ativo de Rankine que, considerando a coesão, pode ser representada pela expressão (Das, 2010):

$$\sigma'_h = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.8)$$

Dessa forma, coeficiente de empuxo ativo K_a [-] é dado por:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.9)$$

E o empuxo ativo E_a [MLT⁻²], é dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma z^2 \quad (2.10)$$

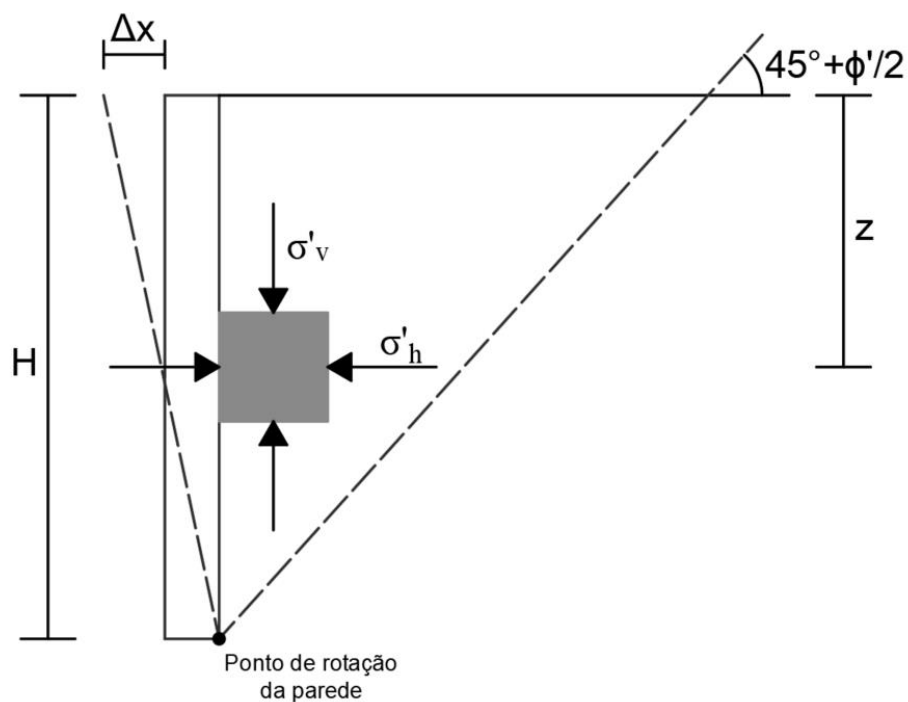


Figura 2.4 Estado ativo de Rankine (modificado - Das, 2010).

O deslocamento lateral da parede de contenção para longe do solo para produzir as condições de empuxo ativo variam de acordo com as características do solo, a Tabela 2.2 apresenta alguns intervalos de referência.

Tabela 2.2 Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo ativo (Bowles, 1996).

Condições	Translação requerida
Solo não coesivo e denso	0,001H a 0,002H
Solo não coesivo e solto	0,002H a 0,004H
Solo coesivo e rígido	0,01H a 0,02H
Solo coesivo e mole	0,02H a 0,05H

Nota: H é a altura livre da contenção [l].

2.3.2.2. Empuxo passivo

Se uma contenção vertical for em direção a massa de solo de um aterro horizontal gradualmente, a tensão principal horizontal aumentará até o limite de ruptura. A superfície de ruptura é caracterizada pela inclinação de $45^\circ - \phi'/2$, como ilustrado na Figura 2.5. Esta

situação representa o estado passivo de Rankine no qual o empuxo passivo é dado por Das (2010):

$$\sigma'_h = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.11)$$

E o coeficiente de empuxo passivo K_p [-] pode ser obtido por:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.12)$$

E o empuxo passivo E_p [MLT⁻²], é dado por:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma z^2 \quad (2.13)$$

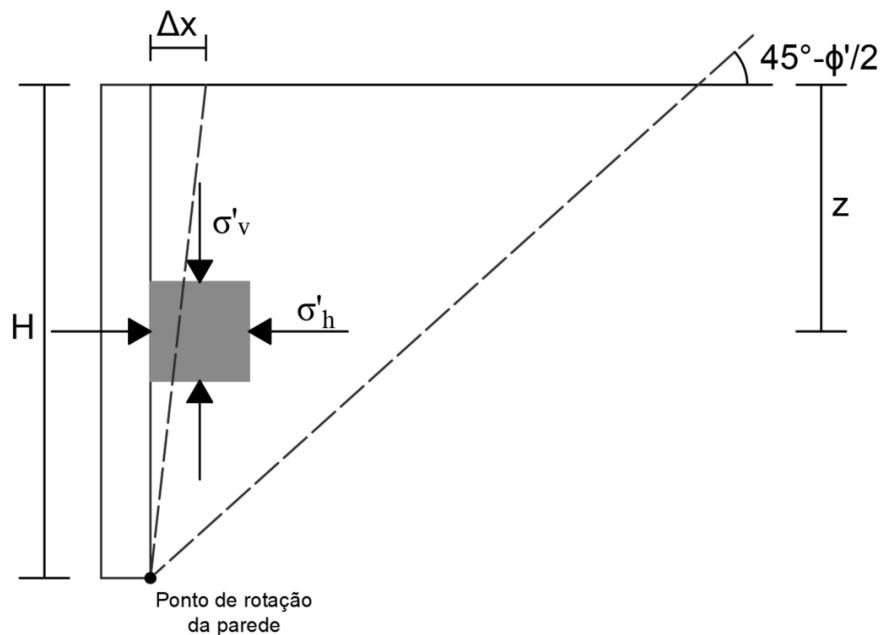


Figura 2.5 Estado passivo de Rankine (modificado - Das, 2010).

O deslocamento lateral da parede de contenção para perto do solo para produzir as condições de empuxo ativo variam de acordo com as características do solo, a Tabela 2.3 apresenta alguns intervalos de referência.

Tabela 2.3 Deslocamento necessário para o desenvolvimento do empuxo passivo (Das, 2010).

Condições	Translação requerida
Solo não coesivo e denso	0,005H
Solo não coesivo e solto	0,01H
Solo coesivo e rígido	0,01H
Solo coesivo e mole	0,05H

Nota: H é a altura livre da contenção [1].

2.4. SOLOS NÃO SATURADOS

Conhecer as diferenças entre solos saturados e não saturados é fundamental para a engenharia geotécnica, já que elas influenciarão no entendimento do solo e dimensionamento de estruturas.

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), em solos não saturados a poropressão da água é negativa em relação à poropressão do ar. Assim, qualquer solo próximo à superfície do terreno, presente em um ambiente relativamente seco, estará sujeito a poropressões negativas e possível dessaturação.

O clima também exerce grande importância quando se analisa os solos, pois este está relacionado com o fluxo de saída de água, principalmente, por evaporação ou evapotranspiração e com o fluxo de entrada por meio da precipitação. A distribuição da poropressão da água, então, varia com a profundidade e com as mudanças do ambiente. Em situações de precipitação, o solo passa por molhagem e a poropressão aumenta, tendendo à poropressão positiva. Como resultado, ocorrem mudanças no volume e na resistência do solo, como a resistência ao cisalhamento. Alguns solos possuem a sua resistência ao cisalhamento drasticamente reduzida devido à molhagem (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Fredlund e Rahardjo (1993) definem uma fase independente como uma porção da mistura que possui propriedades diferentes de materiais adjacentes e superfície delimitadora definida. Conhecendo essa definição, um solo não saturado é comumente definido como

tendo três fases: sólidos, água e ar. No entanto, é reconhecida a existência de uma quarta fase, a interface ar-água ou película contrátil.

A propriedade mais distinta da película contrátil é a sua capacidade de exercer uma tensão de tração. Essa fase se comporta como uma membrana elástica sob tensão que se estende por toda a estrutura do solo, conforme verificado na Figura 2.6.

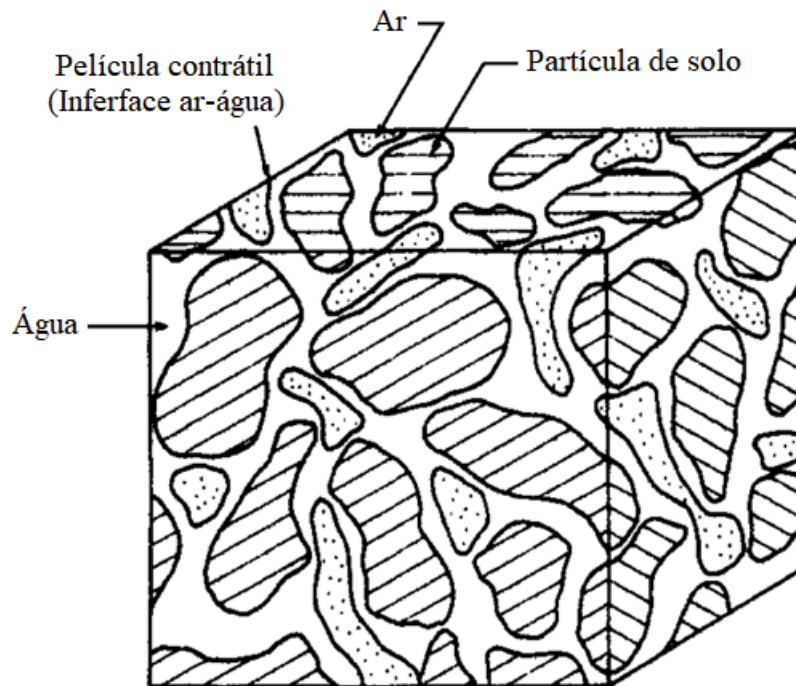


Figura 2.6 Estrutura do solo não saturado (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.4.1. Sucção

A sucção do solo, comumente chamada de “sucção total”, corresponde à energia livre da água no solo e possui dois componentes, a sucção mátrica e osmótica.

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), a sucção mátrica está associada com superfície de tensão no menisco da água, e a sucção osmótica está relacionada com a presença de sais na água do solo, e está presente tanto nos solos saturados como não saturados. Mudanças na sucção osmótica podem modificar o comportamento mecânico do solo, apesar de ser pouco significativo em comparação com mudanças na sucção mátrica, que pode ser substituída por alterações na sucção total.

Assim, a sucção total é dada pela expressão:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.14)$$

onde, ψ é a sucção total [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$], $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e π é a sucção osmótica [$\text{M}^{\text{L}^{-1}}\text{T}^{-2}$].

Segundo O’Kane *et al.* (2002) quanto maior a saturação de determinado solo, menor a sucção total. Essa relação é observada por meio da curva de retenção de água.

2.4.2. Curva de retenção de água no solo

De acordo com Gitirana Junior *et al.* (2015) a curva de retenção de água no solo, ou curva característica, corresponde à forma como o solo comporta-se com a presença da água no seu interior, essa curva relaciona a quantidade de água no material poroso com a energia necessária para removê-la, que pode ser representada pela sucção total ψ e auxilia na compreensão da maioria dos processos em solos não saturados. A quantidade de água no solo pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico, pelo grau de saturação e pelo teor de umidade volumétrico, que é utilizado para previsão da permeabilidade e análises de percolação em meios não saturados e pode ser obtido pela relação:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \quad (2.15)$$

onde, θ é o teor de umidade volumétrico [-], V_w é o volume de água no solo [L^3] e V_t é o volume total do solo [L^3]. Quando o solo está saturado, o teor de umidade volumétrico é numericamente igual à porosidade (Gitirana Junior *et al.*, 2015).

As curvas de retenção são divididas em três zonas, a zona saturada, a zona de desaturação e a zona residual. A primeira zona corresponde ao intervalo de sucção no qual o material se encontra saturado e se estende até o valor de sucção chamado de valor de entrada de ar ψ_b [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$]. A segunda zona é referente à drenagem da água líquida sob aumento da sucção, ela se estende até o ponto de encontro da sucção residual ψ_{res} [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] com o grau de

saturação residual S_{res} [-]. E a terceira zona é caracterizada pela remoção da água que ocorre a partir da sucção residual ψ_{res} e exige sucções expressivas e se dá predominantemente por processos de transferência de vapor (Gitirana Junior et al., 2015).

A Figura 2.7 apresenta uma curva de retenção de água no solo, nota-se que ela é geralmente apresentada em escala logarítmica no eixo da sucção, já que esta possui um intervalo grande de variação da ordem de 0 a 10^6 kPa.

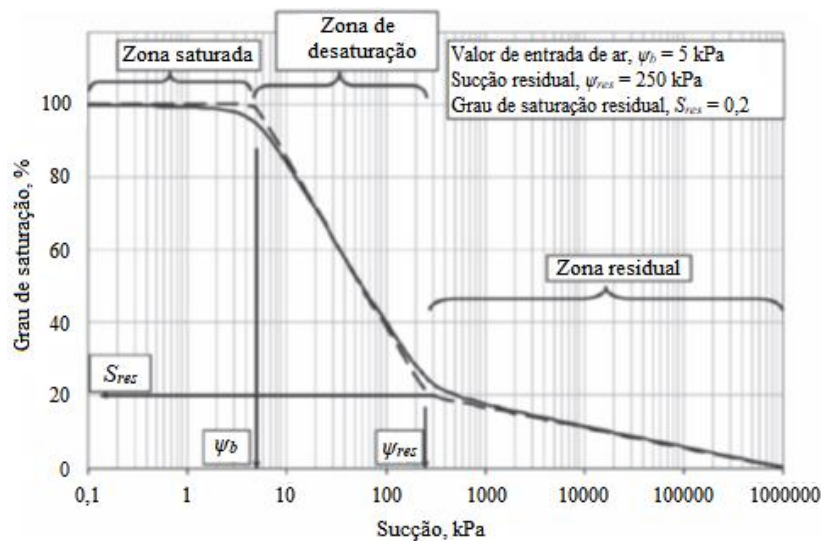


Figura 2.7 Curva de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior *et al.*, 2015)

Diferentes materiais apresentam curvas de retenção com diferentes formatos conforme apresentado na Figura 2.8, já que o formato da curva é um reflexo da distribuição de tamanho de poros, da mineralogia, da plasticidade, do grau de intemperismo, da rocha mãe, do histórico de tensões e da compactação (Gitirana Junior et al., 2015).

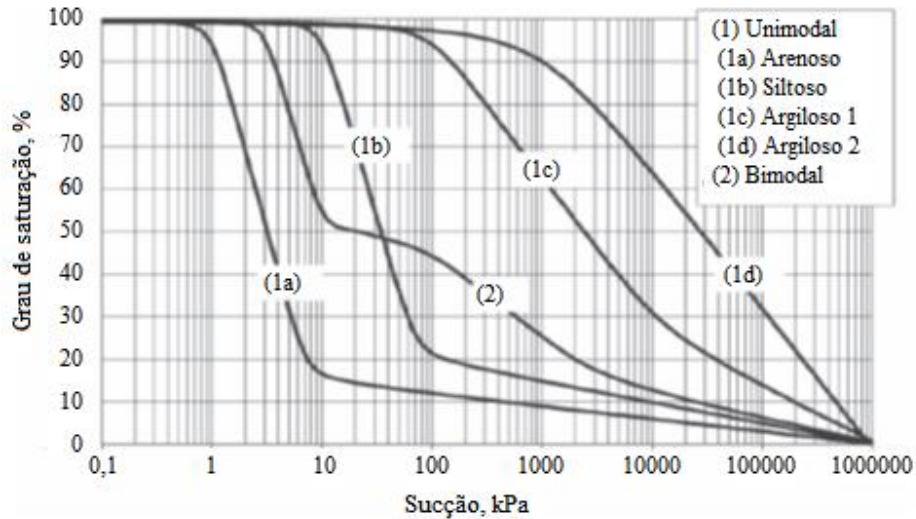


Figura 2.8 Formatos de curvas de retenção de água no solo (modificado - Gitirana Junior *et al.*, 2015)

Também existem diversas funções para a curva de retenção, apresentadas por diferentes autores, como apresentado na Tabela 2.4. A curva é ajustada a partir de dados obtidos experimentalmente em ensaios de retenção de água e necessita do teor de umidade volumétrica ajustado θ_n em relação à sucção. Onde θ_n é obtido pela expressão:

$$\theta_n = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} \quad (2.16)$$

onde, θ_n é o teor de umidade volumétrica normalizado [-], θ_{res} é o teor de umidade volumétrica residual [-] e θ_{sat} é o teor de umidade volumétrica saturado [-].

Tabela 2.4 Exemplos de funções para ajuste da curva de retenção de água no solo
(modificado - Gitirana Junior *et al.*, 2015).

Autor	Função	Parâmetros
Brooks e Corey (1964)	$\theta_n = 1, \text{ se } \psi \leq \psi_b$ $\theta_n = \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^{-\lambda_{bc}}, \text{ se } \psi > \psi_b$	ψ_b, λ_{bc}
Brutsaert (1967)	$\theta_n = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{a_b}\right)^{n_b}}$	a_b, n_b
van Genuchten (1980)	$\theta_n = \frac{1}{\left(1 + (a_{vg}\psi)^{n_{vg}}\right)^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Mckee e Bumb (1987)	$\theta_n = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{a_{m2}-\psi}{n_{m2}}\right)}$	a_{m2}, n_{m2}

2.4.3. Resistência ao cisalhamento em solos não saturados

Cavalcante e Mascarenhas (2021) propuseram um modelo de resistência ao cisalhamento para solos não saturados utilizando o grau de saturação equivalente para obter o parâmetro χ de tensão efetiva não saturada de Bishop (1959, *apud* Cavalcante e Mascarenhas, 2021) por meio do modelo SWRC proposto por Cavalcante e Zornberg (2017), obtendo um modelo simples de resistência ao cisalhamento com apenas um parâmetro de ajuste. Colocando a curva de retenção de Cavalcante e Zornberg (2017) em função do grau de saturação e desprezando a sucção osmótica tem-se:

$$S = S_r + (1 - S_r) \exp[-\delta|u_a - u_w|] \quad (2.17)$$

Em que δ é um parâmetro hidráulico de ajuste da curva de retenção de água no solo do modelo de Cavalcante e Zornberg (2017) e S corresponde ao grau de saturação [-], e é dado por:

$$S = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (2.18)$$

Onde θ é o teor de umidade volumétrico [-]. O parâmetro χ pode ser relacionado com o grau de saturação do solo [-] e sua magnitude é igual a 1 para solo saturado e 0 para seco. A equação de Bishop possui tal parâmetro multiplicado pela sucção mátrica, como mostrado a seguir:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (2.19)$$

Lu *et al.* (2010) propuseram que este parâmetro está relacionado com o grau de saturação da seguinte forma:

$$\chi = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (2.20)$$

Em que S_r corresponde ao grau de saturação residual [-]. A partir da curva de retenção de Cavalcante e Mascarenhas (2021) e da fórmula de χ de Lu *et al.* (2010), Cavalcante e Mascarenhas (2021) chegaram na seguinte expressão para o parâmetro χ :

$$\chi = e^{-\delta|u_a - u_w|} \quad (2.21)$$

e para a tensão efetiva:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - e^{-\delta|u_a - u_w|}(u_a - u_w) \quad (2.22)$$

obtendo assim a resistência ao cisalhamento para solos não saturados utilizando a equação de Bishop:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) - e^{-\delta|u_a - u_w|}(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.23)$$

2.5. EMPUXO DE TERRA EM SOLO NÃO SATURADO

Fredlund e Rahardjo (1993) analisaram o empuxo de terra em solos submetidos à sucção sob condições estacionárias de fluxo de água e utilizando a resistência cisalhante proposta por Fredlund *et al.* (1978) e dada pela seguinte expressão para a resistência não saturada:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.24)$$

Em que, τ é a resistência cisalhante do solo não saturado [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e ϕ^b é o ângulo de atrito referente à variação da resistência cisalhante devido à variação da sucção mátrica [-].

2.5.1. Estado de repouso

Na condição não saturada, a tensão vertical total σ_v [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] é calculada a partir da formulação:

$$\sigma_v = \int_0^H \rho g dz \quad (2.25)$$

onde, ρ a densidade total [ML^{-3}], g é a aceleração da gravidade [LT^{-2}], z é a distância vertical da superfície em direção ao ponto analisado [L] e H é a profundidade do solo no ponto analisado [L]. Para um solo homogêneo, a tensão vertical total pode ser descrita por:

$$\sigma_v = \rho g H \quad (2.26)$$

A tensão horizontal em qualquer profundidade abaixo da superfície pode ser descrita em função da tensão vertical e da poropressão do ar a partir de um coeficiente. Para a condição em repouso este coeficiente é o K_0 dado por

$$K_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.27)$$

A partir da teoria de elasticidade e adotando um solo não saturado, homogêneo e isotrópico, Fredlund e Rahardjo (1993) desenvolveram a seguinte equação para o cálculo do coeficiente de empuxo em repouso:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} - \frac{E}{(1 - \mu)H_m} \frac{(\sigma_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.28)$$

onde, μ é o coeficiente de Poisson [-], E é o módulo de elasticidade relacionado com as variações da tensão normal líquida ($\sigma_v - u_a$) e H_m é o módulo de elasticidade relacionado com as variações da sucção mátrica ($u_a - u_w$).

2.5.2. Estado ativo

Supondo um deslocamento da parede para longe do solo, a tensão horizontal é reduzida até um valor limite correspondente ao equilíbrio plástico. Assim, a falha é obtida pela redução da tensão horizontal. Como resultado, tem-se que a tensão horizontal é a tensão principal menor e a tensão vertical é a tensão principal maior no momento de falha. Em solos não saturados, o aumento da sucção mátrica diminui o empuxo ativo. Ou seja, a contenção fica submetida a uma menor tensão.

Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam as seguintes expressões para a tensão horizontal sob empuxo ativo:

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{(\sigma_v - u_a)}{N_\phi} - \frac{2c'}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{\sqrt{N_\phi}} \quad (2.29)$$

onde,

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.30)$$

E o coeficiente de empuxo ativo passa a ser definido por:

$$K_a = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} = \frac{1}{N_\phi} - \frac{2c'}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} - \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} \quad (2.31)$$

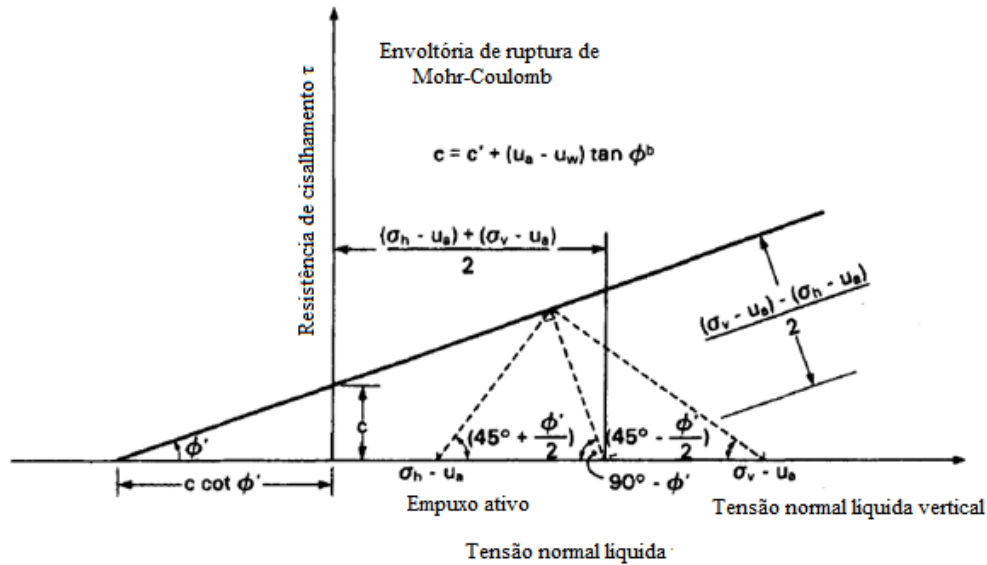


Figura 2.9 Círculo de Mohr para o estado ativo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

Fredlund e Rahardjo (1993) fizeram duas análises matemáticas do modelo desenvolvido para o estado ativo, em uma consideraram a sucção mátrica constante e, na outra, variando linearmente com a profundidade. Ambas as figuras apresentam a separação do empuxo ativo nos seus três componentes. Percebe-se que a sucção mátrica tende a diminuir o empuxo ativo, assim como a coesão.

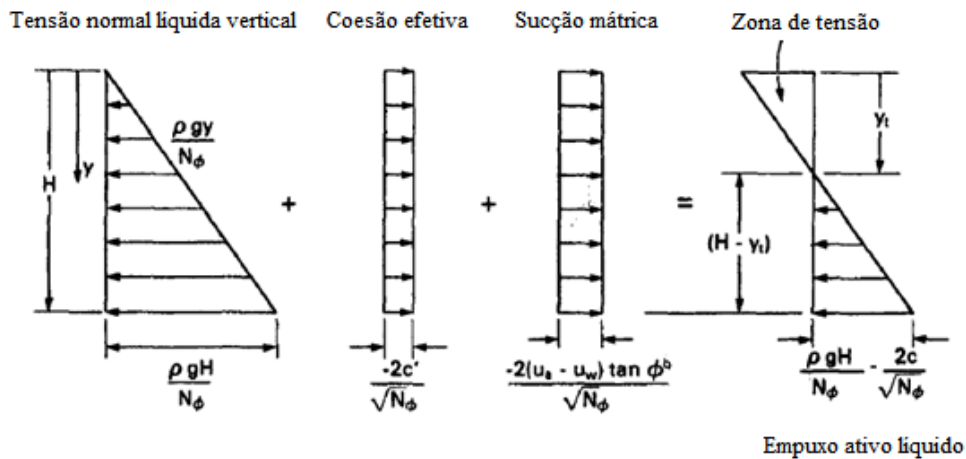


Figura 2.10 Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

A profundidade da zona de tensão horizontal negativa y_t pode ser obtida assumindo a poropressão do ar igual a 0 ($u_a = 0$) e igualando a tensão horizontal a 0. Com isto obtém-se:

$$y_t = \frac{2c'}{\rho g} \sqrt{N_\phi} + 2 \frac{(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{\rho g} \sqrt{N_\phi} \quad (2.32)$$

A profundidade da zona de tensão y_t aumenta com o aumento da sucção mátrica do solo. Esta zona corresponde a zona que se descolaria da contenção quando esta move horizontalmente para longe do solo.

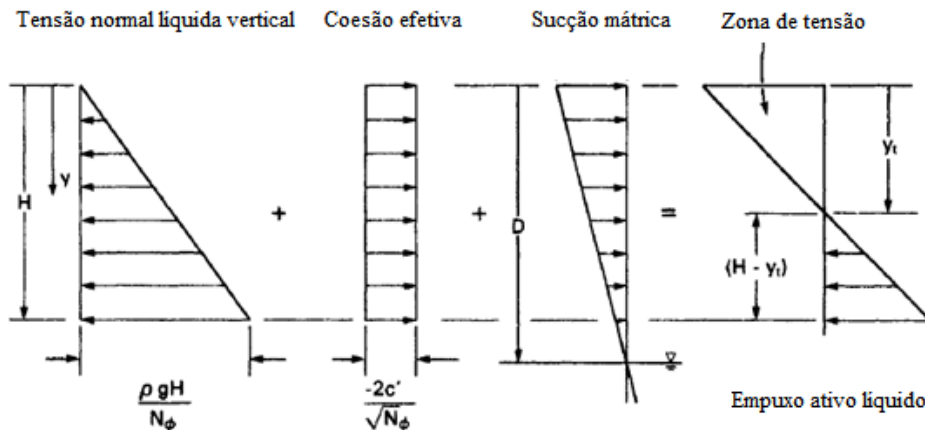


Figura 2.11 Componentes da distribuição do empuxo ativo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

2.5.3. Estado passivo

Supondo um deslocamento da parede, em direção ao solo, comprimindo-o, a tensão horizontal é aumentada até um valor limite correspondente ao equilíbrio plástico. Assim, a falha é obtida pelo aumento da tensão horizontal. Como resultado, tem-se que a tensão horizontal é a tensão principal maior e a tensão vertical é a tensão principal menor no momento de falha. O aumento da sucção mátrica aumenta o empuxo passivo.

Fredlund e Rahardjo (1993) obtém a seguinte expressão para a tensão horizontal sob empuxo passivo:

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a) N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi} + 2(u_a - u_w) \tan(\phi^b) \sqrt{N_\phi} \quad (2.33)$$

onde,

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.34)$$

E o coeficiente de empuxo passivo passa a ser definido por:

$$K_p = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} = N_\phi + \frac{2c' \sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} + \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b) \sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} \quad (2.35)$$

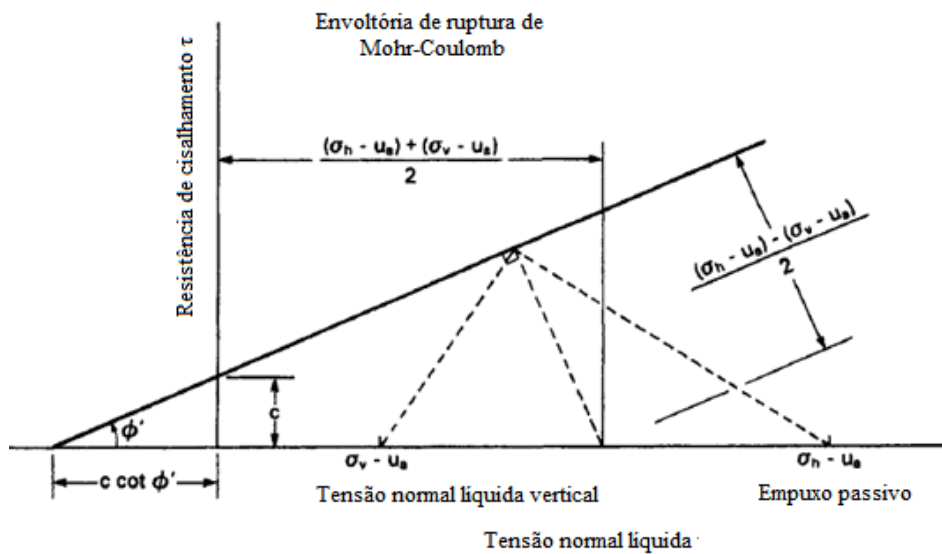


Figura 2.12 Círculo de Mohr para o estado passivo em condição não saturada (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

Fredlund e Rahardjo (1993) fizeram duas análises matemáticas do modelo desenvolvido para o estado passivo, em uma consideraram a sucção mátrica constante e, na outra, variando linearmente com a profundidade. Ambas as figuras apresentam a separação do empuxo passivo nos seus três componentes. Percebe-se que a sucção mátrica tende a aumentar o empuxo passivo, assim como a coesão.

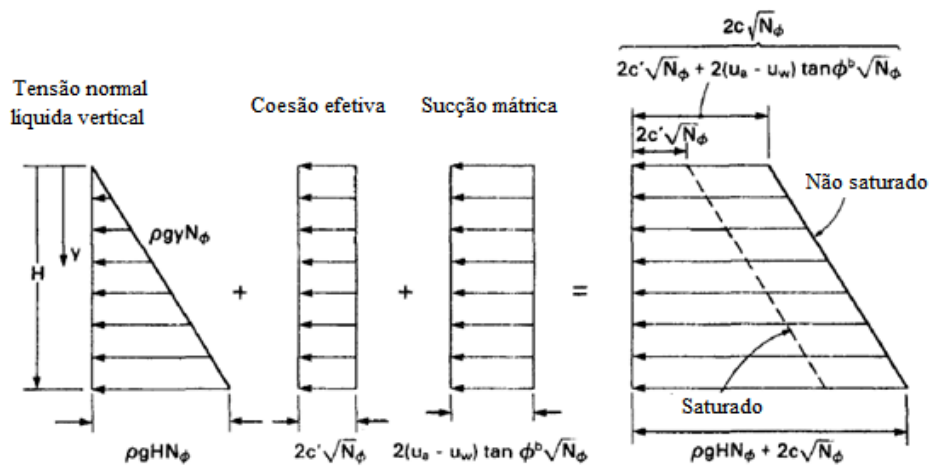


Figura 2.13 Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica constante em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

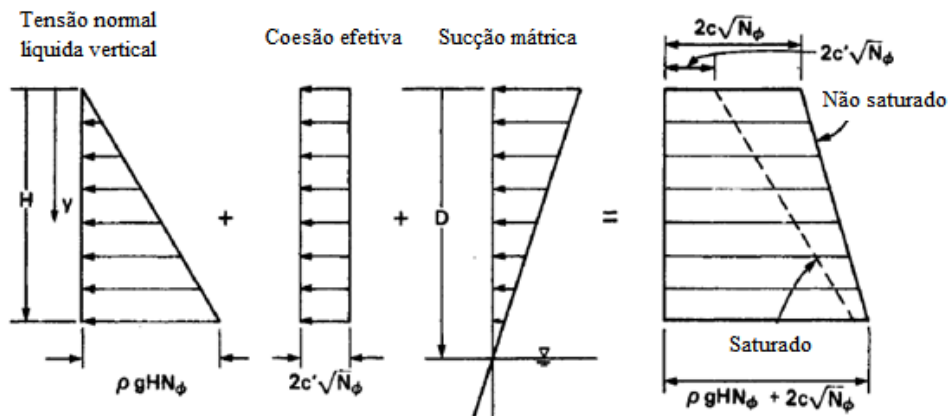


Figura 2.14 Componentes da distribuição do empuxo passivo para sucção mátrica variando linearmente em relação à profundidade (modificado - Fredlund e Rahardjo, 1993)

2.6. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DO MURO DE FLEXÃO

Para dimensionamento do muro de flexão, partiu-se de um pré-dimensionamento para, então, ser verificada a sua estabilidade. Desta forma, a Figura 2.15 apresenta um pré-dimensionamento proposto por Marchetti (2007) e pode ser utilizada como auxílio na obtenção dos valores iniciais no dimensionamento.

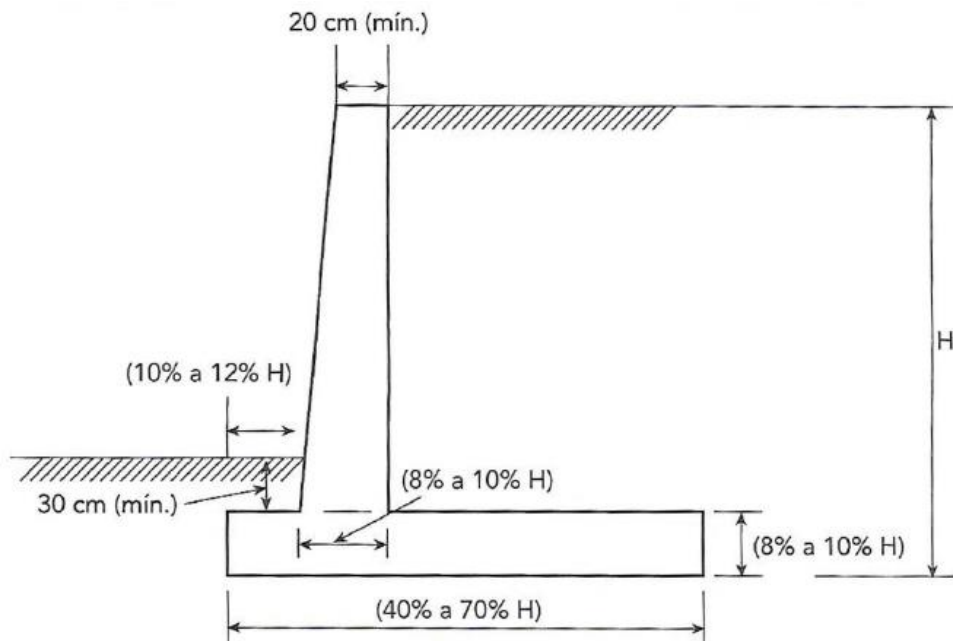


Figura 2.15 Pré-dimensionamento de um muro de flexão (Marchetti, 2007)

Em um dimensionamento de muros de arrimo deve-se caracterizar o equilíbrio estático e elástico. O equilíbrio estático corresponde ao equilíbrio de translação do muro, onde pode-se obter sua segurança enquanto ao escorregamento, e o equilíbrio elástico corresponde ao equilíbrio de rotação do muro, onde pode-se obter sua segurança com relação ao tombamento. Esses potenciais mecanismos de ruptura estão apresentados na Figura 2.16 e Figura 2.17, respectivamente.

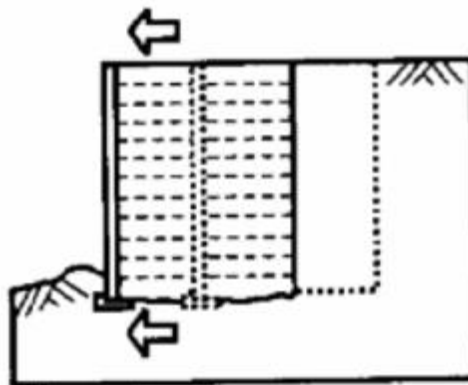


Figura 2.16 Escorregamento de base (Gerschovich, 2010).



Figura 2.17 Tombamento da estrutura (Gerschovich, 2010).

As verificações de segurança contra escorregamento e tombamento são determinadas pelo equilíbrio de esforços solicitantes, como as componentes horizontais do empuxo, sobrecarga, água e esforços resistentes como os de adesão e atrito na base do muro, como ilustrado na Figura 2.18.

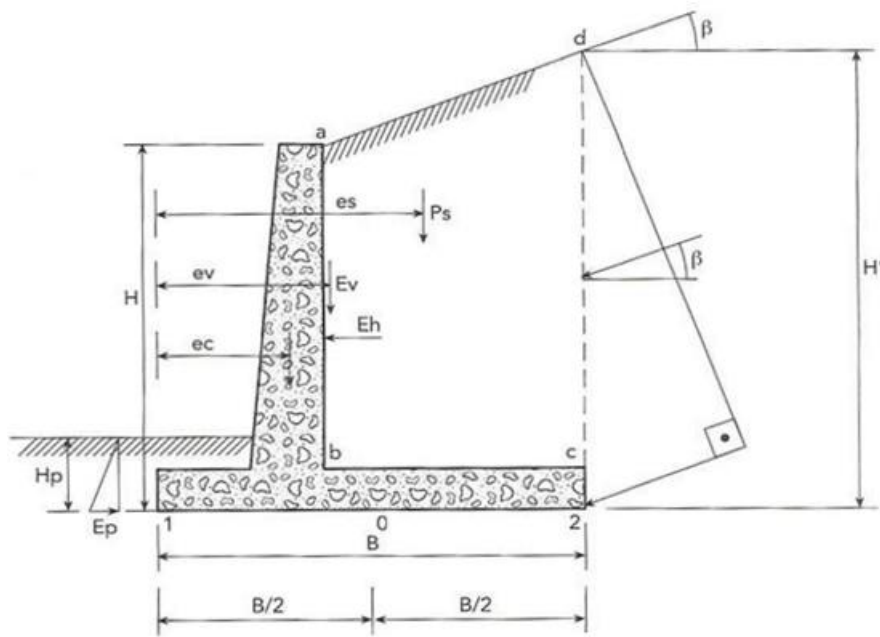


Figura 2.18 Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros (modificado - Marchetti, 2007).

De acordo com a NBR 9061 (ABNT, 1985), os coeficientes de segurança adotados devem ser de no mínimo 1,5 para os casos gerais, sendo necessária justificativa técnica para adoção deste valor. Já para os casos especiais, fatores de segurança menores que 1,5, e no mínimo 1,2, podem ser aceitos se devidamente comprovadas as características geotécnicas, geológicas e hidrológicas do terreno.

2.6.1. Verificação de escorregamento

A verificação ao escorregamento, ou deslizamento, é realizada com o intuito de evitar deslocamento da estrutura de contenção devido aos esforços atuantes. O software Geo5 calcula o fator de segurança contra escorregamento FS_e [-], por meio da expressão:

$$FS_e = \frac{N \tan \phi + cB + F_r}{F_c} \quad (2.36)$$

Em que, ϕ é o ângulo de atrito interno do solo [-], c é a coesão do solo de dimensionamento [$ML^{-1}T^{-2}$], B é a largura da base do muro [L] e a força normal N [MLT^{-2}] é dada por:

$$N = P_s + P_c + E_{av} \quad (2.37)$$

onde, E_{av} é o empuxo ativo na vertical [MLT^{-2}], P_c é o peso do muro de concreto [MLT^{-2}] e P_s é o peso do solo em “abcd” [MLT^{-2}], conforme a Figura 2.18. Além disso, a força resistiva F_r [MLT^{-2}] equivale ao empuxo passivo e a força cisalhante F_c [MLT^{-2}] ao empuxo ativo na horizontal.

Por fim, a relação para o fator de segurança de escorregamento deve ser atendida:

$$FS_E \geq 1,5 \quad (2.38)$$

2.6.2. Verificação de tombamento

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante. O momento resistente M_r [ML^2T^{-2}] corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento atuante M_a [ML^2T^{-2}] é definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto de rotação. Assim.

$$M_a = E_{ah} \frac{H}{3} \quad (2.39)$$

$$M_r = P_s es + P_c ec + E_{av} ev \quad (2.40)$$

onde, E_{ah} é o empuxo ativo na horizontal [MLT^{-2}], H' é a profundidade da escavação do aterro à base da contenção [L], es , ec e ev são distâncias horizontais [L] indicadas na Figura 2.18.

Por fim, para atender a estabilidade quanto ao tombamento, a seguinte relação do fator de segurança de tombamento FS_T [-] deve ser atendida (Marchetti, 2007):

$$FS_T = \frac{M_r}{M_a} \geq 1,5 \quad (2.41)$$

2.7. MATHEMATICA

Mathematica é um programa de computador desenvolvido pela empresa Wolfram Research que implementa um sistema de álgebra computacional. Essa linguagem de programação, contém diversas bibliotecas de programação prontas a serem usadas para diversos fins em várias áreas das ciências exatas.

Por meio desse programa é possível desenvolver diversas formas de apresentação de dados, como gráficos interativos, como o apresentado no exemplo da Figura 2.19.



Figura 2.19 Exemplo de gráfico interativo desenvolvido no Mathematica (Wolfram, 2021)

2.8. SOFTWARE GEO5

O Geo5 é um pacote de programas que fornece solução para diversos problemas geotécnicos, como análise e da estabilidade de taludes, dimensionamento de estruturas de contenção, capacidade de carga e assentamento de fundações rasas e profundas e estudo geológicos e geotécnicos diversos.

A Figura 2.20 apresenta um exemplo de dimensionamento de um muro de flexão dimensionado para resistir os esforços de um perfil de solo argiloso genérico. E a Figura 2.21 apresenta a verificação de estabilidade por deslizamento e tombamento deste mesmo muro.

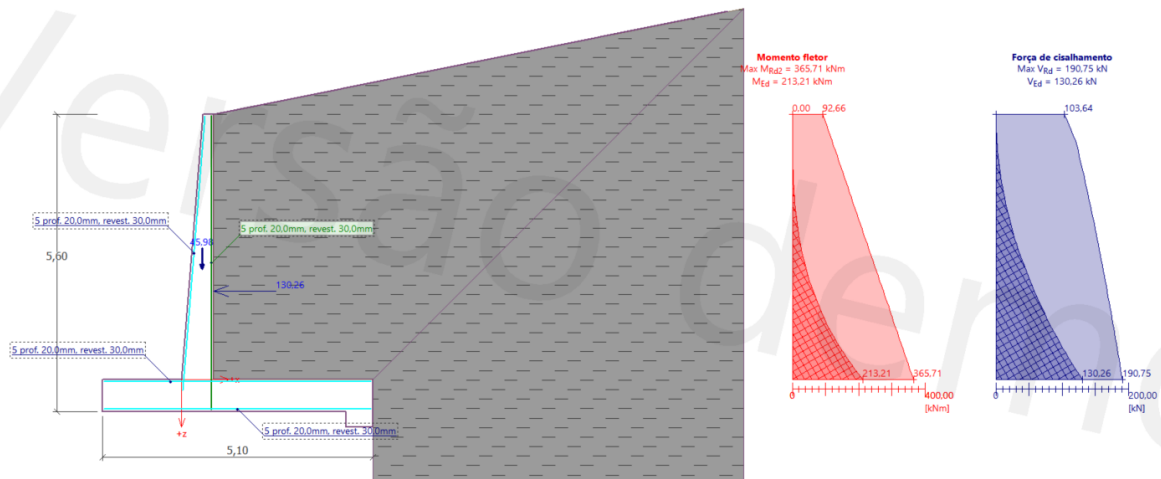


Figura 2.20 Exemplo dimensionamento de muro de flexão no software Geo5

Verificação completa do muro

Verificação da estabilidade ao tombamento
 Momento resistente $M_{res} = 1357,16 \text{ kNm/m}$
 Momento de tombamento $M_{OVR} = 170,54 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = 7,96 > 1,50
Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento
 Reação horizontal $H_{res} = 283,10 \text{ kN/m}$
 Força horizontal ativa $H_{act} = 80,13 \text{ kN/m}$

Fator de segurança = 3,53 > 1,50
Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação global - MURO É SATISFATÓRIA

Figura 2.21 Exemplo verificação de estabilidade de muro de flexão no software Geo5

3. METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho de conclusão de curso consiste na modelagem e análise de uma contenção do tipo muro de flexão em solo homogêneo saturado e não saturado com sucção constante utilizando a ferramenta Mathematica.

A Figura 3.1 abaixo representa as subetapas da metodologia modeladas na ferramenta Mathematica para dimensionamento da estrutura de contenção. Esses tópicos são realizados para cada condição de saturação do solo, de acordo com suas especificidades.

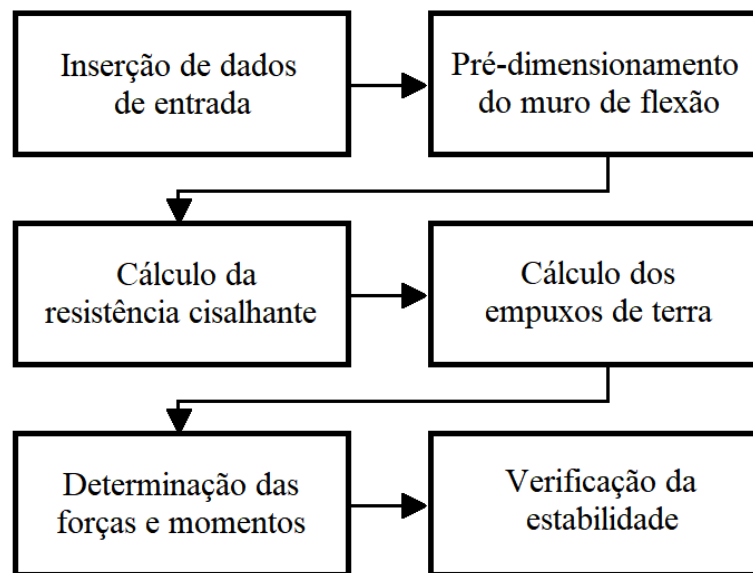


Figura 3.1 Metodologia seguida na modelagem

Para a determinação dos empuxos de terra deve ser considerada a compactação do solo do reaterro sobre a contenção, porém, por motivos de cálculo, foram utilizados os empuxos referentes a escavações apresentados no Capítulo 2. Também foram consideradas as seguintes premissas nos dois modelos propostos:

- O solo é homogêneo;
- O lençol freático é profundo;
- São assumidas condições de deformação plana;
- A ruptura da estrutura ocorre por limite de plasticidade;
- O muro de flexão é admitido como indeformável e sem atrito na vertical com o solo;

- Os deslocamentos do solo promovem o desenvolvimento completo dos empuxos de terra ativos e passivos;
- O solo não tem suas propriedades modificadas com a inserção da contenção;
- Os efeitos de variação volumétrica do solo são desprezíveis;
- A superfície de topo é descoberta, ou seja, não existem elementos que possam influenciar na sucção ou fluxo de água (como vegetação).

3.1. SOLO SATURADO

3.1.1. Dados de entrada

Foi utilizada a ferramenta Mathematica para dimensionamento do muro de flexão em condição saturada a partir dos dados de entrada que são inseridos na plataforma pelo usuário:

- Desnível do aterro h [L];
- Peso específico do solo γ [$ML^{-2}T^{-2}$];
- Peso específico da parede de concreto γ_c [$ML^{-2}T^{-2}$];
- Ângulo de atrito do solo ϕ [-].

São consideradas como premissa para essa condição coesão do solo nula, conforme Das (2010) para areias, siltes inorgânicos e argilas normalmente adensadas e ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural δ [-] igual a dois terços do ângulo de atrito interno do solo ϕ [-] (Hachich *et al.*, 1998) e poropressão da água $u_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

3.1.2. Pré-dimensionamento

A partir do desnível do aterro, são calculadas as demais dimensões da estrutura, de acordo com o proposto na Figura 2.15. Foram considerados inicialmente a espessura superior da parede e a profundidade no retroaterro igual aos valores mínimos, assim a espessura superior corresponde a 20 cm e a profundidade enterrada do retroaterro de 30 cm.

Todas as demais dimensões da estrutura variam em função de sua altura total H [L], assim: a base B [L] corresponde a 60% de H , a espessura inferior da parede a 8% de H , a espessura da base a 8% de H e o deslocamento da face externa da estrutura a 10% de H . Arredondamentos para cima foram realizados por motivos práticos. As dimensões da estrutura podem ser modificadas após verificação da estabilidade.

3.1.3. Resistência cisalhante e empuxos

Após realização do pré-dimensionamento da estrutura, deu-se início ao cálculo da resistência de cisalhamento e empuxos de terra atuantes. Para determinação da resistência saturada, foi considerada a tensão efetiva vertical na base da estrutura, conforme expressões:

$$\sigma'_v = \gamma H - u_w \quad (3.1)$$

$$\tau_{sat} = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3.2)$$

Para determinação dos empuxos de terra, foi considerada a teoria de Rankine que se apoia no critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Das, 2010). O empuxo ativo é desenvolvido ao considerar um movimento de afastamento da parede em relação ao solo e o empuxo passivo é desenvolvido caso ocorra um movimento da parede em direção ao solo (Craig, 2004). Sendo assim, é considerado o empuxo ativo na face interna da contenção e o empuxo passivo na externa.

O coeficiente de empuxo ativo e passivo são dados por:

$$K_{a,p} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.3)$$

E os empuxos de terra são dados por:

$$E_{a,p} = \frac{1}{2} K_a \gamma z^2 \quad (3.4)$$

No caso do empuxo ativo, valor z corresponde à distância entre a superfície do solo do aterro e a face superior da base, já no empuxo passivo, corresponde à distância entre a superfície do solo do retroaterro e a face inferior da base. Os empuxos horizontais e verticais são dados por uma relação com o ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural δ [-].

3.1.4. Forças e momentos atuantes

Para verificação de estabilidade contra escorregamento, faz-se necessário a determinação das seguintes forças: peso do solo do aterro sobre a base interna da estrutura P_s determinado a partir do peso específico do solo, peso próprio do muro de concreto P_c determinado a partir da geometria e peso específico da estrutura, empuxo ativo na vertical E_{av} , empuxo passivo na horizontal E_{ph} e empuxo ativo na horizontal E_{ah} .

Já para verificação de estabilidade contra tombamento, são determinados os momentos referentes ao empuxo ativo na horizontal E_{ah} , ao peso do solo do aterro sobre a base interna da estrutura P_s , ao peso próprio do muro de concreto P_c e ao empuxo ativo na vertical E_{av} , sendo encontrado o ponto de aplicação dessas forças.

3.1.5. Verificação da estabilidade

A partir das forças e momentos calculados, são determinados os fatores de segurança contra escorregamento e tombamento, conforme:

$$FS_e = \frac{(P_s + P_c + E_{av}) \tan \phi + cB + E_{ph}}{E_{ah}} \quad (3.5)$$

$$FS_T = \frac{P_s es + P_c ec + E_{av} ev}{E_{ah} \frac{H}{3}} \quad (3.6)$$

Caso os fatores de segurança sejam inferiores ao esperado, dever realizar novamente o pré-dimensionamento e todas as etapas subsequentes. Por fim é exportada uma tabela com o dimensionamento do muro de flexão, resistência cisalhante e fatores de segurança.

3.2. SOLO NÃO-SATURADO

3.2.1. Dados de entrada

De forma semelhante ao dimensionamento para a condição saturada, foi utilizada a ferramenta Mathematica para dimensionamento do muro de flexão em condição não saturada para sucção constante a partir dos dados de entrada que são inseridos na plataforma pelo usuário:

- Desnível do aterro h [L];
- Peso específico do solo γ [$ML^{-2}T^{-2}$];
- Peso específico da parede de concreto γ_c [$ML^{-2}T^{-2}$];
- Ângulo de atrito do solo ϕ [-].

São consideradas como premissa para essa condição aceleração da gravidade $g = 9,8 \text{ m/s}^2$, ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural δ [-] igual a dois terços do ângulo de atrito interno do solo ϕ [-] (Hachich *et al.*, 1998), poropressão da água $u_w = 10 \text{ kN/m}^3$. E poropressão do ar igual a $u_a = 0$, ou seja, há equilíbrio com a pressão atmosférica (Fredlund e Rahardjo, 1993). A sucção osmótica será desconsiderada, assim, a sucção total será dada somente por variações na sucção mátrica, ou seja, $\psi = (u_a - u_w) = -u_w$ (Fredlund e Rahardjo, 1993). Também são consideradas coesão e sucção constantes ao longo do tempo em todo o aterro.

3.2.2. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da estrutura na condição não saturada ocorre igual ao apresentado para a condição saturada, a partir do desnível do aterro. Também foram considerados a espessura superior da parede e a profundidade no retroaterro igual aos valores mínimos, ou seja, a espessura superior corresponde a 20 cm e a profundidade enterrada do retroaterro de 30 cm.

Todas as demais dimensões da estrutura variam em função de sua altura total H [L], conforme apresentado anteriormente. E as dimensões da estrutura podem ser modificadas após verificação da estabilidade.

3.2.3. Resistência cisalhante e empuxos

Após realização do pré-dimensionamento da estrutura, deu-se início ao cálculo da resistência de cisalhamento e empuxos de terra atuantes, ambos em função de coesão e sucção do solo. Para determinação da resistência não saturada, foi considerada a tensão efetiva vertical na base da estrutura, conforme expressões:

$$\sigma_v = \gamma g z \quad (3.7)$$

$$\tau(c, u_a - u_w) = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi' \quad (3.8)$$

Para determinação dos empuxos de terra, foi considerada a teoria de Rankine para solos não saturados, em que o aumento da sucção mátrica diminui o empuxo ativo e a contenção fica submetida a uma menor tensão. o coeficiente de empuxo ativo é definido por:

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.9)$$

$$K_a(c, u_a - u_w) = \frac{1}{N_\phi} - \frac{2c'}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} - \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} \quad (3.10)$$

Já o coeficiente de empuxo passivo é definido por:

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.11)$$

$$K_p(c, u_a - u_w) = N_\phi + \frac{2c'\sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} + \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b)\sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} \quad (3.12)$$

No caso da resistência cisalhante, o valor z utilizado no cálculo da tensão vertical corresponde altura total da contenção H , no caso do empuxo ativo, ele corresponde à distância entre a superfície do solo do aterro e a face superior da base, já no empuxo passivo, corresponde à distância entre a superfície do solo do retroaterro e a face inferior da base. Os empuxos horizontais e verticais são dados por uma relação com o ângulo de atrito entre o solo e o elemento estrutural δ [-].

3.2.4. Forças e momentos atuantes

As forças e momentos utilizados para verificação de estabilidade contra escorregamento e tombamento da estrutura para a condição não saturada também é calculada como a condição saturada, porém os empuxos ativo na vertical E_{av} , passivo na horizontal E_{ph} e ativo na horizontal E_{ah} são calculados em função da coesão e sucção mátrica do solo.

3.2.5. Verificação da estabilidade

A partir das forças e momentos calculados, são determinados os fatores de segurança contra escorregamento e tombamento, conforme:

$$FS_e(c, u_a - u_w) = \frac{(P_s + P_c + E_{av}) \tan \phi + cB + F_r}{E_{ah}} \quad (3.13)$$

$$FS_T(c, u_a - u_w) = \frac{P_s es + P_c ec + E_{av} ev}{E_{ah} \frac{H}{3}} \quad (3.14)$$

Por fim é exportada uma tabela com o dimensionamento do muro. A resistência cisalhante e fatores de segurança são exportados em formato de gráficos, relacionando o fator com a sucção para cada valor de coesão adotado.

4. RESULTADOS E DISCUÇÕES

4.1. SOLO SATURADO

O dimensionamento da estrutura se deu como descrito no Capítulo 3. Para efeito de apresentação de resultados, foi considerada uma condição saturada com solo argiloso não coesivo. E os seguintes dados de entrada na ferramenta Mathematica:

- Desnível do aterro $h = 4$ m;
- Peso específico do solo $\gamma_s = 16$ kN/m³;
- Peso específico da parede de concreto $\gamma_c = 23$ kg/m³;
- Ângulo de atrito do solo $\phi = 30^\circ$.

A partir dos dados de entrada, todas as demais dimensões da estrutura foram calculadas, considerando: a base B [L] corresponde a 60% de H, a espessura inferior da parede a 8% de H, a espessura da base a 8% de H e o deslocamento da face externa da estrutura a 10% de H. Tais valores foram arredondados. A tensão efetiva vertical foi dada por:

$$\sigma'_v = \gamma H - u_w = 16 * 4,7 - 10 = 65,20 \text{ kPa} \quad (4.1)$$

E a resistência cisalhante por:

$$\tau_{sat} = c' + \sigma' \tan \phi' = 0 + 65,20 * \tan(30^\circ) = 37,64 \text{ kPa} \quad (4.2)$$

Para determinação dos empuxos de terra, foram considerados os coeficientes de empuxo ativo e passivo dados por:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30}{2} \right) = 0,33 \quad (4.3)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 3 \quad (4.4)$$

Para verificação de estabilidade contra escorregamento, foram calculadas as forças:

$$P_s = \gamma * \text{Área transversal do aterro} = 16 * 8,60 = 137,60 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$P_c = \gamma_c * \text{Área transversal do muro} = 23 * 2,45 = 56,35 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$E_{av} = 16,86 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$E_{ph} = 11,05 \text{ kN} \quad (4.8)$$

$$E_{ah} = 46,33 \text{ kN} \quad (4.9)$$

Assim, o fator de segurança contra escorregamento corresponde a:

$$FS_e = \frac{(P_s + P_c + E_{av}) \tan \phi + cB + E_{ph}}{E_{ah}} = \frac{132,76}{46,33} = 2,87 \quad (4.10)$$

Também foram calculados os pontos de aplicação das forças citadas, sendo eles:

$$es = 1,9 \text{ m} \quad (4.11)$$

$$ec = 0,72 \text{ m} \quad (4.12)$$

$$ev = 0,6 \text{ m} \quad (4.13)$$

Assim, o fator de segurança contra tombamento corresponde a:

$$FS_T = \frac{P_s es + P_c ec + E_{av} ev}{E_{ah} \frac{H}{3}} = \frac{312,20}{72,59} = 4,30 \quad (4.14)$$

Por fim, foi exportada a Tabela 4.1 com o resumo dos resultados obtidos na ferramenta Mathematica.

Tabela 4.1 Resultado - Condição Saturada

Variável	Resultado
Desnível	4,00 m
Base	2,90 m
Altura Total	4,70 m
Espessura Superior	0,20 m
Espessura Inferior	0,40 m
Espessura Base	0,40 m
Resistência ao cisalhamento	37,64 kPa
Fator de Segurança de Deslizamento	2,87
Fator de Segurança de Tombamento	4,30

4.2. COMPARAÇÃO COM O SOFTWARE GEO5

Para efeito de comparação e validação do dimensionamento proposto para a condição saturada, foi realizada a verificação dos fatores de segurança no software consolidado GEO5, a partir dos mesmos dados de geometria e características do muro e propriedades do solo adotados na plataforma Mathematica. O resultado da verificação se encontra na Figura 4.1.

Verificação completa do muro

Verificação da estabilidade ao tombamento

Momento resistente $M_{res} = 371,20 \text{ kNm/m}$

Momento de tombamento $M_{ovr} = 88,72 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança = $4,18 > 1,50$

Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA

Verificação de deslizamento

Reação horizontal $H_{res} = 117,69 \text{ kN/m}$

Força horizontal ativa $H_{act} = 40,08 \text{ kN/m}$

Fator de segurança = $2,94 > 1,50$

Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA

Verificação global - MURO É SATISFATÓRIA

Figura 4.1 Verificação da estabilidade do muro por meio do software GEO5

Nota-se que assim como no modelo proposto, a estabilidade global da estrutura é comprovada. Os valores encontrados de fatores de segurança também são consideravelmente próximos, demonstrando a validade do modelo.

4.3. SOLO NÃO-SATURADO

O dimensionamento da estrutura se deu como descrito no Capítulo 3. Para efeito de apresentação de resultados, foi considerada uma condição não saturada com solo argiloso com sucção e coesão constante. Foram utilizados os mesmos dados de entrada que a condição saturada:

- Desnível do aterro $h = 4$ m;
- Peso específico do solo $\gamma_s = 16$ kN/m³;
- Peso específico da parede de concreto $\gamma_c = 23$ kg/m³;
- Ângulo de atrito do solo $\phi = 30^\circ$.

A partir dos dados de entrada, todas as demais dimensões da estrutura foram calculadas, da mesma forma descrita anteriormente. E a resistência cisalhante foi dada por:

$$\begin{aligned}\tau(c, u_a - u_w) &= c + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi \\ \tau(c, u_a - u_w) &= 425,48 + c + \frac{(u_a - u_w)}{\sqrt{3}}\end{aligned}\quad (4.15)$$

Para determinação dos empuxos de terra, foram considerados os coeficientes de empuxo ativo e passivo dados por:

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1}{3} \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned}K_a(c, u_a - u_w) &= \frac{1}{N_\phi} - \frac{2c}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} - \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b)}{(\sigma_v - u_a)\sqrt{N_\phi}} \\ K_a(c, u_a - u_w) &= \frac{1}{3} - \frac{c}{583,91} - \frac{u_a - u_w}{101,14}\end{aligned}\quad (4.17)$$

$$N_{\phi} = \tan^2 \left(45^{\circ} + \frac{\phi'}{2} \right) = 3 \quad (4.18)$$

$$K_p(c, u_a - u_w) = N_{\phi} + \frac{2c' \sqrt{N_{\phi}}}{(\sigma_v - u_a)} + \frac{2(u_a - u_w) \tan(\phi^b) \sqrt{N_{\phi}}}{(\sigma_v - u_a)} \quad (4.19)$$

$$K_p(c, u_a - u_w) = \frac{1}{3} - \frac{c}{31,68} - \frac{u_a - u_w}{337,12}$$

Para verificação de estabilidade da estrutura contra escorregamento e tombamento, foram calculadas as forças e momentos atuantes da estrutura, em função da sucção e coesão.

Os resultados obtidos referentes ao dimensionamento estão presentes na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Resultado - Condição Não-Saturada

Variável	Resultado
Desnível	4,00 m
Base	2,90 m
Altura Total	4,70 m
Espessura Superior	0,20 m
Espessura Inferior	0,40 m
Espessura Base	0,40 m

Os fatores de segurança contra deslizamento e tombamento são calculados em função da coesão e sucção constantes ao longo do tempo no solo do talude. Abaixo são apresentados os gráficos interativos de Fatores de Segurança contra Escorregamento e Tombamento em função da sucção, para diferentes valores de coesão efetiva do solo c' [$ML^{-1}T^{-2}$].

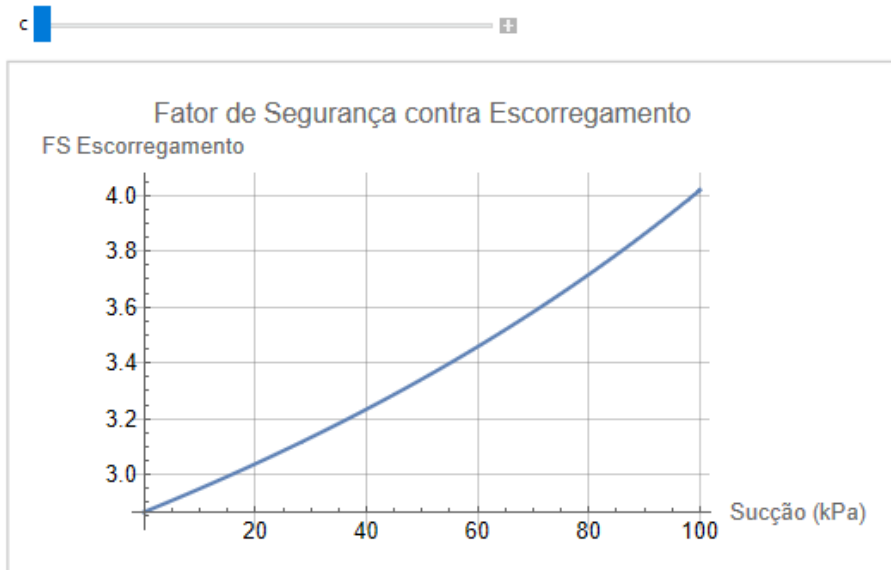


Figura 4.2 Curva Fator de Segurança contra Escorregamento em função da sucção para coesão = 0 kPa

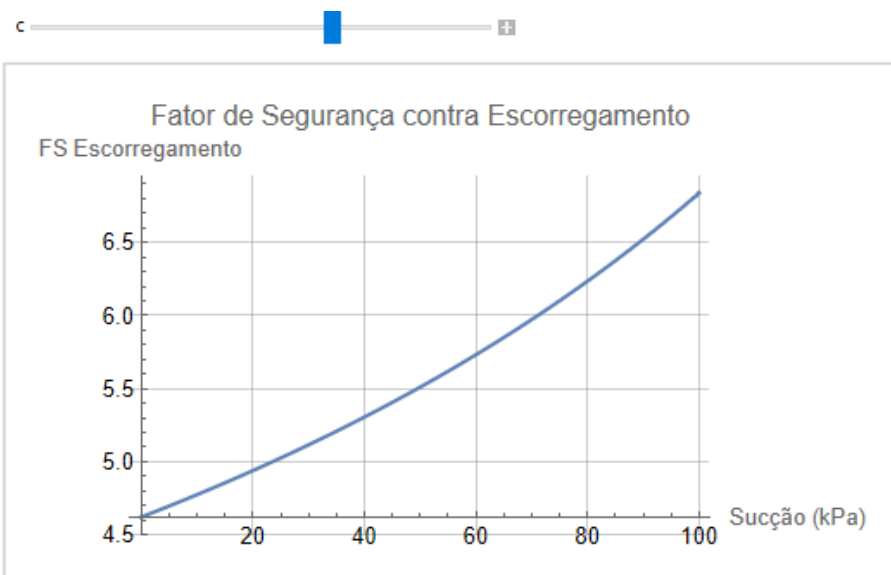


Figura 4.3 Curva Fator de Segurança contra Escorregamento em função da sucção para coesão = 20 kPa

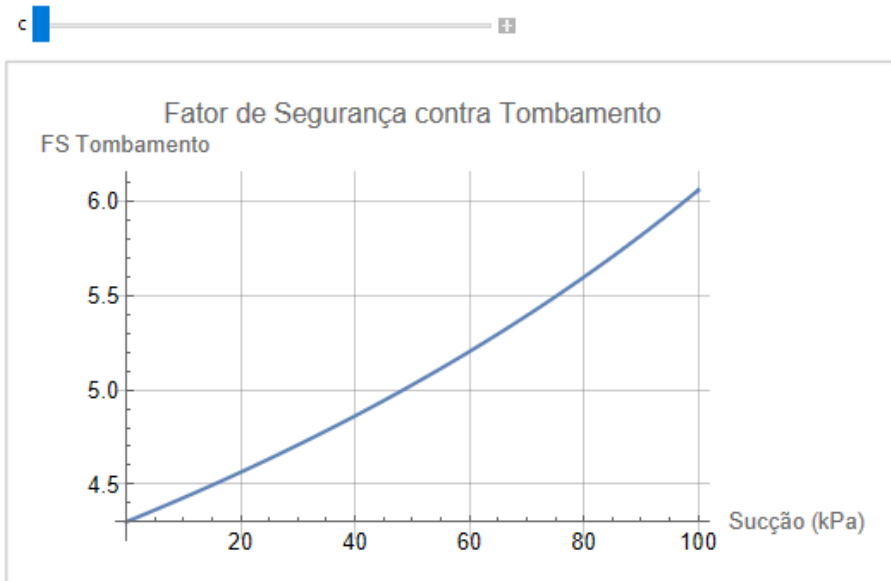


Figura 4.4 Curva Fator de Segurança contra Tombamento em função da sucção para coesão = 0 kPa

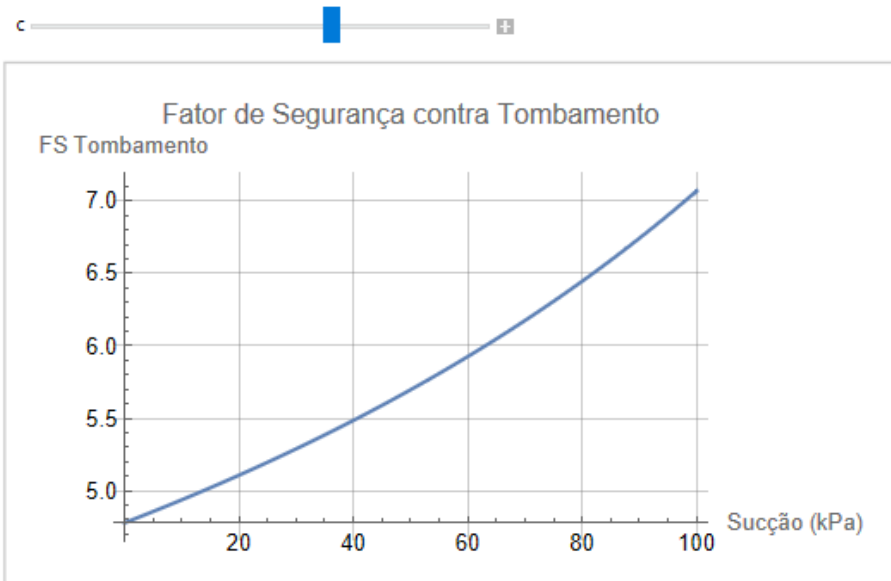


Figura 4.5 Curva Fator de Segurança contra Tombamento em função da sucção para coesão = 20 kPa

Nota-se que ao considerar a sucção e coesão iguais a zero na condição de solo não saturado, o fator de segurança contra escorregamento corresponde a 2,87 e o fator de segurança contra tombamento a 4,30, valores correspondentes ao calculado para a condição de solo saturado. Tal correspondência é esperada já que foi considerado o mesmo tipo de solo para ambos os modelos. Também se percebe que os fatores de segurança aumentam proporcionalmente

conforme a sucção e coesão são elevados, indicando um aumento na estabilidade global da estrutura.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Por meio dos resultados apresentados, o objetivo geral deste trabalho foi atingido com sucesso, visto que o dimensionamento geotécnico de muros de flexão foi realizado através da ferramenta Mathematica em solos submetidos a condição saturada e não saturada.

A consulta na bibliografia e literatura técnica da área permitiu compreensão na mecânica dos solos não saturados, com foco em empuxos de terra, resistência cisalhante e sucção. Essa área ainda é pouco estudada e utilizada em dimensionamento de estruturas de engenharia geotécnica.

O estudo contribuiu ao desenvolver dois modelos para verificação da estabilidade de muros de flexão, em diferentes condições de saturação do solo. Podendo ser replicado para diferentes tipos de solos e condições de contorno.

Sabe-se que a sucção do solo é inversamente proporcional ao grau de saturação do maciço. Sendo assim, solos com sucção nula e, conseqüentemente, coesão nula, podem ser considerados como saturados. Essa premissa foi observada por meio da comparação entre os dois modelos de dimensionamento, ao constatar que os fatores de segurança na condição não saturada com sucção e coesão nulas são exatamente iguais aos fatores de segurança na condição saturada. Nota-se também que o dimensionamento saturado é uma condição específica do não saturado, sendo necessária somente um modelo de dimensionamento.

Outra premissa observada nesse estudo é que um dimensionamento considerando a condição do solo não saturada seria mais econômica do que um dimensionamento considerando a condição saturada. Visto que quanto maior a sucção do solo, e menor saturação, maiores os fatores de segurança calculados, logo, a estrutura encontra-se mais estável e mais propensa a ter suas dimensões reduzidas sem perda de segurança.

Para sugestões em trabalhos futuros na continuação da linha de pesquisa sugere-se que, ao modelar a condição de solo não saturado, seja considerado um fluxo transiente de água, com variação na profundidade do aterro, além da consideração de fatores externos, como

precipitação e sobrecarga. Sugere-se também a replicação do modelo para diferentes tipos e geometrias de estruturas de contenção, além do muro de flexão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1985). *NBR 9061 - Segurança de escavação a céu aberto*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2007). *NBR 7480 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificações*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2014). *NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*.
- Araújo, J. M. (2014). *Curso de concreto armado* (4ª ed.). Rio Grande: Dunas.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Brooks, H. (2010). *Basics of Retaining Wall Design* (8th ed.). HBA Publications, INC.
- Brutsaert, W. (1967). Some Methods of Calculating Unsaturated Permeability. *Transactions of the ASAE*, 400–404.
- Cavalcante, A. L. B., & Mascarenhas, P. V. S. (2021). “Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve”. *Acta Geotechnica*. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01144-6>.
- Cavalcante, A. L. B., & Zornberg, J. G. (2017). “Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions”. *International Journal of Geomechanics*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000875](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000875).
- Concrelaje. (2021). *Muros de Arrimo*. Disponível em: <<http://www.concrelaje.com.br/muros-de-arrimo/>>. Acesso em: 30 de out. de 2021.
- Costa, M. B. A., e Cavalcante, A. L. B. (2020). Novel Approach to Determine Soil-Water Retention Surface. *International Journal of Geomechanics*, 20(6), 04020054. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001684](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001684).

Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7th ed.). Spon Press.

Das, B. M. (2007). *Fundamentos da Engenharia Geotécnica* (6^a ed.). Thomson Learning.

Day, R. W. (2006). *Foundation Engineering Handbook: design and construction with the 2006 international building code*.

Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., e Widger, R. A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3), 313-321. www.nrcresearchpress.com.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*.

GEO5 - Guia de Usuário (Ed. 2018). *Fine Ltd. 2018*.

Gerscovich, D. M. S. (2010). *Estruturas de Contenção Muros de Arrimo*. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia Departamento de Estruturas e Fundações.

Gerscovich, D., Danziger, B.R., Saramago, R. (2016). *Contenções: teoria e aplicações em obras*. São Paulo: Oficina de Textos.

Gitirana Junior, G. de F. N., Marinho, F. A. M., e Soto, M. A. A. (2015). A curva de retenção de água de materiais porosos. In F. M. das Neves (Ed.), *Solos não saturados no contexto geotécnico* (pp. 205-227). Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1998). *Fundações: teoria e prática* (2^a ed.). Pini.

Leonhardt, F. e Mönning, E. (2008), *Construções de concreto, vol. 1: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Editora Interciência Ltda.

Lu, N., Godt, J. W., & Wu, D. T. (2010). "A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil". *Water Resources Research*, 46(5). <https://doi.org/10.1029/2009wr008646>.

Marangon, M. (2018). *Empuxos de Terra*. Juiz de Fora.

Marchetti, O. (2007). *Muros de Arrimo*. São Paulo: Blucher.

O’Kane, M., Ayres, B., Christensen, D., e Meiers, G. (2002). *CANMET - CETEM Manual on Cover System Design for Reactive Mine Waste*. <https://www.researchgate.net/publication/229040104>.

Thota, S. K., Cao, T. D., e Vahedifard, F. (2021). Poisson’s Ratio Characteristic Curve of Unsaturated Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002424](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002424).

van Genuchten, M. T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898.

Wolfram. (2022). *Wolfram Mathematica*. Disponível em: <https://www.wolfram.com/mathematica/>. Acesso em: 30 de mar. de 2022.

Wolfram Mathematica Tutorial Collection. *Notebooks and Documents*. <https://library.wolfram.com/infocenter/Books/8511/NotebooksAndDocumentsPart1>.