



**ANÁLISE DA ESCOLHA DOS PARÂMETROS
GEOTÉCNICOS EM OBRAS DE BARRAGENS**

IWAR FONSECA MATTOS NETO

Brasília, 12 de dezembro de 2019

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

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

**ANÁLISE DA ESCOLHA DOS PARÂMETROS
GEOTÉCNICOS EM OBRAS DE BARRAGENS**

IWAR FONSECA MATTOS NETO

ORIENTADOR: PROF. MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL

BRASÍLIA – DF, 12 DE DEZEMBRO DE 2019
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DA ESCOLHA DOS PARÂMETROS
GEOTÉCNICOS EM OBRAS DE BARRAGENS**

IWAR FONSECA MATTOS NETO

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

APROVADA POR:

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, Ph.D (ENC-UnB)
(Orientador)

Prof. Cláudia Márcia Coutinho Gurjão, Ph.D., Eng. Civil, (ENC-UnB)
(Examinador Interno)

Jordana Garrido Silva Saba, M.Sc. Eng. Civil (PPGG-UnB)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 12 DE DEZEMBRO DE 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

NIW96a Neto, Iwar Fonseca Mattos
 Análise da Escolha dos Parâmetros Geotécnicos em Obras de Barragens/ Iwar
Fonseca Mattos Neto; orientador Manoel Porfírio Cordão Neto – Brasília, 2019.

48 p., 210 x 279 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019)
Monografia de Projeto Final 1. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Barragens. 2. Parâmetros Geotécnicos do Solo. 3. Análise hidráulico-
mecânica I. Neto, Manoel Porfírio Cordão, orient. II. Título

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

NETO, I. F. M. (2019). Análise da Escolha dos Parâmetros Geotécnicos em Obras de Barragens. – Brasília. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 48 p., 2019

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Iwar Fonseca Mattos Neto

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise da Escolha dos Parâmetros Geotécnicos em Obras de Barragens.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2019.

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 deve ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Iwar Fonseca Mattos Neto
SHIS QI 29 conjunto 12 casa 14
71.675-320 – Lago Sul/DF – Brasil
iwarneto@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Primeiramente quero agradecer à minha família por todo o apoio que me é dado ao longo de todos estes anos. Principalmente à minha falecida mãe que tenho certeza de que está orgulhosa das minhas conquistas.

Gostaria de agradecer à minha noiva por toda ajuda, paciência e amor que tem comigo durante essa e todas as outras duras etapas da minha vida e por sempre acreditar em mim e no meu potencial.

Ao meu orientador de curto prazo Manoel por me acolher em um momento de difícil passagem, mas que deu todo o apoio e auxílio necessários para a conclusão desta monografia.

À Universidade de Brasília por me garantir a possibilidade de aprendizado e ensino ao longo desses cinco anos de curso com todo seu corpo docente sempre disposto a garantir a melhor preparação para o mercado de trabalho dos alunos.

A todos os meus amigos que eu fiz ao longo do curso de Engenharia Civil e também os fora dele, que durante muitos anos sempre estiveram lá para me apoiar e me ajudaram a focar nos meus objetivos, sempre acreditando em meu potencial.

Análise da Escolha dos Parâmetros Geotécnicos em Obras de Barragens

Resumo

A importância dos projetos de barragens para a engenharia geotécnica faz com que seu dimensionamento e análise sejam tratados com extremo cuidado e esmero, uma vez que englobam diversas variáveis em sua composição, tornando estes projetos bastante complexos. Várias incertezas compõem as tomadas de decisão envolvidas no projeto, como parâmetros do solo que em grande maioria são desconhecidos, impactos socioeconômicos, impactos ambientais e também aspectos estruturais relacionados à barragem. Do ponto de vista geotécnico, as incógnitas relacionadas ao solo levam grande parte dos projetistas de barragens a estimar seus parâmetros por meio de correlações com dados de sondagem ou também utilizar modelos constitutivos do solo que não descrevem o material de maneira adequada. Desta maneira, como objetivo desta pesquisa, busca-se otimizar a escolha dos parâmetros por meio de análises numéricas em *softwares* que utilizam do método dos elementos finitos para modelagem de problemas geotécnicos relacionados aos aspectos mecânicos e hidráulicos.

Palavras-chave: Elementos finitos. Modelagem Numérica. Barragens. Parâmetros do Solo. Geotecnia.

Geotechnical Parameters Choice Analysis in Dam Works

Dam designs are extremely important for geotechnical engineering and their sizing and analysis must be done with extreme care, as they include several variables in their composition, making its designs quite complex. Lots of uncertainties make up the decision making involved in the project, such as largely unknown soil parameters, socioeconomic impacts, environmental impacts and structural aspects related to the dam. In geotechnical point of view, ignorance of the unknown variables related to the soil lead most dam designers to estimate their parameters through correlations with their Standard Penetration Tests data or also utilize constitutive soil models that do not adequately describe the material. Thus, the objective of this research is to optimize the choice of parameters through numerical analysis in software using finite element method for modeling geotechnical problems related to mechanical and hydraulic aspects.

Keywords: Finite Element. Numerical modeling. Dams. Soil Parameters. Geotechnics.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Metodologia	2
1.3	Escopo do Trabalho	3
2	DESCRIÇÃO DE BARRAGENS	3
2.1	Tipos de Barragens	4
2.1.1	Barragem de Regularização	4
2.1.2	Barragem de Retenção	6
2.2	Tipos de Seções de Barragens	7
2.2.1	Barragem Homogênea	8
2.2.2	Barragem Zoneada	8
2.2.3	Barragem de Enrocamento	9
3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	10
3.1	Equações Básicas para Análise Mecânico-Hidráulica	12
4	MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO	13
4.1	Modelo Linear-Elástico	13
4.2	Modelo Elastoplástico	14
4.3	Modelo Cam-Clay	21
5	MODELO HIDRÁULICO	24
5.1	Modelos de Materiais SEEP/W	24
5.2	Modelo de Fredlung e Xing (1994)	26
5.3	Modelo de Van Genuchten (1980)	27
6	ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLO	27
6.1	Método de Fellenius (1937)	28
6.2	Método Simplificado de Janbu (1955)	30

6.3	Método de Bishop Simplificado (1955).....	31
6.4	Método de Morgenstern e Price (1965)	32
6.5	Método de Spencer (1967).....	33
7	ANÁLISE – BARRAGEM HIPOTÉTICA.....	34
7.1	Análise Desacoplada	37
7.1.1	Análise de Tensões	37
7.1.2	Análise hidráulica	38
7.1.3	Análise de Talude	39
7.2	Análise Acoplada	43
8	CONCLUSÃO.....	46
8.1	Sugestões para Pesquisas Futuras	46
9	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	47

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Balanço de Regularização (Fonte: Assis, 2006)	4
Figura 2.2 - Barragem do Paranoá (Disponível em https://minhacapital.com.br/laudo-da-ceb-indica-que-estrutura-da-barragem-do-paranoa-e-segura/barragem-lago-paranoa-romper-003/ . Acessado em 14/11/2019)	5
Figura 2.3 - Barragem do Rio Descoberto (Disponível em https://www.metropoles.com/distrito-federal/meio-ambiente/reservatorio-do-descoberto-passa-dos-501-de-volume-util/amp . Acessado em 14/11/2019)	6
Figura 2.4 - Amortecimento da onda de cheia (Fonte: Assis 2006)	7
Figura 2.5 - Barragem de Brumadinho antes do rompimento (Disponível em https://www.metrojornal.com.br/foco/2019/05/17/vale-diz-que-barragem-pode-romper-partir-de-domingo.html . Acessado em 14/11/2019).....	7
Figura 2.6 - Esquema da seção da Barragem Vigário, considerada homogênea (Fonte: Assis, 2006).....	8
Figura 2.7 - Esquema da seção da Barragem de São Simão, considerada zoneada (Fonte: Assis, 2009)	9
Figura 2.8 - Enrocamento com face de concreto (Fonte: Assis, 2006)	9
Figura 2.9 - Enrocamento com núcleo impermeável (Fonte: Assis, 2006)	10
Figura 3.1 - Exemplos de elementos (Cordão Neto, 2001)	12
Figura 4.1 - Relação elástica, perfeitamente plástica (GEO-SLOPE, 2017).....	15
Figura 4.2 - Critério de Mohr-Coulomb (Cecílio, 2011).....	18
Figura 4.3 - Representação do critério de Mohr-Coulomb para o espaço de tensões deviatórias (Cecílio 2011).....	19
Figura 4.4 - Definição dos parâmetros do modelo Cam-Clay (Adaptado, GEO-SLOPE, 2017)	21
Figura 4.5 - Envoltória de ruptura do modelo Cam-Clay (Gens, 1988).....	23
Figura 5.1 - Curva característica típica de um solo (Modificado de Fredlund et al., 1994).....	26
Figura 6.6.1 - Subdivisão do talude em fatias para o cálculo de sua estabilidade (GEO-SLOPE, 2012).....	29
Figura 6.6.2 - Variação do fator de correção f_0 dependendo do tipo de solo e da geometria da superfície de ruptura (Fabrício, 2006)	30
Figura 6.6.3 - Forças atuantes em uma fatia pelo método de Morgenstern e Price (1965).....	32
Figura 6.6.4 - Forças atuantes na base da fatia pelo método de Spencer (1967).....	33

Figura 7.1 - Geometria da seção da barragem com a malha discretizada e as etapas de construção.....	35
Figura 7.2 - Resultado das tensões na barragem em kPa - Análise com parâmetros ensaiados	37
Figura 7.3 - Resultado das tensões na barragem em kPa - Análise com parâmetros estimados	38
Figura 7.4 - Carga distribuída ao longo da barragem (m) e o comportamento da linha freática – Análise com parâmetros ensaiados.....	38
Figura 7.5 - Carga distribuída ao longo da barragem (m) e o comportamento da linha freática – Análise com parâmetros estimados	39
Figura 7.6 - Análise do talude com parâmetros ensaiados - Montante.....	40
Figura 7.7 - Análise da barragem com parâmetros estimados – Montante	41
Figura 7.8 - Análise da barragem com parâmetros ensaiados - Jusante	42
Figura 7.9 - Análise da barragem com parâmetros estimados - Jusante.....	42
Figura 7.10 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros ensaiados - Montante...	43
Figura 7.11 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros estimados - Montante ..	44
Figura 7.12 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros ensaiados – Jusante.....	45
Figura 7.13 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros estimados – Jusante	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 7.1 - Relação dos parâmetros utilizados para análise	37
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

a , m e n : Parâmetros de ajuste de curva nos métodos de Fredlung e Xing (1994) e Van Genuchten (1980);

b : largura da fatia;

b_i : Forças de corpo por unidade de volume;

c : Coesão do solo;

C_ψ : Correção da função de Fredlung e Xing (1994)

c' : Coesão efetiva do solo;

$[C_e]$: Matriz constitutiva do modelo;

$[C_p]$: Matriz de composição plástica

dP_b : Resultante das pressões neutras na base da fatia;

dS : Força cisalhante mobilizada na base da fatia;

e : Índice de vazios ou número neperiano;

E : Módulo de elasticidade ou módulo de Young ou empuxo lateral;

$f(x)$: Função qualquer no método de Morgenstern e Price (1965)

f_0 : Fator de correção do método de Janbu (1955);

F : Função que determina o critério de ruptura do material;

FS : Fator de Segurança;

f : Função qualquer a ser integrada no método dos elementos finitos (MEF);

G' : Módulo de resistência ao cisalhamento;

h_m : Altura média da fatia;

M : Constante de fricção;

N : Direção em que ocorre a deformação plástica ou força normal atuante na base da fatia;

N_i : Função relativa a um nó i ;

P_w : Pressão neutra na base da fatia;

p' e q : Variáveis em função das tensões principais;

p'_0 : Parâmetro de endurecimento;

Q : Resultante de cargas laterais e de empuxo que atua na fatia de solo no método de Spencer (1967);

R_1 : Função resíduo na fronteira, onde é prescrito um valor de $u = \bar{u}$;

R_2 : Função resíduo na fronteira, onde é prescrita uma taxa de variação $\frac{du}{dx} = q = \bar{q}$;

s : inclinação da linha tangente à função que passa pelo ponto de inflexão;

s , t e θ : Variáveis utilizadas para calcular as invariantes no modelo Mohr-Coulomb;

T : Carga lateral que atua na fatia de solo;

t : Representação do tempo;

u : Função real que descreve uma propriedade ou poropressão média na base da fatia;

u_w : Poropressão;

u_a : Pressão atmosférica;

\hat{u} : Função aproximada para descrever uma propriedade;

u_i : Valor da variável u no nó i ;

v : Velocidade de fluxo;

V : Volume;

V_w : Volume de água;

W : Peso da fatia de solo;

x_j : Direção no sistema de coordenadas cartesiano;

α : Ângulo na base da fatia;

δ : Ângulo formado entre a aplicação da carga Q com a horizontal no método de Spencer (1967);

δ_{ij} : Delta de Kronecker

ε^e : Parcela da deformação elástica;

ε^p : Parcela da deformação plástica;

ε_v^p : Deformação volumétrica plástica

$\varepsilon_{x,y \text{ e } z}$: Deformações nas direções x;

Γ : Valor do volume específico para $p = 1$;

γ : Peso específico do solo;

$\dot{\gamma}$: Multiplicador plástico;

γ_{xy} : Distorção no plano xy;

γ_{yz} : Distorção no plano yz;

γ_{zx} : Distorção no plano zx;

λ e μ : Constantes de Lamé;

λ : Inclinação da reta isotrópica de consolidação normal ou constante a ser determinado pelo método de Morgenstern e Price (1965);

κ : Inclinação da reta de carregamento do solo em estado virgem;

ν : Módulo de Poisson ou volume específico;

Φ : Ângulo de atrito do solo;

Φ' : Ângulo de atrito efetivo do solo;

σ : Tensor de tensões;

$\sigma_{1,2 \text{ e } 3}$: Tensões nas direções principais;

σ_m : Tensão média no modelo Mohr-Coulomb;

$\bar{\sigma}$: Tensão deviatória no modelo Mohr-Coulomb;

$\sigma_{x,y \text{ e } z}$: Tensões nas direções x, y e z;

σ_{ij} : Tensor de tensão total;

σ'_{ij} : Tensor de tensão efetiva;

τ : Tensor de tensão cisalhante;

τ_{xy} : Tensão cisalhante no plano xy;

τ_{yz} : Tensão cisalhante no plano yz;

τ_{zx} : Tensão cisalhante no plano zx;

ψ : Função potencial plástico ou sucção mátrica;

ψ_i : Sucção mátrica no ponto de inflexão;

θ_r : Umidade volumétrica residual;

θ_s : Umidade volumétrica saturada;

θ_w : Umidade volumétrica;

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de engenharia civil no Brasil normalmente são realizados com a utilização de parâmetros estimados a partir de ensaios de baixo custo que podem fornecer correlações grosseiras para se determinar tais estimativas. O problema é que estas aproximações são feitas de maneira indiscriminada por projetistas de todos os tipos de obras. Na área da geotecnia, estas aproximações são feitas de maneira muito mais recorrente devido à complexidade que envolve a análise do solo e seus diferentes parâmetros. Sua estrutura heterogênea que envolve o estudo de inúmeras variáveis que compõem suas características mecânicas e hidráulicas faz com que os projetistas optem por soluções mais práticas e de menor custo. Desta forma, os engenheiros decidem por não realizar ensaios que inicialmente possam parecer de elevado custo, mas que podem gerar uma economia futura por evitar uma manutenção cara da obra gerada pelas estimativas da maior parte dos parâmetros.

As barragens são as obras geotécnicas que serão estudadas no presente trabalho quanto à influência da estimativa dos parâmetros do solo. Algumas variáveis que compõem este rol são normalmente aquelas que requerem ensaios mais específicos de laboratório e que não possam ser feitos *in situ* com boa aproximação, tais como os parâmetros hidráulicos do solo que dizem respeito à permeabilidade e à curva de retenção.

Modelos matemáticos são utilizados para descrever qualitativamente e quantitativamente os fenômenos físicos que ocorrem na realidade. Entretanto, para que estes descrevam fielmente o fenômeno, é necessária a inserção de parâmetros que possam gerar resultados os mais próximos possíveis do que ocorre realmente. Por mais que a escolha de parâmetros exatamente àqueles que correspondem à realidade sejam a situação ideal, muitas vezes as suas obtenções resultam em ensaios dispendiosos tanto em tempo como em custo, o que faz com que muitos engenheiros estimem tais parâmetros.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como seu objetivo geral verificar a influência no fator de segurança da escolha de parâmetros estimados para análises acopladas e desacopladas por meio da modelagem numérica de barragens presentes na literatura.

Já como objetivos específicos, a pesquisa inclui:

- Realizar ampla revisão bibliográfica sobre a metodologia de modelagem utilizando-se de diversos modelos constitutivos para representação do solo. Além disso, medir os impactos da preferência do uso de um determinado modelo em detrimento de outros.
- Realizar o estudo de seções de barragens tipicamente tratadas na literatura por meio de análises tanto acopladas como desacopladas por meio dos modelos mecânico e hidráulico do GeostudioTM, respectivamente, SIGMA/W e SEEP/W.
- Obter o fator de segurança da barragem com o uso das propriedades reais e propriedades estimadas e compará-las a partir do uso do módulo de deslizamento no GeostudioTM, denominado SLOPE/W.
- Obter o impacto da escolha dos parâmetros em conjunto com determinados modelos para o custo e também para o cálculo do fator de segurança da barragem.

1.2 Metodologia

As barragens serão modeladas a partir de diversos modelos constitutivos do solo para posterior comparação. A modelagem será realizada no *software* GeostudioTM e constará de uma análise gerada por intermédio de malhas que discretizam a barragem para a aplicação do método dos elementos finitos.

1.3 Escopo do Trabalho

O trabalho encontra-se dividido em 8 capítulos cujos conteúdos serão brevemente descritos a seguir.

- O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema e contextualização ao problema estudado, também são apresentados objetivos gerais e específicos para o trabalho;
- O Capítulo 2 apresenta a descrição do que é uma barragem, suas funções, utilidades e os tipos de barragem quanto à sua utilidade, que podem ser de retenção ou de regularização, e quanto ao método construtivo, que podem ser de terra ou de enrocamento;
- O Capítulo 3 trata sobre a descrição matemática e teórica sobre o método dos elementos finitos, sendo este o método básico implementado para o cálculo das variáveis no GeostudioTM;
- No Capítulo 4 são apresentados os modelos mecânicos para a descrição das tensões e deformações apresentadas pelo solo quando submetidos a determinado carregamento;
- O Capítulo 5 trata sobre os modelos hidráulicos utilizados para descrever a permeabilidade do solo e sua capacidade de armazenamento de água;
- O Capítulo 6 trata sobre os modelos para o cálculo do fator de segurança relativos à estabilidade de taludes que serão implementados pelo software;
- O Capítulo 7 apresenta os parâmetros utilizados para o desenvolver do trabalho, os resultados e todas as considerações levadas para a análise da barragem;
- O Capítulo 8 traz as conclusões do trabalho e as respectivas sugestões para pesquisas futuras;

2 DESCRIÇÃO DE BARRAGENS

As barragens são estruturas geotécnicas responsáveis pela retenção de líquidos ou misturas de líquidos e sólidos de maneira controlável e segura, propiciando benefícios para a sociedade (Sosti, 2009). Os projetos das barragens são extremamente multidisciplinares, por

envolverem o levantamento de dados e análise de diversas condições como as referentes ao local onde será construída, o tipo de material utilizado para sua construção, a fundação da barragem, a drenagem da água, a análise da bacia hidrográfica onde será construída, impactos ambientais, sociais, econômicos, entre muitos outros. Basicamente, as barragens podem ser divididas em dois tipos quanto às suas finalidades, são eles: barragens de regularização e barragens de retenção.

2.1 Tipos de Barragens

2.1.1 Barragem de Regularização

A barragem de regularização tem a finalidade de regularizar o regime hidrológico de um rio, ou seja, armazena água no período de afluência em relação à demanda (Assis, 2006). Desta forma, trata-se de um tipo de barragem que serve para atenuar a amplitude de vazão dos rios, garantindo abastecimento do local onde é construída. A figura 2.1 mostra a variação hipotética de um rio.

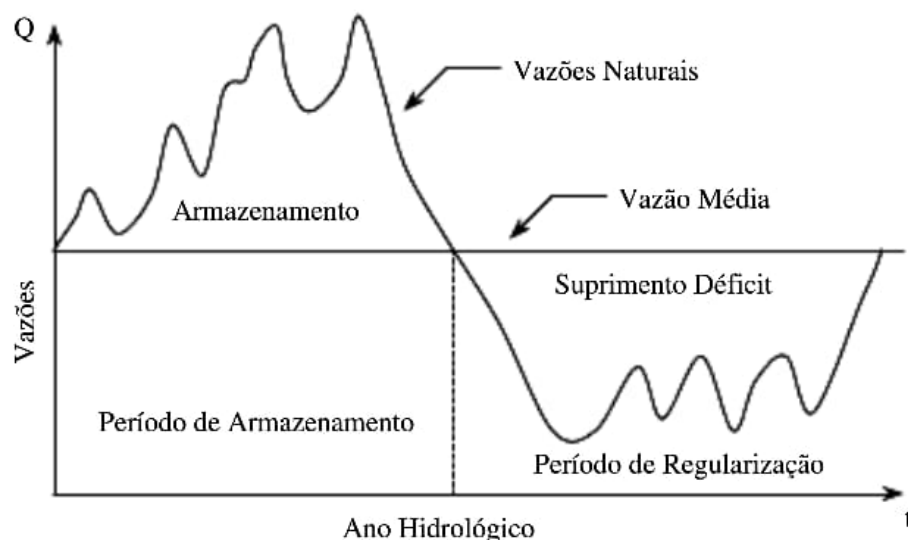


Figura 2.1 - Balanço de Regularização (Fonte: Assis, 2006)

O processo do balanço de regularização dado pela barragem é realizado de maneira que excedentes da vazão do rio durante o período de cheias são utilizados para abastecer o

reservatório da barragem de maneira que é possível suprir o déficit no período de estiagem. A barragem de regularização pode ter diversas funções, entre estas, o aproveitamento hidrelétrico, a navegação e o abastecimento d'água.

Dentro deste tipo de barragem temos os seguintes exemplos para o território do Distrito Federal (DF):

- Barragem do Paranoá – Função de pequena usina hidrelétrica e abastecimento;
- Barragem do Descoberto – Função de abastecimento de água;
- Barragem de Santa Maria – Função de abastecimento de água;



Figura 2.2 - Barragem do Paranoá (Disponível em <https://minhacapital.com.br/laudo-da-ceb-indica-que-estrutura-da-barragem-do-paranoa-e-segura/barragem-lago-paranoa-romper-003/>.

Acessado em 14/11/2019)



Figura 2.3 - Barragem do Rio Descoberto (Disponível em <https://www.metropoles.com/distrito-federal/meio-ambiente/reservatorio-do-descoberto-passa-dos-501-de-volume-util/amp>. Acessado em 14/11/2019)

2.1.2 Barragem de Retenção

A barragem de retenção possui função distinta da barragem de regularização, uma vez que seu objetivo precípua é o de reter líquidos, normalmente água, de maneira que possa amortecer a onda de cheias, evitando inundações e vazamentos. Também são muito utilizadas para a retenção de resíduos industriais, como o da mineração. As barragens rompidas em Brumadinho e Mariana eram classificadas como barragens de retenção, que tinham sua função principal reter os resíduos da mineração praticada nas regiões.

O amortecimento da onda de cheia é dimensionado por meio de um reservatório de contenção de cheias sendo necessário o conhecimento da onda de cheia efluente ao reservatório, e a descarga máxima permitida a jusante do mesmo (Assis, 2006). A figura 2.2 demonstra como funciona o amortecimento da onda de cheia.

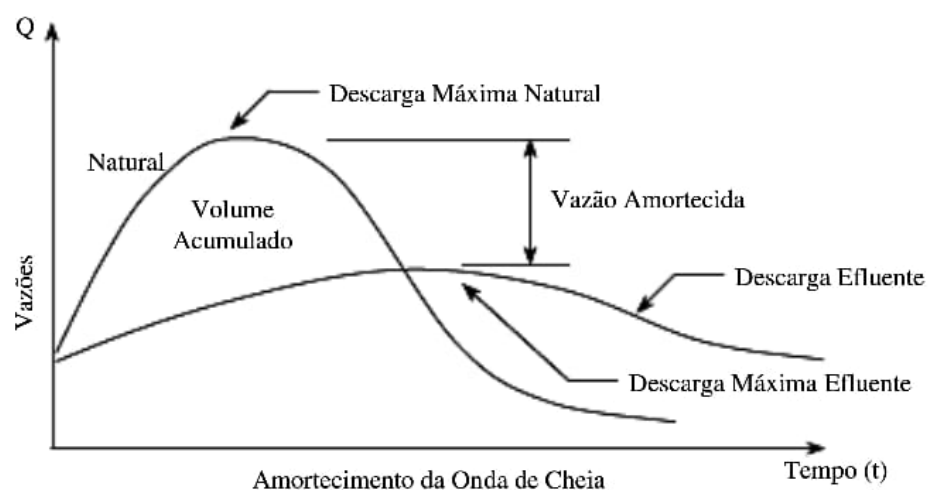


Figura 2.4 - Amortecimento da onda de cheia (Fonte: Assis 2006)



Figura 2.5 - Barragem de Brumadinho antes do rompimento (Disponível em <https://www.metrojornal.com.br/foco/2019/05/17/vale-diz-que-barragem-pode-romper-partir-de-domingo.html>. Acessado em 14/11/2019)

2.2 Tipos de Seções de Barragens

O tipo de barragem a ser construída é fortemente influenciado pelas condições do terreno, a natureza das fundações e as condições climáticas do local. Desta forma, pode-se optar pela construção de uma barragem de terra ou uma barragem de enrocamento que possuem diferentes seções e métodos construtivos. Dessa forma, busca-se obter o arranjo mais econômico na seleção do tipo de seção da barragem.

Basicamente as barragens podem ser subdividas em três tipos, sendo eles a barragem homogênea, a barragem zoneada e a barragem de enrocamento. Sendo as duas primeiras

classificadas na categoria de barragem de terra quando não há predominância de materiais para enrocamento (Assis, 2006).

2.2.1 Barragem Homogênea

A barragem homogênea é assim denominada quando ocorre a predominância de um único material, uma vez que na realidade não existe a presença de apenas um material. A coadunação de materiais se mostra necessária devido às funções de drenagem interna e proteção externa dos taludes. Na figura 2.3 é possível ver um exemplo de barragem com este tipo de seção, apresentando drenagem interna, zona de proteção de taludes com “rip-rap” e incorporação de ensecadeiras.

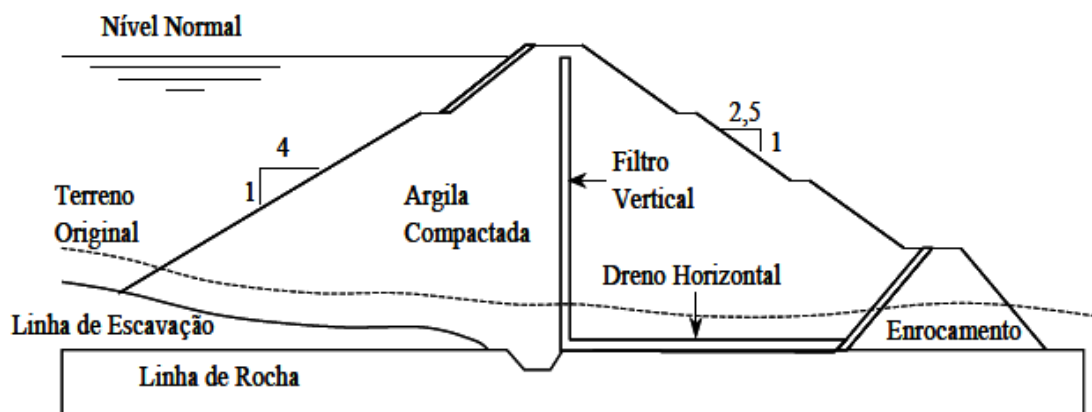


Figura 2.6 - Esquema da seção da Barragem Vigário, considerada homogênea (Fonte: Assis, 2006)

2.2.2 Barragem Zoneada

A barragem zoneada é denominada quando há a presença de diversos materiais em proporções próximas. Basicamente a escolha entre a barragem zoneada e a barragem homogênea se dá pelos materiais de construção disponíveis e seus respectivos custos (Assis, 2006).

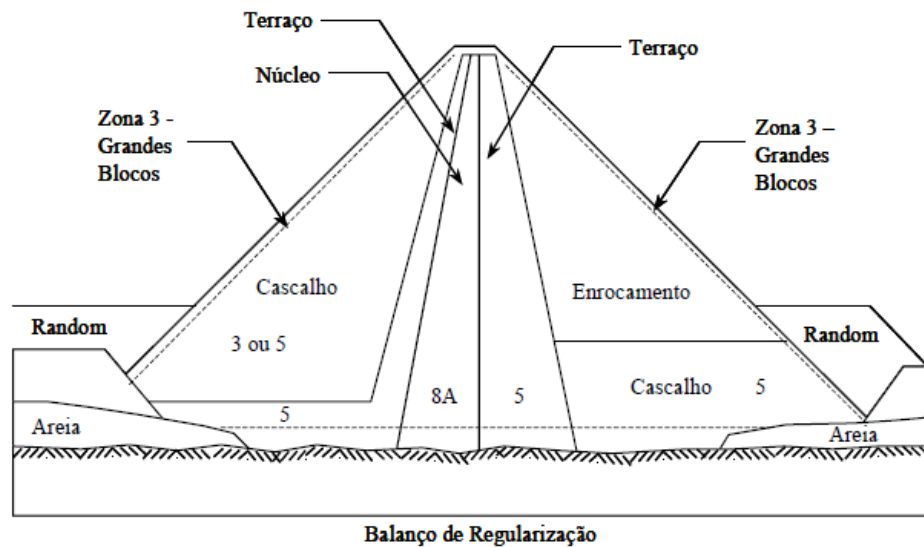


Figura 2.7 - Esquema da seção da Barragem de São Simão, considerada zonada (Fonte: Assis, 2009)

2.2.3 Barragem de Enrocamento

A opção pela barragem de enrocamento é normalmente feita quando há presença de rocha sã de boa qualidade ao longo do eixo. Este tipo de barragem não exige condições especiais de fundação, uma vez que a fundação é assentada em cima da própria rocha no terreno onde será construída. Este tipo de barragem pode ser subdividida em dois tipos: com membrana externa impermeável (concreto, asfalto, entre outros) ou com núcleo impermeável interno. As figuras 2.5 e 2.6 mostram, respectivamente, os tipos de seção de barragem de enrocamento disponíveis.

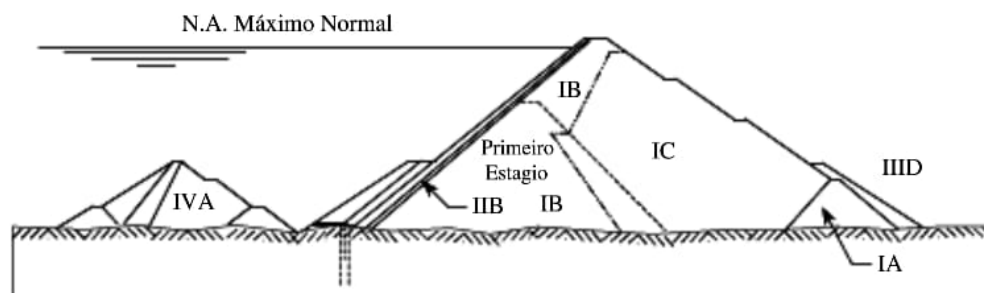


Figura 2.8 - Enrocamento com face de concreto (Fonte: Assis, 2006)

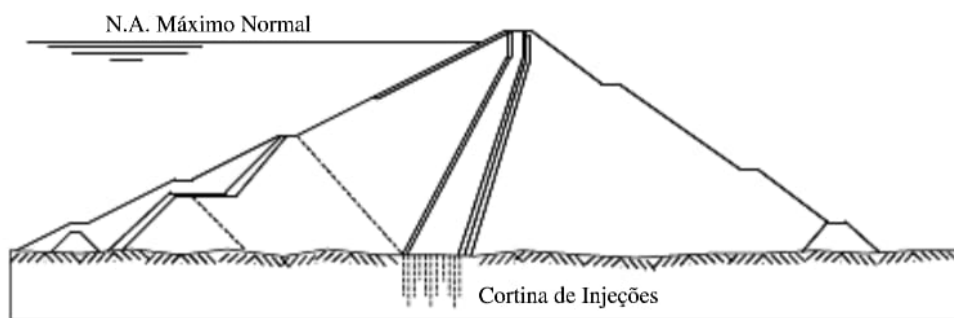


Figura 2.9 - Enrocamento com núcleo impermeável (Fonte: Assis, 2006)

3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os fenômenos naturais e suas complexidades nem sempre podem ser expressos em soluções analíticas. Muitas vezes as equações que descrevem tais fenômenos são por sua vez extremamente complexas e acabam por tornar inviável a sua solução analítica, buscando simplificações no empirismo ou em programas computacionais que possam calcular os valores de maneira muito mais rápida e eficiente que um ser humano.

Desta forma, o método dos elementos finitos busca discretizar a situação problema em uma malha de elementos que possuem nós. O método busca calcular os valores da incógnita em questão para cada nó na malha, a partir destes valores é possível realizar interpolações a partir de funções que dependem da escolha da geometria da malha.

O método depende em grande parte do modelo constitutivo que compõe a modelagem a ser realizada e também dos tipos de análises que serão feitas, uma vez que o resultado numérico obtido pode não descrever exatamente o que se pretende devido a erros sobre considerações a respeito das condições de contorno ou das propriedades da malha.

O fundamento do método dos elementos finitos toma como base a existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir tal integral sobre um domínio complexo com volume V por um somatório de integrais com subdomínios equivalentes com geometria mais simples e fácil de calcular com volume V_i (Azevedo, 2003).

$$\int f dV = \sum_{i=1}^n \int f dV_i \quad (3.1)$$

Portanto, pressupõe-se:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (3.2)$$

Logo, cada subdomínio corresponde a um elemento mais simples, que pode ser um quadrilátero, um triângulo, um segmento de reta, entre outros. A partir dos valores obtidos dos parâmetros a serem analisados nos nós de cada elemento, é possível obter os valores entre nós por meio da aplicação do método dos resíduos ponderados.

Conhecidos os valores nodais para uma função u , é possível escrever uma função erro, ou resíduo, que representa o erro ocorrido dentro do domínio e da fronteira devido à aproximação da equação, sendo expresso pelas equações:

$$\begin{aligned} R_1 &= \hat{u} - \bar{u} \\ R_2 &= \hat{q} - \bar{q} \end{aligned} \quad (3.3)$$

onde R_1 é o resíduo na fronteira, onde é prescrito um valor de $u = \bar{u}$ e R_2 é o resíduo na fronteira onde é prescrita uma taxa de variação $\frac{du}{dx} = q = \bar{q}$.

O cálculo das variáveis em estudo é feito a partir de funções relativas a cada nó, sendo o valor interno dos elementos calculados por meio de interpolações realizadas com estas funções nodais. A equação que descreve a interpolação é expressa a seguir:

$$u \cong \hat{u} = \sum N_i u_i \quad (3.4)$$

onde N_i é a função relativa ao nó i , u_i é o valor da variável u no nó i . Cada função de interpolação depende do tipo de elemento que se é utilizado. A figura 3.1 descreve alguns tipos de elementos que podem ser adotados para a solução dos problemas.

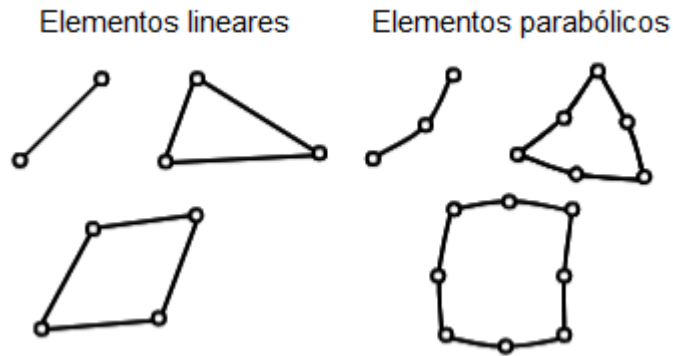


Figura 3.1 - Exemplos de elementos (Cordão Neto, 2001)

3.1 Equações Básicas para Análise Mecânico-Hidráulica

Para a aplicação do método no problema da barragem, inicialmente devemos levar em conta quais são as equações que governam o problema. De que maneira a barragem deveria se comportar, qual o modelo constitutivo ideal para ser utilizado e outras preocupações que devem ser levadas em conta na modelagem.

A teoria em que se baseia os problemas de modelagem da barragem pode ser expressa em termo de duas equações, uma de equilíbrio e outra de fluxo.

A equação que governa o equilíbrio pode ser expressa por:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i = 0 \quad (3.5)$$

onde σ_{ij} é o tensor de tensão total, b_i são as forças de corpo por unidade de volume e x_j representa as direções do sistema de coordenadas cartesiano.

Já a equação que governa o fluxo pode ser expressa como:

$$\vec{\nabla} \cdot \vec{v} + \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = 0 \quad (3.6)$$

onde $\vec{\nabla} \cdot \vec{v}$ é o divergente da velocidade de fluxo e θ_w é o volume de água contido nos vazios do solo ou umidade volumétrica.

4 MODELOS CONSTITUTIVOS DO SOLO

Descrito o método que engloba a análise do software Geostudio em seus módulos SIGMA/W e SEEP/W, devemos conceituar os modelos aplicados à modelagem da barragem. Cada modelo assume diferentes padrões para o solo a depender de cada uma de suas propriedades. Para a análise adequada da barragem, é necessário conhecer o fundamento de cada modelo para a sua implementação na modelagem.

Inicialmente, serão introduzidos os modelos que o módulo SIGMA/W fornece para o usuário utilizar em sua modelagem e serão descritos cada um dos modelos e suas aplicabilidades para o solo.

Os modelos disponíveis são:

- Linear-elástico;
- Anisotrópico linear-elástico;
- Hiperbólico;
- Elastoplástico (Mohr-Coulomb);
- Argila mole – Modified Cam-Clay (Estado crítico);

Os modelos que serão utilizados para a análise do caso serão apenas os modelos linear-elástico, elastoplástico e o Modified Cam-Clay. Os outros modelos não serão aplicados no desenvolver deste trabalho.

4.1 Modelo Linear-Elástico

O modelo linear-elástico é o mais simples de todos, que se baseia nos parâmetros do módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson, ν . O modelo utiliza a relação entre as tensões aplicadas com os deslocamentos obtidos, de maneira que estes se relacionam linearmente um com o outro. A equação matricial que descreve o modelo é a seguinte:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Que pode ser reescrita como:

$$\{\sigma\} = [C_e]\{\varepsilon\}$$

onde $[C_e]$ é a matriz constitutiva que depende do modelo utilizado para o material a ser analisado. Este modelo é melhor utilizado quando se trata de solos muito compactos que tendem a se comportar de maneira elástica.

4.2 Modelo Elastoplástico

O modelo elastoplástico descreve uma relação elástica, perfeitamente plástica, onde o material se apresenta elástico até o ponto de escoamento, onde as deformações continuam para a aplicação da mesma tensão. O comportamento elastoplástico é muito visto em metais, onde ocorre o patamar de escoamento após o atingimento da tensão limite. O gráfico que descreve o modelo mostra que até a região elástica o material se comporta de maneira perfeitamente elástica. Ao atingir o escoamento, suas deformações não se regeneram elasticamente, e começam a ocorrer deformações plásticas que são tratadas de maneira perfeitamente plástica pelo modelo.

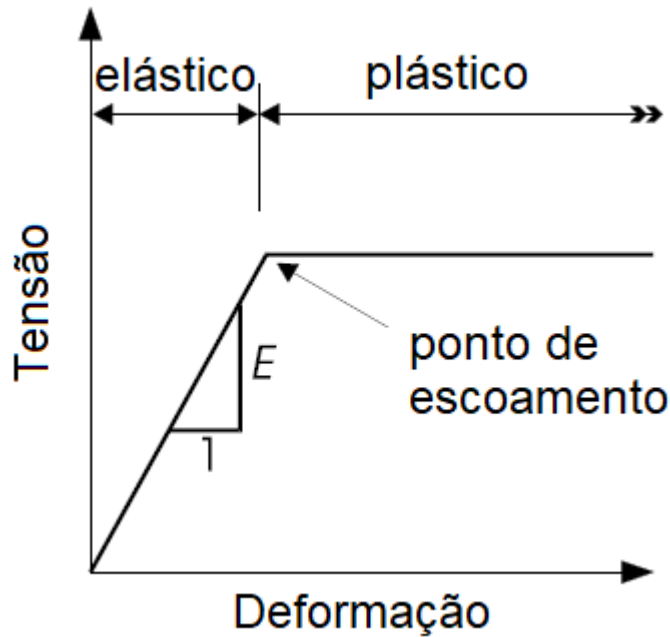


Figura 4.1 - Relação elástica, perfeitamente plástica (GEO-SLOPE, 2017)

O modelo é inicialmente formulado a partir da subdivisão das deformações em plásticas e elásticas. Essas deformações podem ser apresentadas por meio da equação 4.2:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.2)$$

Sendo ε^e e ε^p os tensores de deformação elástica e plástica, respectivamente. Segundo Cecílio (2011) a equação que descreve a relação tensão deformação elástica isotrópica e infinitesimal no espaço tridimensional é:

$$\sigma = \lambda \text{tr}(\varepsilon^e)I + 2\mu\varepsilon^e \quad (4.3)$$

Na equação 4.3 temos que λ e μ são as constantes de Lamé, que são escritas em função do módulo de elasticidade E do elemento e do coeficiente de Poisson ν .

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.4)$$

O ciclo de carregamento, quando em um regime elastoplástico com plasticidade perfeita, à lei de escoamento plástico. O carregamento não pode ultrapassar o domínio elastoplástico para manter a integridade do material. Quando este é ultrapassado, faz-se

necessário reestabelecer o equilíbrio com a decomposição da deformação em parcela elástica e plástica. Desta forma, a lei de escoamento plástico estabelece que a direção de escoamento define como o tensor de deformação plástica ε^p é modificado, sendo a plastificação denotada pela equação:

$$\varepsilon^p = \dot{\gamma}N \quad (4.5)$$

onde, N é a direção em que ocorre a variação do tensor de deformações plásticas e $\dot{\gamma}$ é o multiplicador plástico. N pode ser calculado da seguinte forma:

$$N = \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \quad (4.6)$$

onde ψ é a função de potencial plástico e σ é a representação do tensor de tensões no sistema de coordenadas cartesiano.

Para fins do uso computacional no software, o acréscimo infinitesimal de tensões pode ser reescrito como:

$$\{d\sigma\} = [C_e]\{d\varepsilon\} - [C_e]\dot{\gamma} \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \right\} \quad (4.7)$$

A tensão só depende da parcela elástica, pois acréscimos de tensão que ultrapassam o patamar que caracteriza o regime plástico não geram acréscimos de tensão.

Durante o carregamento do material, a teoria da plasticidade fundamenta que existe uma função F que governa o escoamento do material. Essa função pode ser escrita na forma:

$$F = F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy})$$

Um valor incremental infinitesimal desta função pode ser representado por:

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_x} d\sigma_x + \frac{\partial F}{\partial \sigma_y} d\sigma_y + \frac{\partial F}{\partial \sigma_z} d\sigma_z + \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} d\tau_{xy} \quad (4.8)$$

ou na forma matricial

$$dF = \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle \{d\sigma\} \quad (4.9)$$

A teoria da plasticidade incremental fornece que o valor da função de escoamento do elemento é menor que zero, entretanto, quando o estado de tensões estiver localizado na superfície de escoamento, temos que dF é igual a zero, fornecendo a seguinte equação:

$$dF = \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle \{d\sigma\} = 0 \quad (4.10)$$

O multiplicador plástico pode ser obtido a partir da condição de carregamento, sendo o valor de $\{\sigma\}$ substituído na equação 4.7.1 para se obter:

$$\dot{\gamma} = \frac{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e]}{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e] \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \right\}} \{d\varepsilon\} \quad (4.11)$$

Com as equações anteriormente obtidas e realizando-se uma analogia entre a relação da tensão e da deformação, podemos obter a equação abaixo:

$$\{d\sigma\} = ([C_e] - [C_p])\{d\varepsilon\} \quad (4.12)$$

Onde a matriz de composição plástica $[C_p]$ pode ser calculada como:

$$[C_p] = \frac{[C_e]^T \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \right\} \left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\rangle [C_e]}{\left\langle \frac{\partial F}{\partial \sigma^T} \right\rangle [C_e] \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \sigma} \right\}} \quad (4.13)$$

Com a relação entre as tensões e as deformações estabelecidas, torna-se necessário conhecer a função que rege o escoamento e a função de potencial plástico. O modelo elastoplástico não trata o solo de maneira adequada, fornecendo um tratamento semelhante ao de uma barra de metal, que possui um patamar de escoamento bem definido a depender do tipo de aço e sua laminação. O que ocorre é que as características do solo são não lineares, o que força o projetista a buscar modelos mais adequados para caracterizá-lo. Entretanto, funções de ruptura/escoamento foram criadas que podiam atender a certos aspectos do solo e tornava o modelo elastoplástico aplicável a determinados casos.

A função de critério de ruptura/escoamento que é utilizada como base para o modelo elastoplástico no SIGMA/W é o critério de Mohr-Coulomb, que utiliza de parâmetros geotécnicos para definir a envoltória de ruptura do solo. Entre estes parâmetros temos, a coesão c e o ângulo de atrito Φ .

Como Cecílio (2011) descreve, a equação que baseia o critério de Mohr-Coulomb é a seguinte:

$$\tau = c - \sigma \cdot tg(\Phi) \quad (4.14)$$

onde τ é a tensão cisalhante aplicada ao elemento de solo, σ a tensão normal aplicada ao mesmo elemento e Φ é o ângulo de atrito do solo. Essa equação é análoga à situação do equilíbrio de corpos materiais apoiados em uma superfície rugosa. O plano de tensões que representa a equação 4.12 é apresentado na figura 4.2 de maneira que qualquer estado de tensões que ultrapasse a envoltória representada pela reta $\tau = c - \sigma \cdot tg(\Phi)$ (denominada *critical line* ou linha crítica), ocorre a plastificação do solo e este romperá.

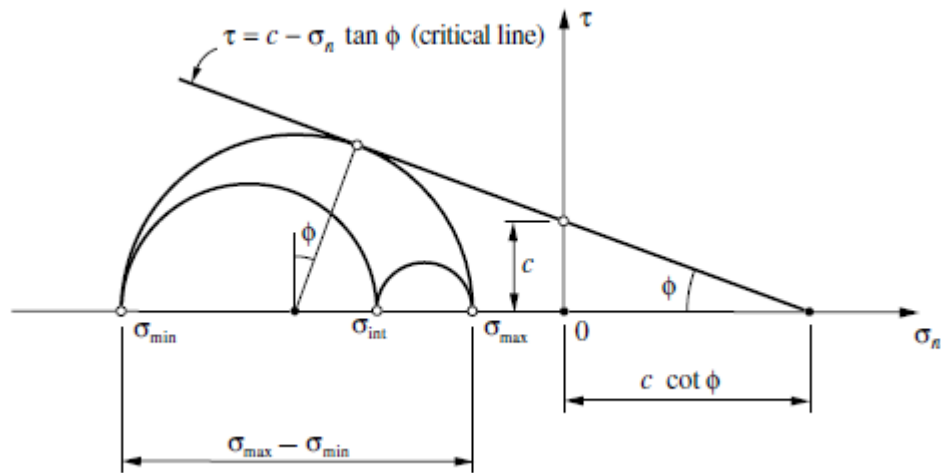


Figura 4.2 - Critério de Mohr-Coulomb (Cecílio, 2011)

Para um estado plano de deformações assumindo que não há mudança plástica no volume, as tensões tridimensionais se comportam da seguinte maneira (Smith, 1988):

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (4.15)$$

Analogamente ao descrito para a figura 4.2, qualquer estado tridimensional de tensões que esteja localizado no interior da envoltória, o solo permanece no seu comportamento elástico. Quando o ponto que representa o estado de tensões se situe fora da envoltória, teremos a ruptura ou plastificação do solo.

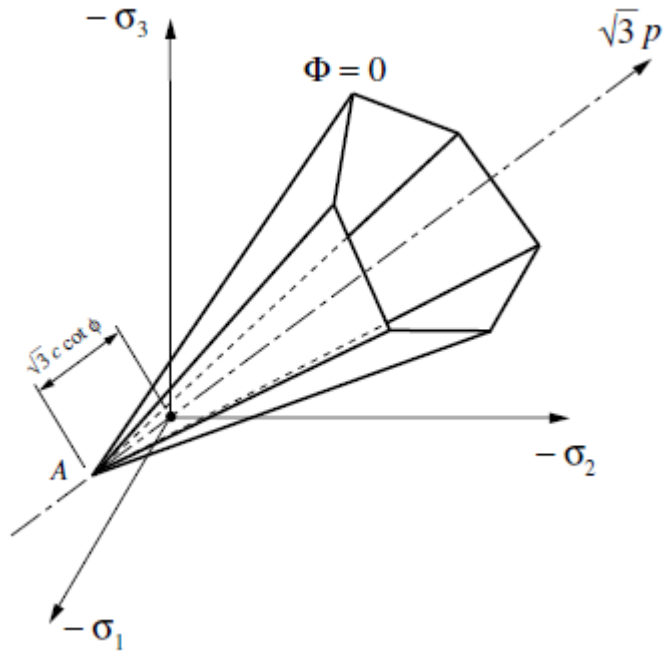


Figura 4.3 - Representação do critério de Mohr-Coulomb para o espaço de tensões deviatórias (Cecílio 2011)

Para a representação do critério de falha de Mohr-Coulomb é interessante tratar do problema por meio das invariantes de tensões no espaço. Essas invariantes são calculadas da seguinte forma em um espaço (s, t, θ):

$$s = \frac{1}{\sqrt{3}}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$t = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left(-\frac{3\sqrt{6}J_3}{t^3} \right) \quad (4.16)$$

onde

$$J_3 = s_x s_y s_z - s_x \tau_{yz}^2 - s_y \tau_{zx}^2 - s_z \tau_{xy}^2 + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx}$$

e

$$s_x = \frac{2\sigma_x - \sigma_y - \sigma_z}{3}$$

$$s_y = \frac{2\sigma_y - \sigma_x - \sigma_z}{3}$$

$$s_z = \frac{2\sigma_z - \sigma_y - \sigma_x}{3}$$

Além dessas invariantes, podemos definir duas variáveis em função destas com significado físico, sendo estas a tensão média σ_m e a tensão deviatória $\bar{\sigma}$, descritas pelas equações em 4.15:

$$\begin{aligned}\sigma_m &= \frac{1}{\sqrt{3}} s \\ \bar{\sigma} &= \sqrt{\frac{3}{2}} t\end{aligned}\tag{4.17}$$

A relação dada entre as tensões principais e as invariantes de tensões pode ser dada pelas seguintes equações (Smith, 1988):

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_m + \frac{2}{3}\bar{\sigma} \sin\left(\theta - \frac{2\pi}{3}\right) \\ \sigma_2 &= \sigma_m + \frac{2}{3}\bar{\sigma} \sin(\theta) \\ \sigma_3 &= \sigma_m + \frac{2}{3}\bar{\sigma} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right)\end{aligned}\tag{4.18}$$

Desta forma podemos estabelecer a função que define a falha do material em relação ao critério de Mohr-Coulomb de maneira a obtermos a envoltória tridimensional no espaço de tensões dada pela figura 4.3. A função F é dada pela seguinte expressão:

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\Phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos\Phi\tag{4.19}$$

Substituindo os valores de σ_1 e σ_3 das equações em 4.16, temos:

$$F = \sigma_m \sin\Phi + \bar{\sigma} \left(\frac{\cos\theta}{\sqrt{3}} - \frac{\sin\theta \sin\Phi}{3} \right) - c \cos\Phi\tag{4.20}$$

Com a equação 4.18 é possível obter a envoltória que define o limiar entre o estado elástico e o plástico no estado tridimensional de tensões dado pela figura 4.3.

4.3 Modelo Cam-Clay

Com o advento dos modelos para descrever o estado de ruptura do solo, pesquisadores de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge (Roscoe et al, 1958) elaboraram um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico e potencial plástico coincidente com a função de plastificação, cujas relações tensão-deformação envolvem quatro parâmetros característicos do material: λ , κ , M e G' (Lodi, 1998).

O parâmetro λ corresponde à inclinação do trecho de consolidação normal no gráfico ($\ln p' \times v$), onde v é o volume específico. Já o parâmetro κ corresponde à inclinação da reta de recuperação elástica de descarregamento e carregamento. A constante de fricção M define a inclinação da linha de estado crítico do plano ($p' \times q$). E o último parâmetro G' corresponde ao módulo de deformação cisalhante (G') que pode ser obtido a partir do trecho linear da curva ($q \times \epsilon_s$), onde o coeficiente angular do trecho pode ser dado como $3G'$ (Lodi,1998). Os parâmetros podem ser visualizados na figura 4.4.

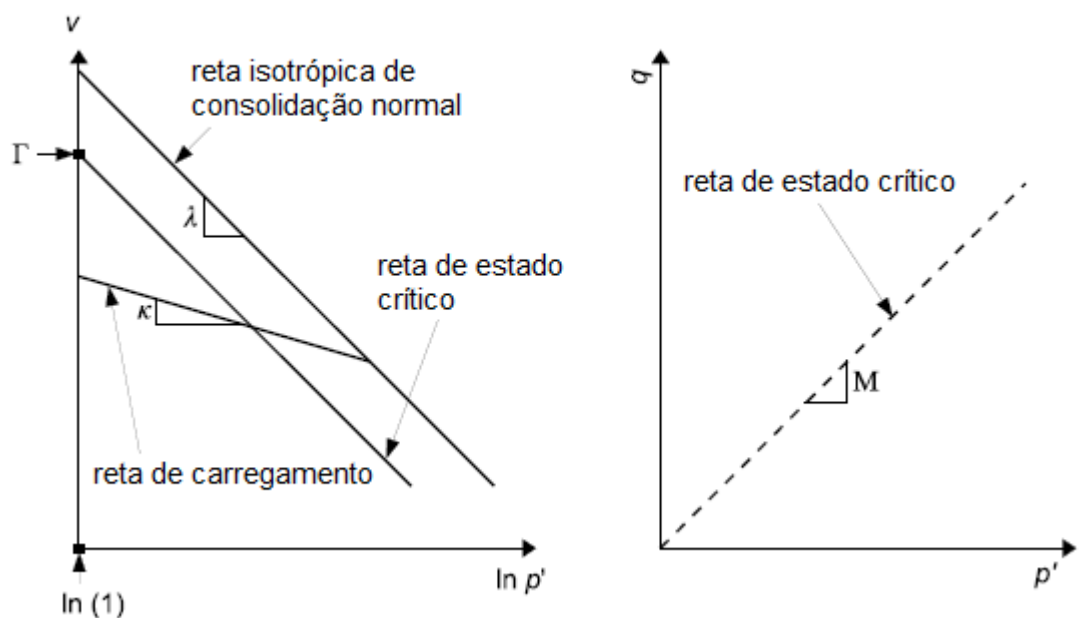


Figura 4.4 - Definição dos parâmetros do modelo Cam-Clay (Adaptado, GEO-SLOPE, 2017)

Na figura 4.4 é importante destacar o parâmetro Γ e o significado do eixo v . O eixo v significa o valor do volume específico para determinada condição de carregamento p' que pode ser calculado pela seguinte equação:

$$v = 1 + e \quad (4.21)$$

onde e é o índice de vazios do solo dado pela razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos.

Já o parâmetro Γ é dado como o volume específico para quando $p' = 1,0$ ou $\ln p' = 0$.

O modelo Cam-Clay básico pode ser formulado pelas seguintes equações:

$$q = Mp' \ln \left(\frac{p'_0}{p'} \right) \quad (4.22)$$

onde

$$\begin{aligned} q &= \sigma'_1 - \sigma'_3 \\ p' &= \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \\ M &= \frac{6 \sin \Phi'}{3 - \sin \Phi'} \end{aligned} \quad (4.23)$$

Temos que σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 são as tensões principais efetivas e Φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo em análise.

O parâmetro p'_0 define a posição da superfície de ruptura e pode ser considerado como o parâmetro de endurecimento do material. Dessa forma, o endurecimento é isotrópico e depende da parcela de deformação plástica volumétrica:

$$\frac{dp'_0}{p'} = d\varepsilon_v^p \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \quad (4.24)$$

Já a parcela de deformação elástica volumétrica é dada por:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e} \cdot \frac{dp'}{p'} \quad (4.25)$$

Fora isso, temos que o modelo é definido em termos da tensão efetiva, onde se desconta a poropressão associada:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (4.26)$$

Onde σ'_{ij} é a tensão efetiva, σ_{ij} é a tensão total, u_w é a poropressão e δ_{ij} é a constante delta de Kronecker. Além disso, toma-se as tensões de compressão e suas respectivas deformações como sendo positivas.

A envoltória do modelo Cam-Clay pode ser esquematizada como mostra a figura 4.5.

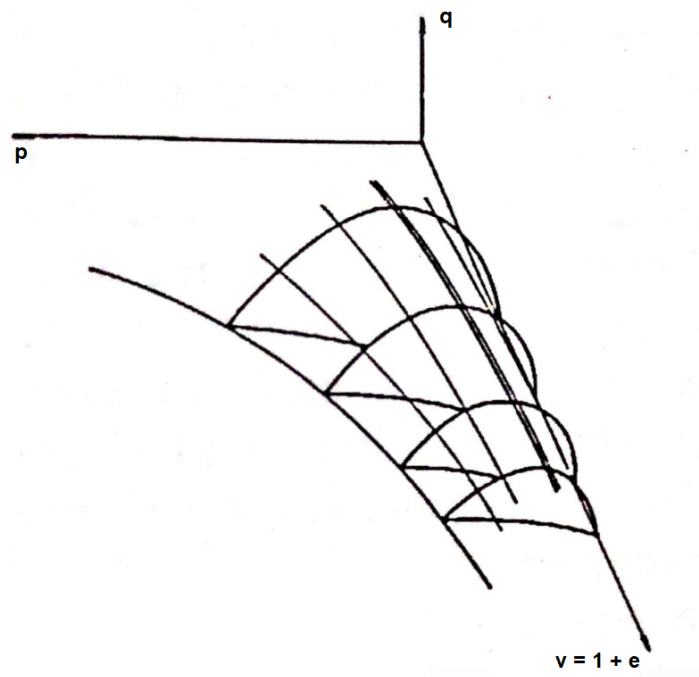


Figura 4.5 - Envoltória de ruptura do modelo Cam-Clay (Gens, 1988)

No modelo original, nenhuma deformação elástica de cisalhamento era considerada, desta forma, para evitar problemas numéricos e alcançar uma modelagem melhor dentro da superfície de ruptura, as deformações elásticas de cisalhamento podem ser calculadas a partir do módulo de cisalhamento G' como um parâmetro adicional do modelo. Com isso, a descontinuidade da superfície de ruptura no modelo original quando $q = 0$ causava dificuldades tanto teóricas quanto práticas (Gens, 1988). O modelo também apresentava problemas em aplicações de tensões razoáveis para aplicações de incrementos de deformações.

Com esse advento, o modelo Cam-Clay modificado (Roscoe, 1968) foi apresentado como adotando uma equação de elipse para a superfície de ruptura utilizando a seguinte fórmula como base:

$$q^2 = M^2 p' (p'_0 - p') \quad (4.27)$$

O modelo Cam-Clay modificado é um dos modelos disponíveis para ser utilizado pelo GeostudioTM para a modelagem do solo e será o modelo-base para a análise da barragem no estudo de caso.

5 MODELO HIDRÁULICO

O modelo hidráulico a ser utilizado no solo dita suas propriedades de permeabilidade ou facilidade de transporte de fluidos em seus elementos e a capacidade de armazenamento de água em seu interior. Cada uma destas propriedades dita de que maneira a água percolará pelos vazios dentro do solo e como ocorrerá o seu armazenamento próximo às partículas deste.

Os solos podem ter distintas modelagens a depender do seu estado de saturação. Para solos não saturados, por exemplo, a equação que descreve o fenômeno é apresentada por Cordão Neto (2005) como:

$$dV_w = \frac{\partial V_w}{\partial (\sigma_{ij} - \delta_{ij} u_a)} d(\sigma_{ij} - \delta_{ij} u_a) + \frac{\partial V_w}{\partial (u_a - u_w)} d(u_a - u_w) \quad (5.1)$$

onde V_w representa o volume de água, σ_{ij} representa o tensor de tensões totais, u_a representa a pressão atmosférica, u_w representa a pressão na água, $u_a - u_w$ representa a poropressão no fluido ou sucção mátrica e δ_{ij} representa o delta de Kronecker, uma constante.

Ainda segundo Cordão Neto (2005), segundo a equação 5.1, podem ocorrer variações no volume de água por variações no estado de tensão ou na poropressão dos fluidos. Deste modo, é requerido um modelo constitutivo que represente as variações no volume de água.

5.1 Modelos de Materiais SEEP/W

Existem quatro diferentes modelos para escolher durante a modelagem no módulo SEEP/W, cada um com suas propriedades e parâmetros que definem como o solo se comportará.

Os modelos com seus respectivos parâmetros listados abaixo de cada um são:

- Nenhum modelo (utilizado para remover parte do modelo da análise);
- Modelo de solo saturado/não saturado;
 - Função da condutividade hidráulica, razão e direção;
 - Função de armazenamento de água;
 - Função de condutividade de ar;
- Modelo apenas saturado;
 - Condutividade hidráulica saturada, razão e direção;
 - Armazenamento de água saturado;
 - Coeficiente de compressibilidade de volume;
 - Condutividade de ar igual a zero;
- Modelo de interface
 - Condutividade hidráulica normal e tangente;
 - Condutividade de ar;

O modelo a ser utilizado para a modelagem da barragem será o saturado/não saturado, pois descreve da melhor maneira o fluxo de água pela seção da barragem tanto para as condições saturadas como para as condições não saturadas.

A seguir serão apresentados os modelos utilizados para a determinação da curva característica do solo que determina a representação do volume de água existente no vazio do solo representado pela umidade volumétrica θ_w dado uma determinada condição de saturação, estabelecida pela sucção mátrica ou poropressão $u_a - u_w$. A seguir, na figura 5.1, temos o gráfico que representa a curva característica do solo em uma escala mono-log.

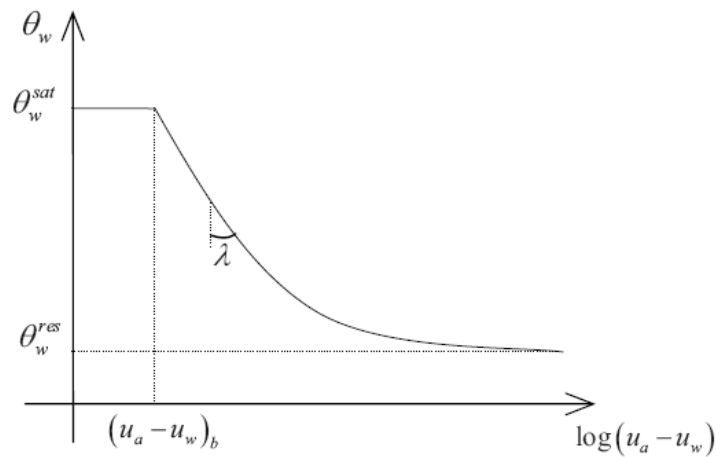


Figura 5.1 - Curva característica típica de um solo (Modificado de Fredlund et al., 1994)

Existem basicamente dois modelos por funções fechadas para a estimativa da curva de retenção do solo, são eles o de Fredlung e Xing (1994) e Van Genuchten (1980), que serão descritos a seguir.

5.2 Modelo de Fredlung e Xing (1994)

O modelo de Fredlung e Xing (1994) é uma solução fechada que pode ser utilizada para desenvolver o conteúdo de água volumétrico para todas as possíveis sucções mátricas entre 0 e -1.000.000 kPa baseado no conhecimento de três parâmetros: a , n e m . Estes parâmetros serão descritos adiante.

$$\theta_w = C_\psi \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (5.2)$$

onde θ_w é a umidade volumétrica ou conteúdo de água volumétrico, C_ψ é a correção da função estabelecida por Fredlung e Xing (1994), θ_s é a umidade volumétrica do solo saturado, e é o número neperiano igual a 2,71828, ψ é a sucção mátrica ($u_a - u_w$) ou poropressão negativa e a , n e m são os parâmetros de ajuste da curva.

O parâmetro a que tem unidade em kPa, representa o ponto de inflexão da função de conteúdo de água volumétrico. O parâmetro n controla a inclinação da função de conteúdo de

água volumétrico e o parâmetro m controla o valor do conteúdo residual de água. Cada um dos parâmetros pode ser obtido pelas equações a seguir.

$$\begin{aligned}
 a &= \psi_i \\
 m &= 3,67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \\
 n &= \frac{1,31^{m+1}}{m\theta_s} 3,72s\psi_i
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

onde ψ_i e θ_i são, respectivamente, a sucção mátrica no ponto de inflexão e a umidade volumétrica ou conteúdo de água volumétrico no ponto de inflexão. Já s é a inclinação da linha tangente à função que passa pelo ponto de inflexão.

5.3 Modelo de Van Genuchten (1980)

O modelo de Van Genuchten (1980) é proposto como uma função da umidade volumétrica de solução fechada que depende de basicamente quatro parâmetros, que serão descritos adiante.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m} \tag{5.4}$$

onde θ_w é a umidade volumétrica, θ_s é a umidade volumétrica saturada, θ_r é a umidade residual, ψ é a poropressão negativa e a , n , e m são parâmetros de ajuste da curva.

Apesar da semelhança com os parâmetros a , n e m com os da equação de Fredlung e Xing (1994), as definições são ligeiramente diferentes (Geoslope, 2012). O parâmetro a é o ponto em que o parâmetro n muda a inclinação da função. O parâmetro m afeta a agudeza da parte inclinada da curva.

6 ESTABILIDADE DE TALUDES DE SOLO

O estudo da estabilidade de taludes para a sua aplicação em barragens é de suma importância devido aos efeitos que a poropressão a montante pode ocasionar em conjunto com as grandes dimensões da obra, gerando esforços desfavoráveis à estabilidade da barragem. Nesse sentido, diversas metodologias de análise foram criadas ao longo do século XX. Os métodos buscam viabilizar a análise do deslizamento de terra pela sua divisão em fatias, facilitando seu estudo. Um dos primeiros métodos a serem oficializados pelo meio acadêmico foi o método de Fellenius (1936) em que previa a subdivisão do talude em fatias para sua minuciosa análise. Em seguida, Janbu (1954) e Bishop (1955) desenvolveram avanços em relação ao método de Fellenius. A partir disso, outros métodos começaram a surgir, como Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967).

Com o desenvolvimento da tecnologia computacional, a implementação destes métodos se tornou algo fácil de se realizar. Os métodos compõem técnicas de cálculos relativamente simples, o que torna sua análise algo extremamente simples e rápida de ser feita.

Softwares modernos de equilíbrio limite estão tornando possível a análise de casos cada vez mais complexos. É possível lidar nas análises com estratigrafias complexas, condições extremamente irregulares de poropressão, diversos modelos lineares e não-lineares para forças de cisalhamento, utilização das mais complexas superfícies de deslizamento, cargas concentradas e reforços estruturais (GEO-SLOPE, 2012).

Cada um dos métodos tratados inicialmente, como Fellenius e Bishop, serão tratados a seguir com suas respectivas formulações matemáticas em ordem cronológica.

6.1 Método de Fellenius (1937)

O método de Fellenius é dado como o mais simples de todos os métodos por considerar a menor quantidade de fatores. A superfície de ruptura é circular e o método se baseia na subdivisão de fatias como mostrado na figura 6.1.

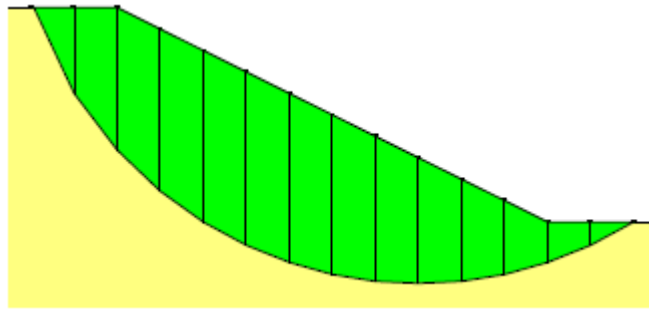


Figura 6.6.1 - Subdivisão do talude em fatias para o cálculo de sua estabilidade (GEO-SLOPE, 2012)

O que é mais importante é que a superfície de ruptura é desconhecida, o que torna necessário o cálculo para diversas superfícies sendo que a mais desfavorável será aquela em que a desestabilização do talude será iminente. O cálculo da estabilidade é feito por meio do fator de segurança, que é calculado por meio da razão entre a soma das cargas favoráveis à estabilização e a soma das cargas favoráveis ao deslizamento ou as cargas desfavoráveis à sua estabilização. O cálculo do fator de segurança é feito pela equação 5.1 abaixo:

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \Phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

$$\beta = \frac{b}{\cos \alpha}$$

$$W = \gamma b h_m \quad (6.1)$$

onde c é a coesão, β é o comprimento da base da fatia na direção da superfície de ruptura, b é a largura da fatia, N é a força normal atuante na base da fatia, dado por $W \cos \alpha$, W é o peso da fatia, α é o ângulo de inclinação da fatia em relação à horizontal, γ é o peso específico do solo e Φ é o ângulo de atrito do solo e h_m é a altura média da fatia;

Para o cálculo do fator de segurança é importante ressaltar que a boa prática geotécnica admite que o talude é estável e seguro quando o seu resultado é maior que 1,5 para obras permanentes e maior que 1,3 para obras temporárias. Isso significa que as cargas estabilizantes são 1,5 vezes maiores que as cargas desestabilizantes. Esse valor vale como regra para todos os outros métodos a serem descritos.

6.2 Método Simplificado de Janbu (1955)

O método simplificado de Janbu é derivado de um método rigoroso generalizado que se baseia no equilíbrio de forças e de momentos. O método generalizado é melhor utilizado quando calculado numericamente, portanto será demonstrado o cálculo apenas do método simplificado.

A versão simplificada do método de Janbu (1955), da mesma forma que no método de Bishop simplificado que veremos a seguir, é baseado no equilíbrio de forças que despreza a presença de componentes verticais tangenciais às laterais de cada fatia. Fora isso, o método preconiza o uso de um fator de correção empírico f_0 que busca resolver o problema da falta destas componentes laterais. O fator depende primordialmente do tipo de solo e da forma que a superfície de deslizamento adota. O fator pode ser encontrado por meio da figura 6.2 abaixo.

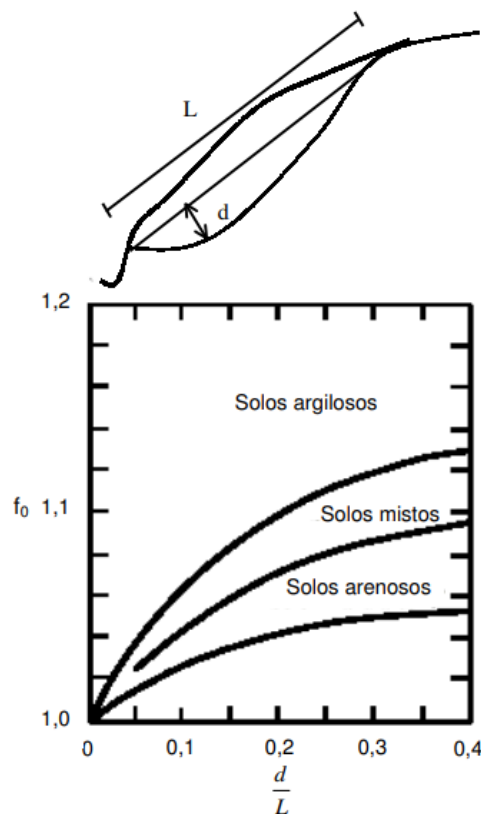


Figura 6.6.2 - Variação do fator de correção f_0 dependendo do tipo de solo e da geometria da superfície de ruptura (Fabrício, 2006)

Desta forma, para o método de Janbu, o fator de segurança pode ser dado pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{f_0}{\sum W \cdot \tan \alpha} \cdot \sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \Phi'}{\cos \alpha \cdot m_\alpha} \right] \quad (6.2)$$

onde

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \Phi'}{FS_i} \right] \quad (6.3)$$

Desta forma, temos que W é o peso da fatia, α é o ângulo da base da fatia com a horizontal, c' é a coesão efetiva do solo, u é a poropressão média na base da fatia, b é a largura da fatia e Φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

O valor de FS é calculado a partir de iterações em que se arbitra seu valor até o ponto em que o valor de FS se iguala ao FS_i .

Segundo Fabrício (2006), os fatores de segurança menos confiáveis e não conservativos podem ser obtidos em análises de estabilidade utilizando o método de Janbu simplificado, em presença de superfícies de rupturas profundas que interceptam a superfície do solo no topo do talude com ângulos elevados. Duncan e Wright (1975) afirmam que o coeficiente de segurança obtido por este método pode diferir em até 15% dos resultados fornecidos pelos métodos rigorosos. No entanto, essa diferença é pequena quando a superfície de ruptura é rasa e alongada.

6.3 Método de Bishop Simplificado (1955)

O método de Bishop, da mesma forma que o de Fellenius considera a superfície com ruptura em forma de círculo. O valor do fator de segurança pelo método de Bishop se assemelha em muito ao método de Janbu, diferindo deste na presença do fator de correção dado pela figura 5.2.

O fator de segurança pelo método de Bishop pode ser dado pela seguinte equação:

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \tan \alpha} \cdot \sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \Phi'}{\cos \alpha \cdot m_\alpha} \right] \quad (6.4)$$

onde m_α é dado pela equação 5.3.

6.4 Método de Morgenstern e Price (1965)

O método de Morgenstern e Price é um método que se aplica a superfícies de ruptura quaisquer. O método é calculado por meio contínuo onde se subdivide a massa de terra que potencialmente é instável em fatias infinitesimais. O método é calculado por meios numéricos e considera a presença de forças laterais que atuam nas fatias, sendo denominada T. O cálculo do valor de T pode ser dado pela seguinte equação:

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (6.5)$$

onde $f(x)$ é uma função qualquer que precisa ser especificada, normalmente se adotando a função arco de seno, e λ é uma constante a ser determinada por processo iterativo.

Geralmente, arbitra-se para $f(x)$ a função arco de seno, pois é a função que menos influencia o valor final do fator de segurança, segundo Morgenstern e Price (1965).

A fatia em análise é dada pela figura 6.3, onde as variáveis do problema podem ser descritas em seguida.

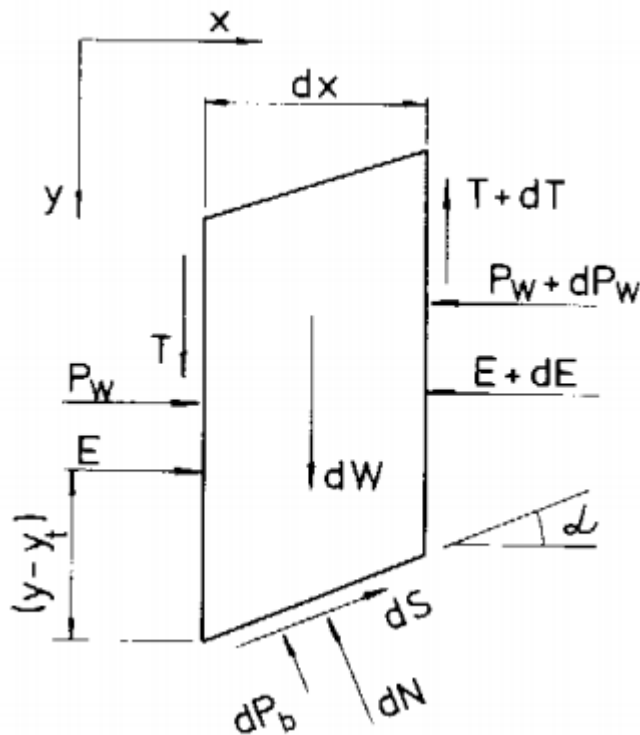


Figura 6.6.3 - Forças atuantes em uma fatia pelo método de Morgenstern e Price (1965)

As variáveis são:

P_w : Pressões neutras nas laterais da faixa;

dP_b : Resultante das pressões neutras na base da fatia;

dW : Força peso da fatia;

T : Força tangencial entre fatias;

E : Força normal entre fatias ou empuxo;

dN : Força normal na base da fatia;

dS : Força cisalhante mobilizada na base da fatia;

6.5 Método de Spencer (1967)

O método de Spencer como os outros métodos, considera o equilíbrio de forças atuantes na fatia para desenvolver o cálculo do fator de segurança. Entretanto, o método é considerado como rigoroso por satisfazer todas as equações de equilíbrio, tanto de forças como de momentos. Inicialmente o método foi desenvolvido para superfícies de ruptura circulares e depois foi adaptado para superfícies de deslizamento com formas irregulares.

Spencer (1967) afirma que as cargas de empuxo e as cargas laterais podem ser substituídas por uma carga Q inclinada com um ângulo de δ . O esquema da fatia pode ser visto na figura 6.4.

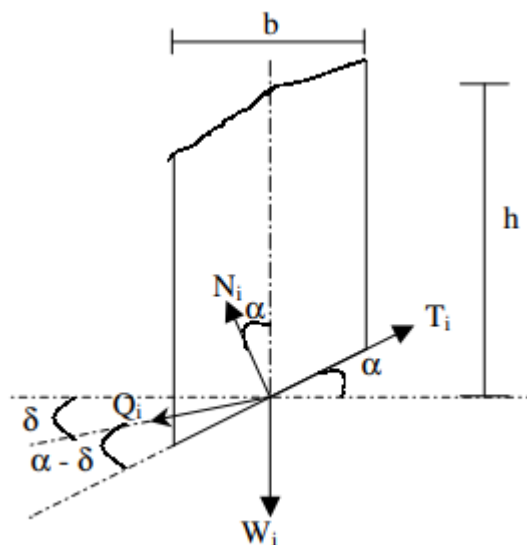


Figura 6.6.4 - Forças atuantes na base da fatia pelo método de Spencer (1967)

Com base no equilíbrio de forças nas direções normais e paralela à base da fatia e considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, encontra-se o valor de Q:

$$Q = \frac{\frac{c' b \sec \alpha}{FS} + \frac{\tan \Phi' \cdot (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha)}{FS} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\tan \Phi' \tan(\alpha - \delta)}{FS} \right]} \quad (6.6)$$

Segundo Ferreira (2012), se a soma dos momentos das forças exteriores em relação a um ponto arbitrário for nula, o mesmo sucede quanto à soma dos momentos das forças de interação relativamente a esse centro de rotação, resultando em:

$$\sum (Q \cdot r \cdot \cos(\alpha - \delta)) = 0 \quad (6.7)$$

Onde r é o raio da superfície de deslizamento. Tomando como hipótese raio constante, forças exteriores ao talude em equilíbrio e resultantes das forças de interação paralelas sempre constantes (portanto δ_i sempre constante) tem-se:

$$\sum Q = 0 \quad (6.8)$$

A solução final é obtida arbitrando diversos valores de δ e para cada valor determinar o valor do fator de segurança para o equilíbrio de forças (FS_f) e para o equilíbrio de momentos (FS_m). Com estes valores, determina-se as curvas de FS_f e FS_m em relação a δ e a interseção corresponde ao valor de FS.

7 ANÁLISE – BARRAGEM HIPOTÉTICA

A barragem em análise neste trabalho será baseada na estudada por Cordão Neto (2005). Serão feitas implementações de modificações para a facilitação da análise desta barragem hipotética para os fins do projeto. Sua seção é descrita pela figura 7.1. A escolha desta barragem se justifica pela realização de ensaios com o solo para a obtenção de seus parâmetros mecânico-hidráulicos. A estimativa dos parâmetros para a análise da barragem no SIGMA/W sem a presença de ensaios é feita a partir de dados da literatura, entre eles Navarro (2007) e Nunes (1956). De outra maneira, os dados para a análise SEEP/W será feita a partir da estimativa que o próprio GeostudioTM fornece para determinados tipos de solo

A barragem terá uma altura total de 30 metros, com nível d'água a montante de 24 metros. O comprimento da base da barragem é de 120 metros. A largura de topo é de 8 m. Haverá a presença de um filtro na base da barragem a jusante de 20 metros de comprimento. A inclinação será de 1 H : 1,86 V. Não haverá presença de carga d'água a jusante.

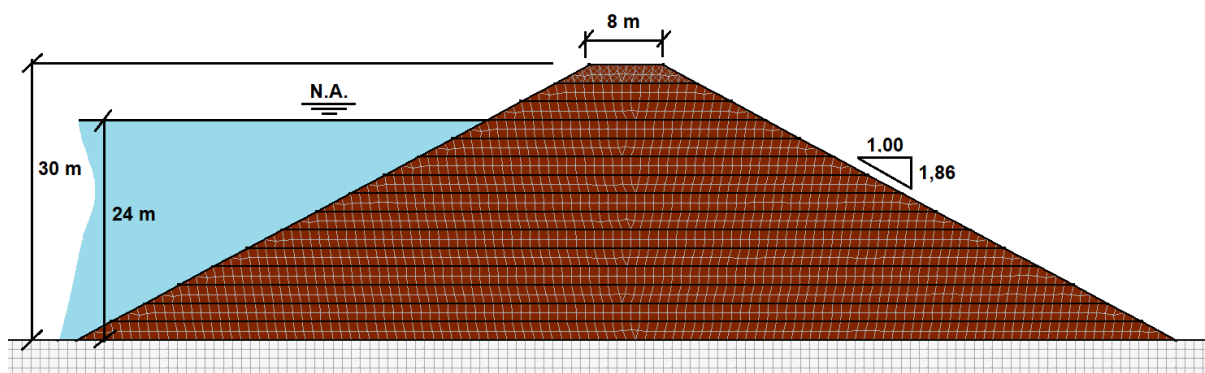


Figura 7.1 - Geometria da seção da barragem com a malha discretizada e as etapas de construção

O tipo da barragem a ser utilizada será uma de seção homogênea, com solo argiloso de propriedades a serem descritas por parâmetros a serem inseridos na análise pelo software. As análises serão feitas tanto desacopladas quanto acopladas. A primeira refere-se a análises em que os três módulos do GeostudioTM (Tensões – SIGMA/W, fluxo – SEEP/W e estabilidade de talude – SLOPE/W) serão utilizados separadamente para descrever a barragem, calculando-se o fator de segurança sem levar em consideração a influência de cada tipo de análise na outra. Já para o caso da análise acoplada, os módulos serão analisados concomitantemente para o cálculo do fator de segurança da barragem. A partir da análise acoplada, temos uma descrição mais fidedigna da realidade por levar em conta os diversos parâmetros relacionados à estabilidade da barragem à custa de uma análise mais dispendiosa.

As condições de contorno para a modelagem serão realizadas da seguinte maneira, a barragem será construída em etapas, numa análise transiente. Serão construídos 2 m de altura da barragem a cada dia, equivalente a 8,3 cm de barragem por hora. Após a construção total da barragem, o reservatório a montante será preenchido, a uma taxa de 4 m de altura de água por dia.

As condições de contorno serão dadas de maneira que a barragem será assentada em um solo argiloso travado tanto lateralmente quanto em seu fundo nas respectivas direções horizontais e verticais. O valor da largura horizontal em que serão considerados os efeitos da barragem no solo da fundação será de 3 vezes a largura da barragem, enquanto a altura da mesma fundação será de 3 vezes a altura da barragem.

A análise das tensões da barragem será realizada por meio do modelo Cam-Clay modificado. Para o modelo hidráulico será utilizado o modelo de Van Genuchten. Já para o modelo de estabilidade de taludes será utilizado o modelo de Morgenstern e Price. Para a análise dos taludes, serão feitas análises tanto à montante quanto à jusante.

Os parâmetros utilizados para cada modelo se apresenta pela tabela 7.1. Os valores estimados para o modelo Cam-Clay são oriundos da pesquisa de Navarro (2007). Já o valor do ângulo de atrito estimado é advindo de Nunes (1956) como uma argila compacta. O.C.R. (Overconsolidation ratio) é a relação entre a compactação máxima que o solo já sofreu e a compactação atual. Para o caso em questão, utiliza-se o valor de 1, uma vez que se trata de uma construção e o solo não sofreu nenhum tipo de adensamento.

O solo utilizado para a construção da barragem será o disponível no local como solo de fundação.

Modelo Cam-Clay Modificado		
Parâmetros	Valor ensaiado	Valor estimado
κ	0,24	0,2
λ	0,026	0,02
ϕ	33°	28°
O.C.R.	1	1
e	0,4	0,4*
v	0,3	0,3*
Modelo Van Genuchten		
Parâmetros	Valor ensaiado	Valor estimado**
a	500	-
m	0,33	-
n	1,5	-
θ_s	0,5 m ³ /m ³	-

θ_r	0,05 m ³ /m ³	-
------------	-------------------------------------	---

Tabela 7.1 - Relação dos parâmetros utilizados para análise

*Valores conhecidos por ensaios básicos normalmente realizados.

** Valor estimado pelo GeostudioTM com base no tipo de solo utilizado.

7.1 Análise Desacoplada

7.1.1 Análise de Tensões

Após a construção de todas as camadas da barragem, a análise das tensões se apresenta de acordo com as figuras 7.2 e 7.3 para, respectivamente, os parâmetros ensaiados e os parâmetros estimados. Onde se apresenta a comparação entre as tensões para os parâmetros estimados e para os parâmetros calculados

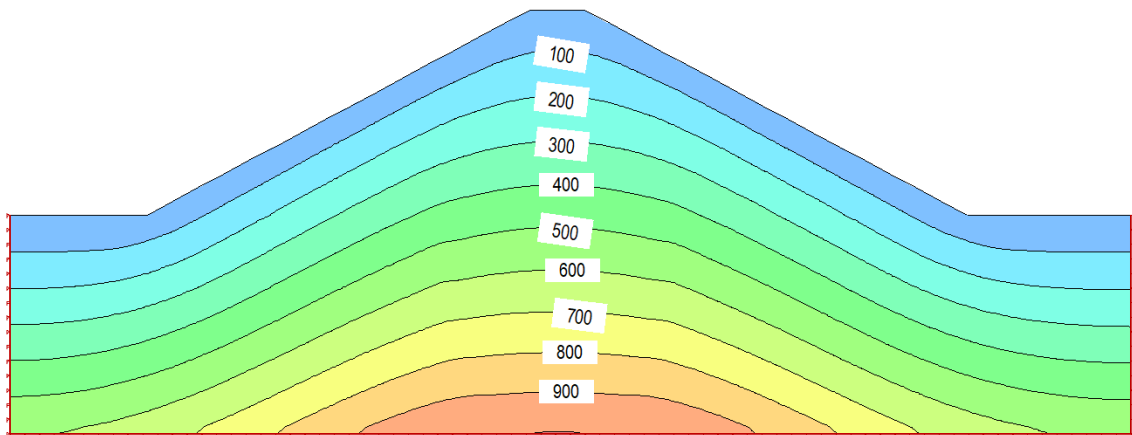


Figura 7.2 - Resultado das tensões na barragem em kPa - Análise com parâmetros ensaiados

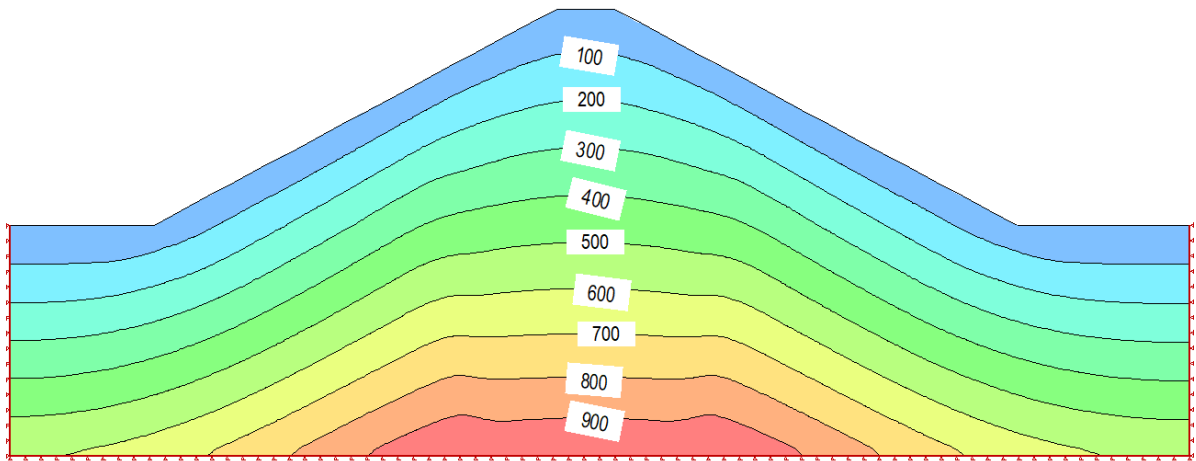


Figura 7.3 - Resultado das tensões na barragem em kPa - Análise com parâmetros estimados

O valor das tensões não apresenta significativa diferença exceto na forma como estas são distribuídas na base, o que não afeta o cálculo do fator de segurança para a barragem.

7.1.2 Análise hidráulica

A partir da escolha dos parâmetros e a modelagem no Geostudio™ é possível verificar o comportamento hidráulico da barragem. Vemos nas figuras 7.4 e 7.5 o comportamento da linha freática da barragem sendo rebaixada forçadamente pela presença do dreno no pé da barragem a jusante.

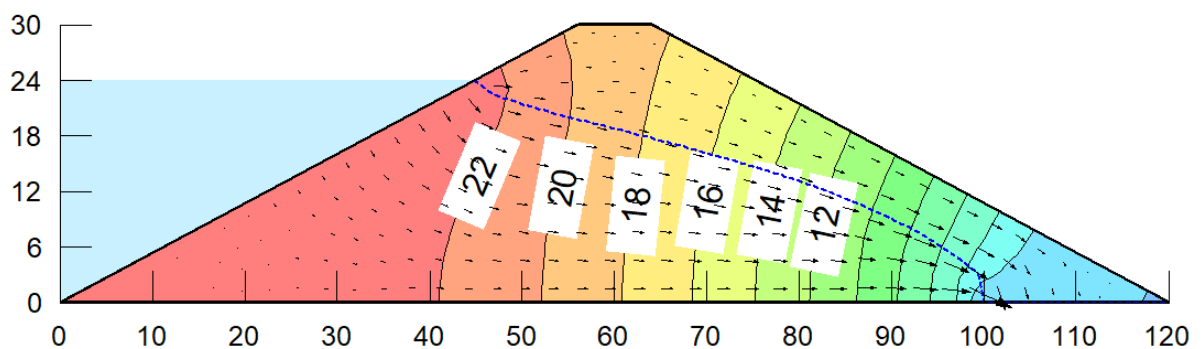


Figura 7.4 - Carga distribuída ao longo da barragem (m) e o comportamento da linha freática – Análise com parâmetros ensaiados

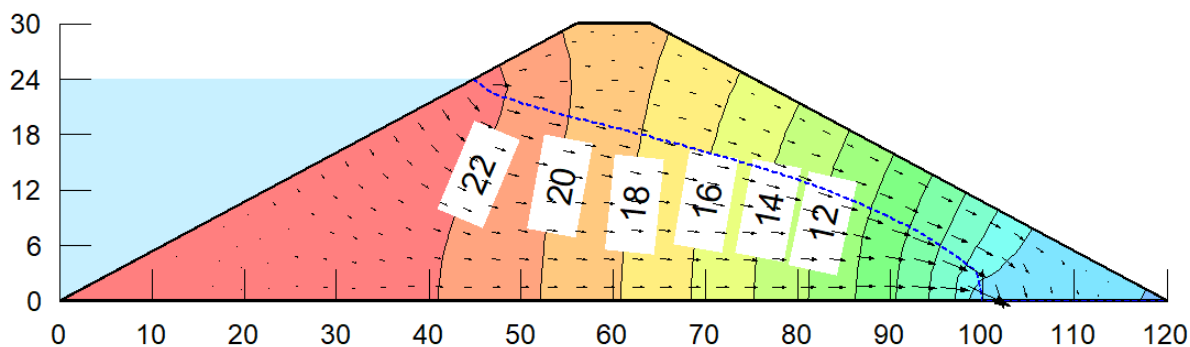


Figura 7.5 - Carga distribuída ao longo da barragem (m) e o comportamento da linha freática – Análise com parâmetros estimados

É possível notar a similaridade entre as duas análises hidráulicas. Pode-se assumir que a escolha dos parâmetros hidráulicos não é tão fortemente afetada a partir da escolha de parâmetros estimados.

7.1.3 Análise de Talude

Ao analisar o talude temos a seguinte superfície crítica com os parâmetros ensaiados, temos o valor de um fator de segurança igual a 2,145 de acordo com a figura 7.6.

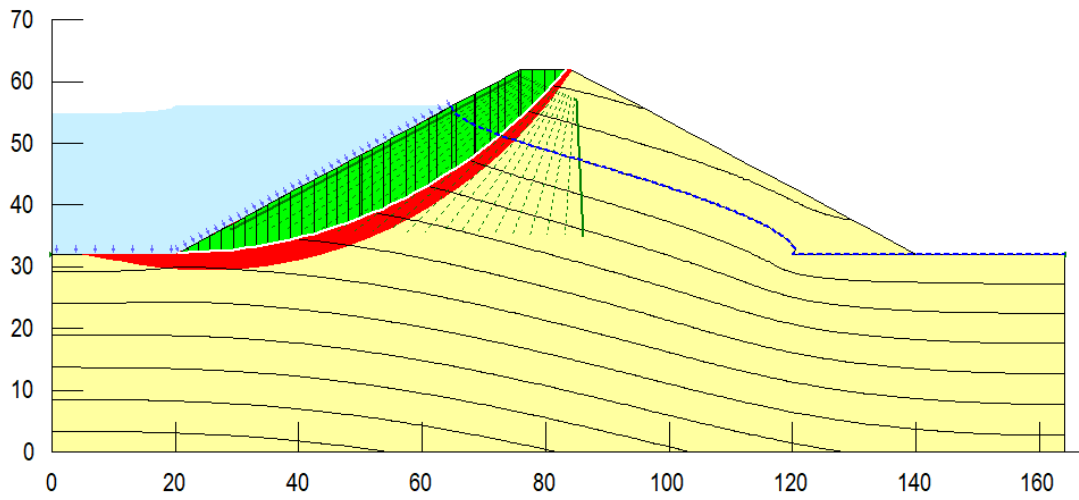
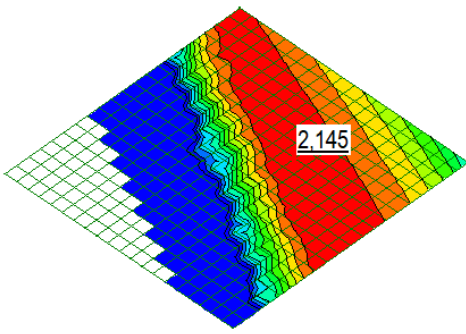


Figura 7.6 - Análise do talude com parâmetros ensaiados - Montante

Para o cálculo da barragem com parâmetros estimados, temos um fator de segurança igual a 1,752 de acordo com a figura 7.7. É possível perceber que o valor do fator de segurança da análise estimada é inferior em aproximadamente 18,3% do valor do fator de segurança com a análise com parâmetros ensaiados.

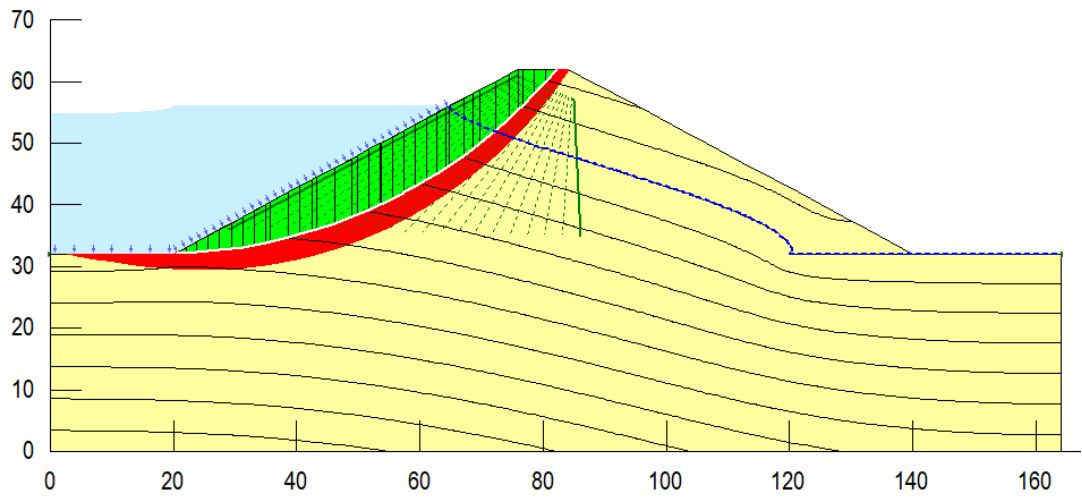
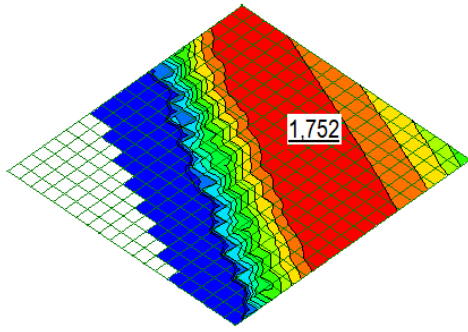


Figura 7.7 - Análise da barragem com parâmetros estimados – Montante

Para a análise a jusante, temos as figuras 7.8 e 7.9 que representam o fator de segurança crítico para a barragem.

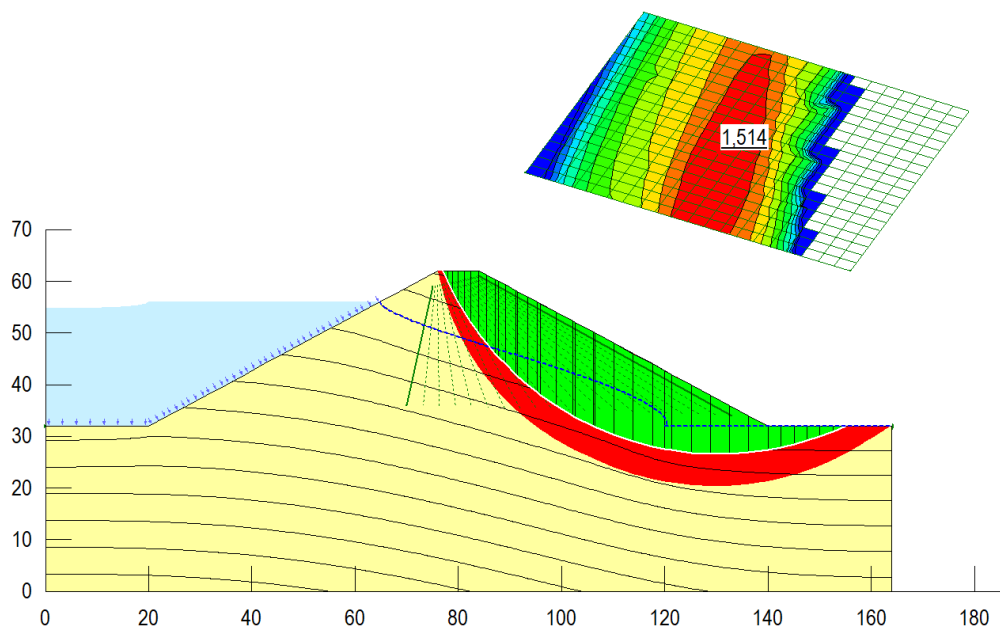


Figura 7.8 - Análise da barragem com parâmetros ensaiados - Jusante

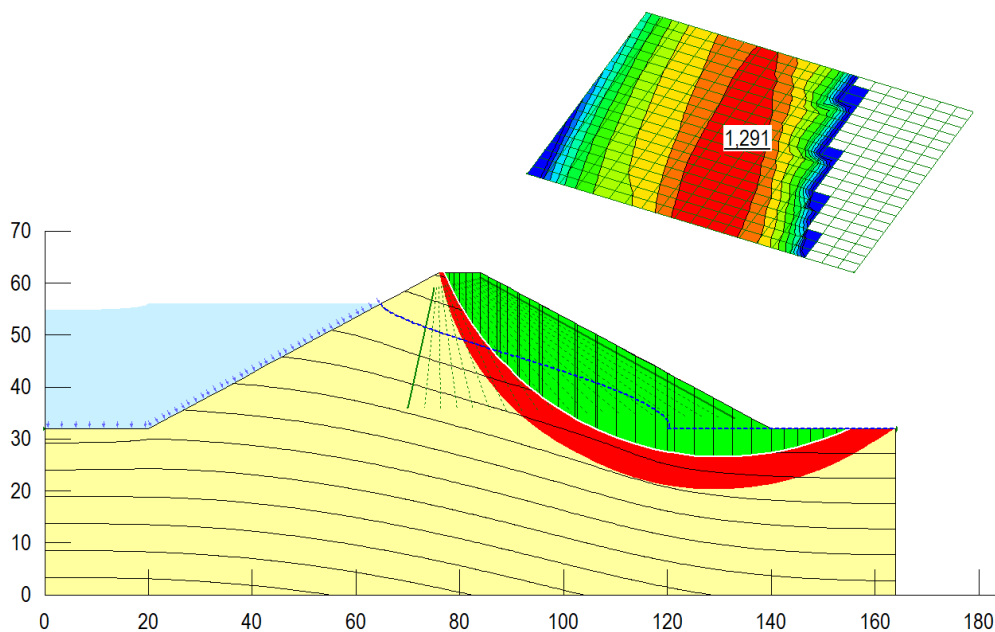


Figura 7.9 - Análise da barragem com parâmetros estimados - Jusante

É possível verificar nessa análise a jusante que os parâmetros estimados, da mesma forma que na análise a montante, subestimaram as variáveis de forma a tornar a análise a favor da segurança. Além disso, a análise por parâmetros estimados gera um talude com fator de segurança abaixo de 1,5, o que sugere uma modificação da barragem, tanto em sua geometria quanto em sua composição. Na análise por parâmetros ensaiados, temos que o fator

de segurança se encontra acima do mínimo recomendado de 1,5, tendo um fator de segurança crítico de 1,514.

7.2 Análise Acoplada

Para a análise acoplada, os 3 módulos do GeostudioTM serão analisados em conjunto, de maneira a verificar a influência simultânea dos parâmetros hidráulico-mecânicos. Dessa forma temos as figuras 7.10 e 7.11 mostrando os valores dos fatores de segurança para a análise acoplada, respectivamente, com os parâmetros ensaiados e com os parâmetros estimados.

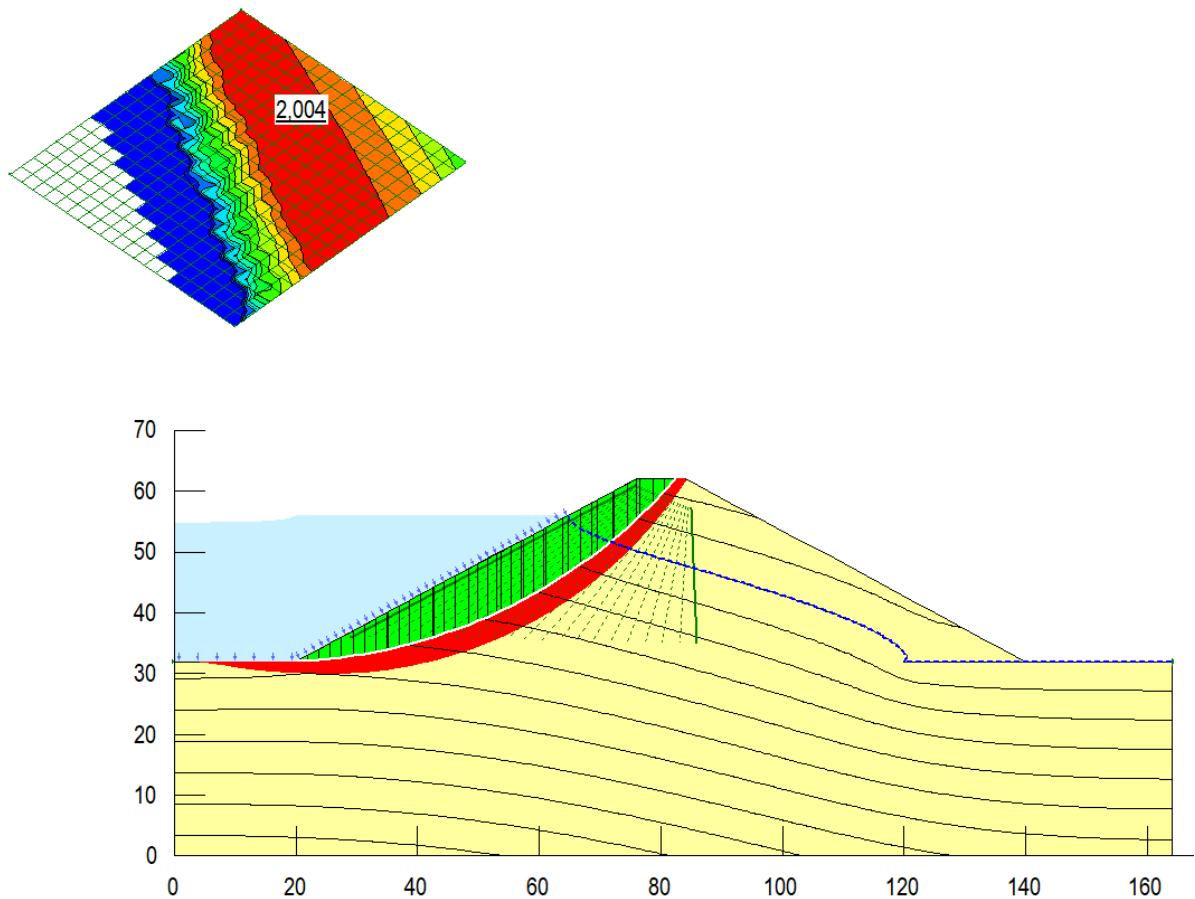


Figura 7.10 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros ensaiados - Montante

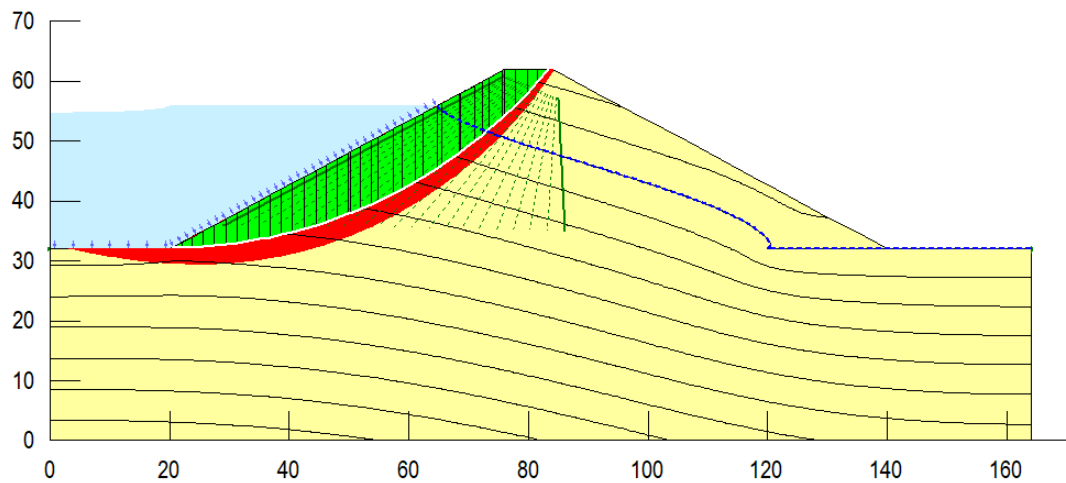
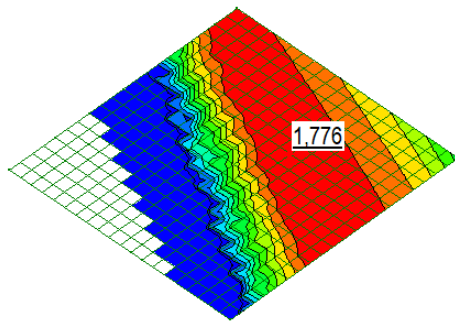


Figura 7.11 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros estimados - Montante

É possível verificar que a utilização dos parâmetros estimados gera fatores de segurança menores na análise acoplada em 11,3%. Isso se deve ao fato da estimativa subestimar o ângulo de atrito do solo, que é o fator predominante em conjunto com a coesão para o cálculo do fator de segurança.

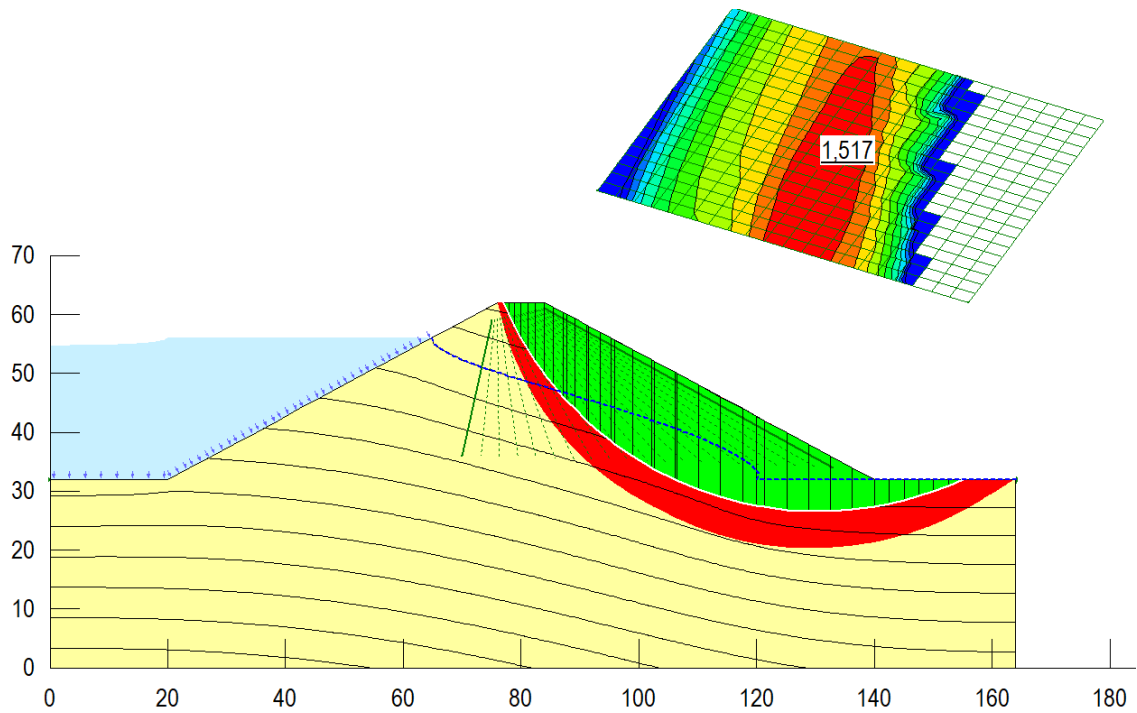


Figura 7.12 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros ensaiados – Jusante

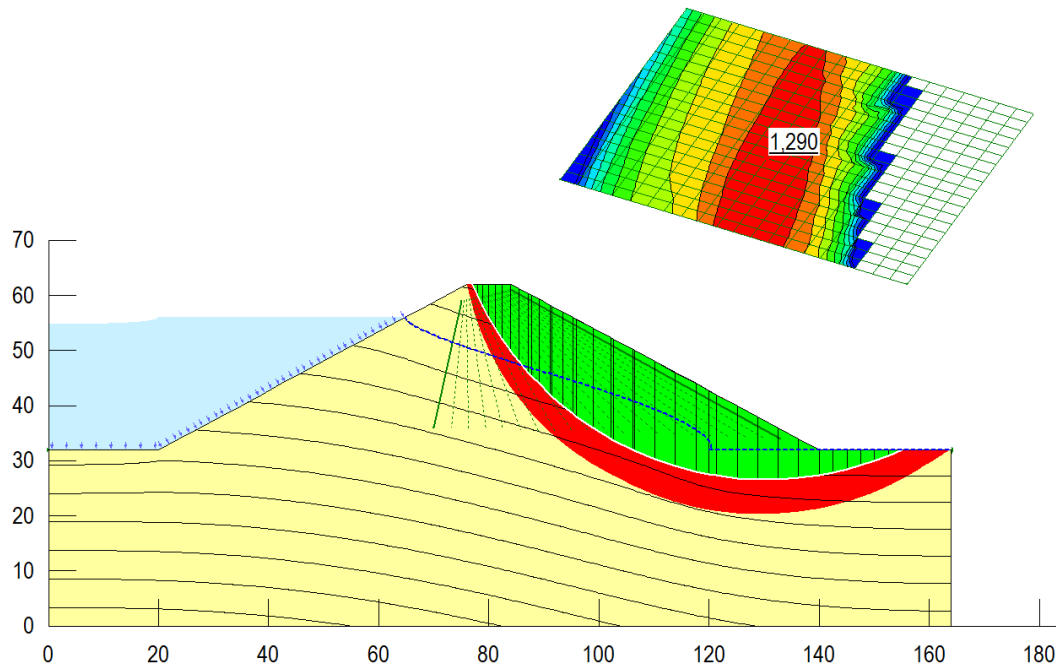


Figura 7.13 - Análise do fator de segurança por meio de parâmetros estimados – Jusante

É possível notar um fator de segurança mais desfavorável à jusante que à montante. Isso se deve à influência que a linha freática exerce nas fatias de solo ao gerar um momento mais desfavorável que à montante, onde ocorre a pressão do corpo d'água que auxilia na estabilidade do talude.

É também possível notar uma redução no fator de segurança de 15% em relação ao uso dos parâmetros estimados.

8 CONCLUSÃO

A partir do estudo gerado pelas análises tanto com parâmetros estimados como por parâmetros que foram frutos de ensaio, é possível ver nítida diferença nos resultados a ser observada. O uso de parâmetros da literatura limita o projetista à confiabilidade de seu projeto, pelo fato de não saber se está subestimando ou superestimando determinado parâmetro. Devido a isso, não é possível saber se o projeto encontra-se a favor ou contra a segurança de determinada obra geotécnica.

No estudo em questão, é possível perceber que a estimativa adotou parâmetros subdimensionados, o que é a favor da segurança, uma vez que em realidade tem-se uma folga em relação à segurança. Contudo, isso nem sempre é um fato, uma vez que o uso de parâmetros superestimados, pode levar a crer que determinado talude de uma obra geotécnica esteja seguro quando na realidade não está.

A importância dos ensaios para a determinação das variáveis com que o projetista deve lidar é um fator que não deve ser negligenciado, pois pode gerar um benefício de reparo de futuros prejuízos e possíveis desastres que possam acontecer, como por exemplo ocorreu com as barragens de Brumadinho e Mariana.

Além do uso dos parâmetros quanto ao projeto, é importante levar em consideração fatores da execução da obra e o pós-execução. Cada uma dessas variáveis é relevante quando do dimensionamento do projeto de qualquer tipo de obra na engenharia geotécnica.

8.1 Sugestões para Pesquisas Futuras

Verificar a influência no método construtivo e também do tipo de material a ser utilizado na barragem no cálculo do fator de segurança. Assim é possível verificar com maior detalhe os fatores que mais influenciam na determinação da estabilidade do talude.

Testar o uso de outros modelos constitutivos e sua influência para o cálculo do fator de segurança. Desta forma, busca-se aumentar a confiabilidade para o uso de modelos mais simplistas no modelo em questão.

Os resultados aqui apresentados não são recomendações de projeto, é necessária uma melhor caracterização do problema, tanto em termos de ensaios laboratoriais quanto análises de projetos. Buscou-se apresentar nesse trabalho a influência da utilização de parâmetros oriundos de estimativas da prática da engenharia geotécnica para o projeto de uma barragem.

9 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Assis, A. P. (2006). Apostila do curso de Barragens. UnB, Brasília, DF, 170p.

Azevedo, A. F. M. (2003) Método dos Elementos Finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1. ed.

Bishop, A. W. Morgenstern, N. (1960). Stability Coefficients for Earth Slops. Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 164-169.

Buriticá, J. A. (2013). Análise do Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM – 232/13. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 124 p.

Cecílio, D. L. (2011). Modelagem e simulação elastoplástica em elementos finitos. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas.

Chen, W.F. and Zhang, H. (1991). Structural Plasticity: Theory, Problems, and CAE Software. Springer-Verlag.

Cordão Neto, M. P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado. Publicação G.TD – 028/05. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

Cordão Neto, M. P. (2001). Implementação de um modelo elastoplástico para solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99p.

Ferreira, J. L. F. (2012). Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia da Universidade de Porto, Portugal, 144p.

Fabício, J. V. F., Sayão, A. S. F. J., Maia, P. C. A. (2006). Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções. Rio de Janeiro, 2006. 170p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Fellenius, W., (1936). Calculation of the Stability of Earth Dams. Proceedings of the Second Congress of Large Dams, Vol. 4, pp. 445-463.

Fredlund, D. G. and Xing, A. (1994). Equations for soils-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31 (3): 521-532.

Gens, A., Potts, D. M. (1988) Critical state models in computational geomechanics

GEO-SLOPE (ed.). (2012). Seepage Modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology. 1. Ed. Calgary, Alberta, Canadá: [s. n.], 207 p.

GEO-SLOPE (ed.). (2012). Stability Modeling with SLOPE/W: An Engineering Methodology. 1. Ed. Calgary, Alberta, Canadá: [s. n.], 246 p.

GEO-SLOPE (ed.). (2017). Stress-Strain modeling with Geostudio. 1. ed. Vancouver, Canadá: [s. n.], 223 p.

Janbu, N., Bjerrum, J., Kjaernsli, B. (1956). Stabilitetsberegning for Fyllinger Skjaeringer og Naturlige Skraninger. Norwegian Geotechnical Publications, No. 16, Oslo.

Janbu, N. (1954). Applications of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. In Proceedings of the European Conference on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, p. 39-43.

Lodi, P. C. (1998) Aplicação do Modelo Cam-Clay Modificado a um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, SP, 144p.

- Morgenstern, N. R., Price, V. E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 79-93.
- Navarro, V., Candel, M., Barenca, A., Yustres, A., García, B. (2007). Optimisation procedure for choosing Cam clay parameters. *Geoenvironmental Group, Civil Engineering School, University of Castilla-La Mancha. Computers and Geotechnics* 34 (2007) 524-531
- Naylor, D. J., Knight, D. J., & Ding, D. (1988). Coupled Consolidation Analysis of the Construction and Subsequent Performance of Monasavu Dam. *Computers and Geotechnics*, 6(2), 95-129.
- Nunes, A. J. C. (1956). *Curso de Mecânica dos Solos e Fundações*, Editora Globo.
- Perini, D. S. (2009) Estudo dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Publicação G.DM – 180/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p.
- Roscoe, K. H., Burland, J. B. (1968). On the generalised stress-strain behavior of “wet clay”, in J. Heyman and F.A. Leckie (eds.), *Engineering plasticity* (Cambridge: Cambridge University Press), pp. 535 – 609.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8, 22-53.
- Smith, I. M., Griffiths, D. V. (1988). *Programming the finite element method*, 4. Ed. Chichester: John Wiley & Sons.
- Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of Embankments assuming Parallel Inter-slice Forces. *Geotechnique*, Vol. 17 (1), pp. 11-26.
- Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*. 44:892-898.
- Zienkiewicz, O. C. Taylor, R. L. (2000). *The Finite Element Method*. 5. Ed., Vol 1. Butterworth-Heinemann.