



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
MESTRADO EM GEOTECNIA

EUCLIDES LOURENÇO DE MELO NETO

**CONSIDERAÇÃO DA SUCÇÃO NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM UMA
PEQUENA BARRAGEM EXPERIMENTAL DE TERRA: ENSAIOS E
MODELAGEM NUMÉRICA**

Fortaleza
2013

EUCLIDES LOURENÇO DE MELO NETO

CONSIDERAÇÃO DA SUCÇÃO NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM UMA
PEQUENA BARRAGEM EXPERIMENTAL DE TERRA: ENSAIOS E
MODELAGEM NUMÉRICA

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia. Área de concentração: Barragem.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

FORTALEZA

2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

-
- M486c Melo Neto, Euclides Lourenço de.
 Consideração da sucção na análise de estabilidade em uma pequena barragem experimental de terra: ensaios e modelagem numérica / Euclides Lourenço de Melo Neto. – 2013.
 127 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Fortaleza, 2013.
 Área de Concentração: Barragem
 Orientação: Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.
1. Geotecnia. 2. Solos não saturados. I. Título.

EUCLIDES LOURENÇO DE MELO NETO

CONSIDERAÇÃO DA SUCCÃO NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM UMA
PEQUENA BARRAGEM EXPERIMENTAL DE TERRA: ENSAIOS E MODELAGEM
NUMÉRICA

Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Geotecnia. Área de concentração: Barragem.

Aprovado em: 16/10/2013

BANCA EXAMINADORA



Prof.Dr.Francisco Chagas da Silva Filho (Orientador)

Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof.Dr^a. Carisia Carvalho Gomes

Universidade Federal do Ceará (UFC)



Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar

Universidade de Fortaleza (UNIFOR)

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará (IFCE)

A Deus.

À minha família: meus pais Vicente e Marli; meus irmãos André e Mateus; minhas tias Márcia e Marlene.

Aos meus amigos

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq, pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

Ao Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho, pela orientação durante o desenvolvimento da pesquisa.

Aos professores participantes da Banca Marcos Fabio Porto de Aguiar e Carisia Carvalho Gomes.

Aos colegas da turma de mestrado, pelas reflexões, críticas e sugestões recebidas do longo desta jornada.

À Tecnord, em especial, ao Alan Scipião e Luciano Scipião que compreenderam toda a situação e apoiaram o desenvolvimento deste trabalho.

À todos meus familiares e amigos que mesmo sem saber ajudavam de uma maneira ou de outra.

Ao meu grande amigo Benevides Neto que está sempre presente nas nossas batalhas do dia a dia.

À minha amada Amanda que me deu incentivo e apoio para seguir sempre em frente e concluir com êxito esta dissertação.

À Deus, pois sem Ele nada se conquista.

“Lute com determinação, abrace a vida com paixão, perca com classe e vença com ousadia, porque o mundo pertence a quem se atreve e a vida é muito bela para ser insignificante”.

(Charles Chaplin)

RESUMO

A construção de barragens de terra geralmente é realizada com a utilização do solo na condição não-saturada, sendo que nesta situação o comportamento mecânico depende, entre outros aspectos importantes, da distribuição da sucção no maciço. Quanto maior for a sucção, mais aumenta a rigidez e a resistência do solo e a condutividade hidráulica diminui. Pequenos barramentos de terra homogêneos construídos no semiárido utilizam solo residual de gnaiss que compactados com baixas energia e umidade. Assim os maciços, em geral, apresentam a estabilidade dos taludes como função da sucção e de uma estrutura rígida, mas com baixa densidade. Para verificar a estabilidade dos taludes dessas barragens é conveniente utilizar conceitos da Mecânica dos Solos Não-Saturados. Essa pesquisa tem como objetivo apresenta um estudo laboratorial e numérico dos taludes de uma barragem experimental construída em uma fazenda da UFC – Universidade Federal do Ceará, em Quixadá, Ceará. Para considerar o efeito da sucção, foi determinada a relação entre a sucção e a umidade do solo de construção da barragem (curva característica ou de retenção) através da técnica do papel filtro. Assim pode-se estimar os valores de sucção das amostras submetidas a ensaios de cisalhamento direto. Os resultados dos ensaios mostraram a dependência da resistência com a sucção caracterizada pela definição do ângulo de atrito interno para sucção, chamado de ϕ^b . Comprovou-se experimentalmente que a variação do valor de ϕ^b não é linear, confirmando as observações já encontradas na literatura científica. Esses resultados experimentais foram utilizados para verificação da estabilidade dos taludes da barragem com técnicas de equilíbrio limite e por elementos finitos com o procedimento denominado de redução de parâmetros de resistência. Essa técnica não pré-define a geometria da superfície potencial de ruptura. As análises apresentaram resultados mais realistas e confirmaram o caráter conservador utilizado na prática em projetos de barragens, quando não se considera a influência da sucção e quando se adota superfícies circulares de ruptura na determinação da estabilidade dos taludes de barragens de terra.

Palavras-chave: Solos não saturados. Resistência ao cisalhamento. Estabilidade de taludes. Sucção

ABSTRACT

The construction of embankment dams is usually performed with the use of the soil in unsaturated condition. In this situation the mechanical reaction depends, in every important way, from the distributed suction in the massif. The suction increases the stiffness of the soil and its resistance; and the hydraulic conductivity will be less as greater as is the suction. Small homogeneous dams built in the semiarid, use residual material of gneiss and are compressed with low energy and damp. As a consequence, the massifs in general, present a slope stability as the suction's function and a rigid structure but with low density. In order to check the slope stability of these dams is, therefore, necessary to use concepts of Mechanics of Unsaturated Soils. This research presents a laboratory and quantitative study of slopes from an experimental dam which was built on a UFC's farm in Quixadá-CE. In order to consider the suction effect, it has been determined the relationship between the suction and the soil damp of the dam construction (characteristic curve or retention) using the filter paper technique. Consequently, we can estimate the suction samples values subjected to direct shear tests. The test results show a resistance dependence along with the suction characterized by setting the friction angle to suction called ϕ_b . Experimentally it shows that the value of ϕ_b is not linear, confirming the observations already presented in the literature. These experimental results are used to verify the stability of the dam slopes using limit balancing techniques and finite element with a procedure called by resistance parameters of reduction. This technique does not pre-define the surface geometry of potential rupture. The analyzes present accurately results and confirm the conservative character used in the practice of dam projects, when it is not considered the suction influence and adopted circular surfaces in determining the slope stability of embankment dams.

Keywords: Unsaturated soils. Shear strength. Slope stability. Suction

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Elementos de um solo não saturado como um sistema trisáfico	21
Figura 2 – Modelo de solo não saturado considerando a membrana contrátil.....	22
Figura 3 - Estrutura de um solo colapsível	25
Figura 4 - Classificação microestrutural do solo.....	26
Figura 5 – Valores de sucção osmótica vs teor de umidade para diferentes concentrações iniciais de sais.....	30
Figura 6 - Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.....	31
Figura 7 - Curva característica de um solo.....	32
Figura 8 – Histerese na curva característica de sucção.....	33
Figura 9 - Variação dos teores de umidade para um mesmo valor de sucção em função dos ciclos de secagem e umedecimento	34
Figura 10 – Formas da curva característica	35
Figura 11 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "a"	41
Figura 12 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "n".....	41
Figura 13 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "m"	42
Figura 14 - Envoltória de Mohr-Coulomb estendida	47
Figura 15 – Projeção da envoltória no plano τ x $ua - uw$	48
Figura 16 - Projeção da envoltória no plano τ x $\sigma_n - ua$	48
Figura 17 - Comportamento não linear da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial	50
Figura 18 – Variação da coesão e ângulo de atrito com a sucção	50
Figura 19 - Superfície de ruptura plana.....	56
Figura 20 - Superfície de Ruptura Qualquer - Método das Fatias	57
Figura 21 - Sede da Fazenda Lavoura Seca - UFC	63
Figura 22 - Barragem existente de alvenaria de pedra.....	64
Figura 23 - Barragem de Terra em fase de construção	64
Figura 24 - Mapa de localização e acesso	65
Figura 25 - Localização da Jazida de Empréstimo.....	66
Figura 26 - Geometria da Barragem	67
Figura 27 - Material do lado montante da barragem construída	68
Figura 28 - Material do lado jusante da barragem de terra construída	68
Figura 29 - Equipamento do ensaio de cisalhamento direto utilizado na pesquisa.....	70
Figura 30 - Componentes do equipamento de cisalhamento direto.....	71
Figura 31 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 5,39\%$	72

Figura 32 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 10,96\%$	72
Figura 33 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 14,08\%$	73
Figura 34 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra saturada ..	73
Figura 35 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 5,39\%$	74
Figura 36 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 10,96\%$	75
Figura 37 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 14,08\%$	75
Figura 38 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra saturada	76
Figura 39 – Solo aderido ao papel filtro em contato com a amostra.....	81
Figura 40 - Moldagem dos Corpos de Prova.....	81
Figura 41 - Pesagem do Corpo de Prova.....	82
Figura 42 - Colocação dos papéis-filtro.....	83
Figura 43 – Procedimento para evitar perda de umidade.....	84
Figura 44 - Acondicionamento das Amostras.....	85
Figura 45 - Pontos da Curva Característica	86
Figura 46 - Parâmetros Empíricos de Fredlund e Xing (1994) para solo estudado	86
Figura 47 - Curva Característica	87
Figura 48 - Malha mista de elementos triangulares e quadrangulares	91
Figura 49 - A malha dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura	91
Figura 50 - Condições de Contorno da Análise de Estabilidade.....	92
Figura 51 - Campo Inicial de Sucção	92
Figura 52 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Bishop ..	93
Figura 53 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Janbu ...	93
Figura 54 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Fellenius	94
Figura 55 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Morgenstern-Price	94
Figura 56 - Tensões verticais na barragem considerando comportamento tensão x deformação.....	96
Figura 57 – Distribuição de tensões cisalhantes na barragem.	97
Figura 58 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Elementos Finitos considerando comportamento tensão x deformação do solo	97
Figura 59 - Malha de elementos quadrangulares	98

Figura 60- Campo de sucção atuante na barragem no final de construção pelo método de redução de parâmetros	99
Figura 61 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Redução de Parâmetros do solo.....	100
Figura 62 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Bishop Sem Considerar a Sucção	101
Figura 63 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Janbu Sem Considerar a Sucção	102
Figura 64 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Fellenius Sem Considerar a Sucção	102
Figura 65 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Morgenstern-Price Sem Considerar a Sucção.	103
Figura 66 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Elementos Finitos sem considerar o efeito da sucção	104
Figura 67 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Bishop	105
Figura 68 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Janbu.....	105
Figura 69 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Fellenius	106
Figura 70 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Morgenstern-Price	106
Figura 71- Tensões verticais com barragem em operação considerando comportamento tensão x deformação.....	108
Figura 72 – Distribuição de tensões cisalhantes com barragem em operação.....	108
Figura 73 - Análise de Estabilidade com barragem em operação pelo Método de Elementos Finitos considerando comportamento tensão x deformação do solo	109
Figura 74 - Campo de sucção atuante na barragem antes do enchimento	111
Figura 75 - Campo de sucção atuante na barragem após enchimento – Regime estacionário	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Técnicas para Medida de Sucção	38
Tabela 2 - Resumo das propostas de equações matemáticas para a curva característica	39
Tabela 3 - Fatores que causam instabilidade de taludes	52
Tabela 4 - Condições de Equilíbrio - Método das Fatias	57
Tabela 5 - Forças Interfatias - Método das Fatias	57
Tabela 6 - Superfície de Deslizamento - Método das Fatias	58
Tabela 7 - Resultado dos Ensaios de Cisalhamento Direto.....	76
Tabela 8 – Valores de τ_f para tensões de 50 kPa e 100 kPa	77
Tabela 9 - Valores de sucção das amostras ensaiadas	78
Tabela 10 - Parâmetros de Resistência dos Espaldares	79
Tabela 11 - Parâmetros de Resistência do Núcleo e da Fundação da Barragem	80
Tabela 12 - Parâmetros do solo da barragem.....	89
Tabela 13 - Fatores de Segurança Mínimos pelos Métodos de Equilíbrio Limite no Final de Construção.....	95
Tabela 14- Fatores de Segurança pelos Métodos de Elementos Finitos no Final de Construção	100
Tabela 15 - Fatores de Segurança Mínimos pelos Métodos de Equilíbrio Limite no Final de Construção Sem Considerar Efeito da Sucção.....	103
Tabela 16 - Fatores de Segurança pelos Métodos de Equilíbrio Limite com Barragem em Operação	107
Tabela 17 - Comparação dos Fatores de Construção pelos Métodos de Equilíbrio Limite com Barragem no Final de Construção e em Operação	107
Tabela 18 - Comparação dos fatores de segurança pelos métodos de elemento finitos com barragem no final de construção e em operação.....	109
Tabela 19 - Fator de Segurança pelos Diferentes Métodos no Final de Construção .	112
Tabela 20 - Fator de Segurança pelos Diferentes Métodos com Barragem em Operação.....	114

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Relevância da Pesquisa	16
1.2	Objetivos e Organização do Texto	18
1.2.1	Objetivo Geral	18
1.2.2	Objetivos Específicos	18
1.2.3	Organização do Texto	18
2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS ..	20
2.1	Solos Não Saturados	20
2.1.1	Definição dos Solos Não Saturados.....	20
2.1.2	Origem dos Solos Não Saturados.....	22
2.1.3	Histórico dos Estudos dos Solos Não Saturados	23
2.1.4	Estrutura dos Solos Não Saturados	24
2.1.5	Conceitos Básicos.....	27
2.1.6	Técnicas para medidas de sucção.....	35
2.1.7	Modelagem da Curva Característica	38
2.2	Resistência ao Cisalhamento	42
2.2.1	Modelo proposto por Bishop	44
2.2.2	Modelo proposto por Fredlund et al (1978).....	46
3	ESTABILIDADE DE TALUDES DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	52
3.1	Introdução	52
3.2	Métodos Tradicionais de Equilíbrio Limite	54
3.3	Método de Elementos Finitos.....	59
3.3.1	Técnica de Redução da Resistência ao Cisalhamento	59
4	DESCRIÇÃO DA BARRAGEM EXPERIMENTAL E ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	63
4.1	Introdução	63
4.2	Descrição da Barragem Experimental.....	63
4.2.1	Localização da obra e Acesso	64
4.2.2	Localização da jazida	65
4.2.3	Geometria da Barragem.....	66

4.2.4	Materiais da Barragem.....	67
4.3	Ensaios de Cisalhamento Direto	69
4.3.1	Curvas Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante	71
4.3.2	Gráficos Tensão Normal x Tensão Cisalhante.....	74
4.3.3	Parâmetros de Resistência (c' , ϕ' e ϕ_b).....	77
4.3.4	Curva Característica	80
4.4	Considerações Finais.....	87
5	APLICAÇÃO A BARRAGEM DE TERRA.....	89
5.1	Introdução	89
5.2	Análises de Estabilidade no Final de Construção Considerando Efeito da Sucção	90
5.2.1	Métodos de Equilíbrio Limite	90
5.2.2	Método de Elementos Finitos (MEF).....	95
5.2.2.1	Análise Tensão x Deformação	96
5.2.2.2	Análise por Redução de Parâmetros.....	98
5.3	Análises de Estabilidade no Final de Construção Sem Considerar o Efeito da Sucção.....	101
5.3.1	Métodos de Equilíbrio Limite.....	101
5.3.2	Método de Elementos Finitos (MEF).....	103
5.4	Análises de Estabilidade e de Fluxo com Barragem em Operação ..	104
5.4.1	Análises de Estabilidade pelos Métodos de Equilíbrio Limite .	104
5.4.2	Análise de Estabilidade pelo Método de Elementos Finitos....	108
5.4.3	Análises de Fluxo.....	110
5.5	Considerações Finais.....	112
6	CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS	115
6.1	Ensaios em Laboratório	115
6.2	Análises Numéricas – GEOSTUDIO 2007 e PHASE 7.0	116
6.3	Propostas para Pesquisas Futuras	117
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119

1 INTRODUÇÃO

1.1 Relevância da Pesquisa

A construção de uma barragem de terra envolve as principais áreas da geotecnia como a análise de percolação d'água no maciço, análise de tensões e deformações e resistência ao cisalhamento do solo o que torna a construção de uma barragem um assunto de grande interesse na geotecnia. Por conta disso, tem-se buscado compreender o comportamento mecânico do maciço de solo de uma barragem, já que uma construção sem estudos de estabilidade dos taludes, por exemplo, poderá levar uma barragem a apresentar problemas na sua integridade.

A ruptura de barragem de terra é importante para a engenharia civil, sobretudo para a Mecânica dos Solos. A importância deste estudo não fica restrita aos geotécnicos, visto que a ruptura de uma grande barragem gera um efeito muito danoso para a sociedade como um todo, causando perdas materiais e, por vezes, até perda de vida humana.

Devido este cenário, as grandes barragens construídas nos últimos anos são projetadas e executadas com maior rigor para evitar desastres, contudo os pequenos barramentos construídos em localidades remotas, na maioria das vezes, não tem qualquer tipo de controle durante a construção ou mesmo na fase de operação. A construção sem controle pode proporcionar um maciço passível de ocorrer ruptura, principalmente estes pequenos barramentos que são construídos, principalmente, para armazenagem de água para consumo humano e animal durante o período de estiagem.

Estes pequenos barramentos, objetivo deste estudo, construídos na região Nordeste, contam com pouco ou nenhum conhecimento técnico na construção que é feita com uma baixa energia de compactação e não há estudo para verificar a estabilidade dos taludes. Estabilidade que deve ser feita considerando o solo não saturado, já que o maciço não se encontrará na condição de saturação, em vários trechos da barragem. Este fato de não saturação do solo resulta numa maior dificuldade na análise, pois a mecânica dos solos tradicional se desenvolveu para os solos saturados.

Toda formulação conceitual e matemática da Mecânica dos Solos Convencional é voltada para os solos saturados, pois estes são abundantes, principalmente, nos países desenvolvidos e de clima temperado. Alonso, Gens e Hight (1987), entre outros pesquisadores, relataram que grande parte dos solos encontrados nas regiões de clima árido e semiárido está no estado não saturado e a condição de saturação dificilmente poderá ser atingida. Estes solos têm recebido mais atenção dos pesquisadores e hoje existe uma ciência derivada da Mecânica dos Solos Convencional que é a Mecânica dos Solos Não Saturados, e esta vem sendo amplamente pesquisada nos últimos 50 anos.

Nos solos não saturados são consideradas variáveis de tensões como a sucção, que muda consideravelmente o comportamento do solo em termos de compressibilidade, percolação e resistência. Nestes solos não se pode aplicar o conceito do Princípio das Tensões Efetivas, de grande importância na tradicional mecânica dos solos, de Karl Terzaghi, (1936).

Os primeiros pesquisadores que iniciaram os estudos da Mecânica dos Solos Não Saturados procuraram desenvolver expressões para um princípio de tensões efetivas, estes datam do final da década de 50 e início da década de 60, entre os pesquisadores tem-se Bishop (1959), Aitchinson (1961); Jennings e Burland (1962) e outros. Porém, estes estudos não se mostraram suficientes, pois apresentavam limitações quanto ao comportamento volumétrico do solo, já que certos solos não saturados quando inundados, sofrem espontânea compressão ou colapso, apesar da tensão efetiva decrescer com o decréscimo da sucção. Surgiram então, no final da década de 80 os modelos elasto-plásticos fundamentados na teoria de estados críticos e se mostraram mais vantajosos por apresentarem bons resultados em previsões com trajetórias de tensões diversificados e por preverem as deformações produzidas pela variação da sucção.

Atualmente é utilizado o método de elementos finitos para realização de diversas análises, como o comportamento tensão-deformação de solos não saturados, estabilidade de taludes, entre outros. Neste trabalho foi realizada a análise de estabilidade através do método por redução de parâmetros, que é utilizado para determinar a superfície crítica de deslizamento do talude e seu respectivo fator de segurança.

Nesta dissertação o solo foi ensaiado com baixa energia de compactação para simular a situação de construção no maciço de terra da barragem experimental construída na fazenda da Universidade Federal do Ceará no município de Quixadá, Ceará.

A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto com diferentes umidades e com estimativa de sucção será verificada a influência da sucção na estabilidade dos pequenos barramentos.

1.2 Objetivos e Organização do Texto

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de uma barragem experimental, utilizando parâmetros de resistência obtidos em laboratório através de ensaios de cisalhamento direto com estimativas de sucção e verificar a influência que a sucção exerce na estabilidade no final de construção e com barragem em operação.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Determinar a curva característica do solo em estudo através da técnica do papel filtro a fim de definir a relação sucção-umidade utilizada na definição da distribuição de sucção no maciço, bem como sua condutividade hidráulica;
- Identificar a influência da sucção na estabilidade de pequenos barramentos mal-compactados; e,
- Analisar a estabilidade da barragem através do Método de Elementos Finitos (MEF) e do Método de Equilíbrio Limite.

1.2.3 Organização do Texto

A presente dissertação foi dividida em 6 capítulos. Nos Capítulos 2 e 3, é apresentada a revisão bibliográfica da resistência ao cisalhamento e da estabilidade

de taludes em solos não saturados. No Capítulo 4, inicialmente é descrita as características da barragem, em seguida são descritos os ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório e finalmente, a determinação da curva característica através da técnica do papel filtro. No Capítulo 5, os resultados dos ensaios são utilizados para analisar a estabilidade da barragem no final de construção e durante sua operação. E por fim, no Capítulo 6, têm-se as conclusões obtidas no desenvolvimento da pesquisa e as recomendações para os trabalhos futuros.

2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Neste capítulo é realizada uma revisão bibliográfica dos principais assuntos referentes à resistência ao cisalhamento dos solos não saturados. Na primeira parte do capítulo são abordados aspectos importantes referentes aos solos não saturados, é dada a definição para estes solos, como eles são originados, o histórico dos estudos nesses solos, e os principais conceitos. Na segunda parte do capítulo, é mostrado o comportamento dos solos não saturados com relação à resistência ao cisalhamento.

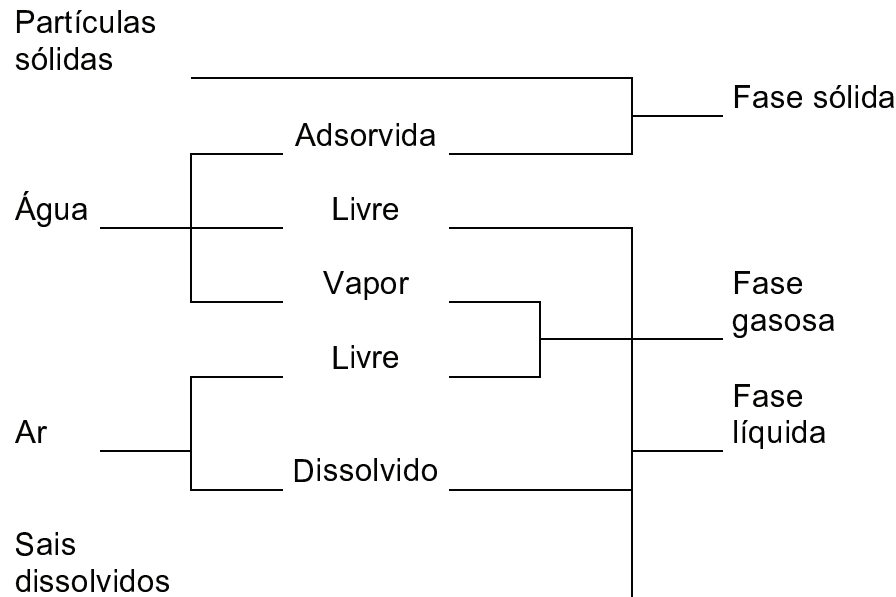
Os solos não saturados de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) cobrem cerca de um terço da superfície do planeta e são encontrados, principalmente, em regiões de clima árido ou semiárido. Como estes solos são abundantes na natureza, tornou-se necessária a modelagem mais realística do comportamento dos solos não saturados, pois diferente dos solos saturados naqueles não se pode aplicar o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, o que torna a modelagem mais complexa, porém existem várias propostas de modelos que simulam a maioria dos aspectos destes solos, desde expressões analíticas simples até os modelos elasto-plásticos complexos e abrangentes.

2.1 Solos Não Saturados

2.1.1 Definição dos Solos Não Saturados

Nos solos não saturados os vazios estão preenchidos com ar e um ou mais fluidos. Estes solos são constituídos por partículas de solo, água e ar o que forma um sistema trifásico. Este sistema é formado pelas seguintes fases: a fase sólida constituída por partículas minerais, a fase líquida constituída, principalmente, pela água e, fase gasosa composta pelo ar. Yoshimi e Osterberg (1963) resumem os principais componentes de cada uma dessas fases na Figura 1.

Figura 1 - Elementos de um solo não saturado como um sistema trisáfico



Fonte: Adaptado de Yoshimi e Osterberg (1963)

Josa (1988) considera, de forma simplificada, as seguintes forças atuando em um dado estado de tensões de um solo não saturado, do ponto de vista microestrutural:

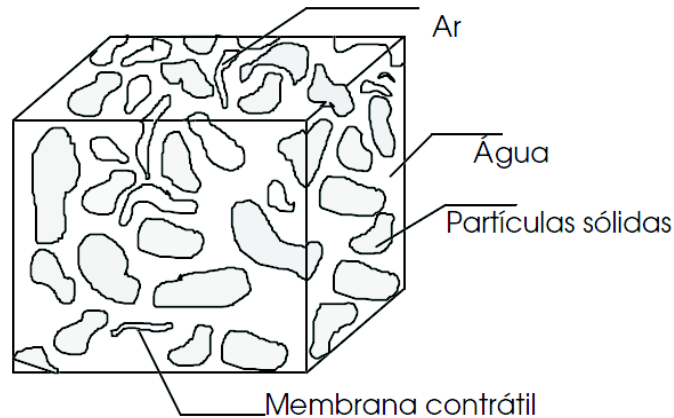
- Fase sólida: transmissão de forças através das partículas, forças normais e tangenciais nos contatos entre elas e forças de atração e repulsão elétricas.
- Fases líquida e gasosa: pressão de água e de ar, em cada ponto.
- Interações entre as fases: fenômenos de superfície.

Fredlund e Morgenstern (1977), consideram que o solo não saturado pode ser tratado como um sistema de quatro fases, além das três fases mostradas na Figura 1 os autores consideraram mais uma fase, a chamada película contrátil que segundo eles apresentam relevância na resistência a tração, tal película é produzida na interfase entre a fase líquida e a fase gasosa.

Em termos de relação massa-volume, a membrana contrátil pode ser considerada como parte da fase líquida sem acrescentar erros significativos (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Neste caso, o solo não saturado é considerado

como um sistema trifásico. Neste trabalho é seguido o critério tradicional dos solos não saturados com o sistema trifásico desconsiderando a película contrátil. A Figura 2 exemplifica o modelo de Fredlund e Morgenstern (1977) para um solo não saturado.

Figura 2 – Modelo de solo não saturado considerando a membrana contrátil



Fonte: Fredlund e Morgenstern (1977)

2.1.2 Origem dos Solos Não Saturados

Os solos não saturados podem ser encontrados na forma natural, solos de origem sedimentar (eólicos, aluvionares e coluvionares) e de origem residual (lateríticos e saprolíticos) ou na forma compactada.

A espessura da camada de solo não saturado varia conforme seu processo de formação. Caso o solo seja de origem sedimentar este poderá se depositar em zonas aquosas ou secas, se ele se depositar numa zona aquosa abaixo do nível do terreno, e posteriormente ocorrer um rebaixamento do lençol freático e ressecamento do solo, é provável que se encontre o solo depositado no estado não saturado. Tais solos são encontrados com maior facilidade em regiões de clima árido. Os solos sedimentares depositados em zonas secas, também podem estar submetidos a variações de umidade e, por consequência, originar um solo não saturado, que pode ter até centenas de metros de espessura como é o caso dos *loess* encontrado em regiões dos EUA, China, Índia, etc (ABELEV, 1975). Já os solos residuais a espessura é função do grau de intemperismo da rocha matriz, e no

Brasil estes solos podem ter espessuras da ordem de 10 a 25 m (LAMBE E WHITMAN, 1995).

Os solos artificiais ou não saturados na forma compactada são os solos que o homem produz como os solos compactados nos aterros, barragens, etc. Tais solos são compactados na condição não saturada buscando um melhor comportamento do solo no quesito resistência.

2.1.3 Histórico dos Estudos dos Solos Não Saturados

Os primeiros estudos dos solos não saturados tiveram origem na área da ciência dos solos que se desenvolveu muito no estudo da água nos solos, pela grande importância que ela tem no desenvolvimento das plantas. Os primeiros conceitos e técnicas de ensaio para solos não saturados datam do início do século XX dentre os principais pesquisadores, destacam-se: Buckingham em 1907 com a definição do conceito de potencial de água e Richards em 1928 com o desenvolvimento da equação de fluxo em solos não saturados e em 1941 com o uso da técnica do papel filtro (DELAGE, 2002).

As primeiras expressões que surgiram para compreender o comportamento dos solos não saturados foram derivadas do princípio das tensões efetivas de Terzaghi. O primeiro a contribuir foi Bishop (1959) que fez uma generalização do princípio das tensões efetivas para os solos parcialmente saturados. Esta generalização não é bem aceita, pois alguns aspectos específicos não são levados em consideração no comportamento dos solos não saturados, como o fenômeno do colapso. A expressão apresentava dificuldades para descrever a variação de volume com a umidade dos solos não saturados.

A partir da década de 80 surgiram os modelos fundamentados na teoria de estados críticos, com modelo elasto-plástico. A vantagem desses modelos é apresentar bons resultados em previsões com diferentes trajetórias de tensões, eles permitem prever as deformações produzidas pela variação da sucção. Paralelamente, alguns pesquisadores, voltados mais para a prática, seguiram a linha de estudo dos solos não saturados sem medir a influência direta da sucção, tais pesquisadores utilizaram os ensaios mais usuais como, caracterização completa, limites de Atterberg, edométricos convencionas, SPT, CPT e outros.

Com o desenvolvimento dos computadores surgiram os pesquisadores que passaram a utilizar os programas de elementos finitos como ferramenta para auxiliar na aplicabilidade dos modelos. A partir dos elementos finitos muitos autores apresentaram outros modelos elasto-plásticos e também elásticos. Miranda (1988) desenvolveu o programa UNSTRACT que é capaz de analisar o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados. Silva Filho (1998) deu continuidade ao desenvolvimento do programa UNSTRACT e na nova versão ampliou a capacidade do programa para trabalhar com solos não saturados nos seguintes aspectos: implementação da variação de rigidez para a modelagem dos solos colapsíveis, utilização de módulos de elasticidade variáveis de acordo com o nível de tensões, possibilidade de realizar análises em solos expansíveis que podem apresentar colapso e utilização de incrementos para a aplicação de cargas ou até mesmo a variação de umidade. Lôbo Neto (2013) aplicou a versão modificada do UNSTRACT na barragem experimental também utilizada nesta pesquisa.

2.1.4 Estrutura dos Solos Não Saturados

A estrutura de um solo é a sua característica física expressa pela forma, dimensão e arranjo das suas partículas sólidas e dos vazios que a elas se associam. Nikiforoff (1941) definiu a estrutura como o arranjo das partículas primárias do solo em agregados, nos quais as forças que ligam as partículas entre si são mais intensas que entre os agregados adjacentes. O SOIL SURVEY MANUAL (1951) define a estrutura do solo como sendo a agregação das partículas primárias do solo em unidades compostas, ou agrupamentos de partículas primárias, separadas dos agregados adjacentes por superfícies de fraca resistência.

A estrutura do solo pode ser classificada tanto de acordo com a macroestrutura do solo como com a microestrutura. A macroestrutura é classificada em função da forma (define o tipo de macroestrutura), tamanho (define a classe da macroestrutura) e grau de desenvolvimento de suas unidades. Collins e McGown (1975) definiram a microestrutura como arranjo estrutural das partículas constituintes, composição e forças interpartículas.

A macroestrutura do solo é como é visto o solo no campo, ou seja, sem uso de lentes. A macroestrutura, do ponto de vista morfológico possibilita uma avaliação qualitativa.

A microestrutura do solo analisada com o auxílio de lentes permite uma melhor compreensão do comportamento mecânico além de controlar as condições da água dentro do mesmo, particularmente, seu potencial ou sucção. Como nos solos não saturados é importante verificar o estado tensional que estes se encontram, o estudo da microestrutura torna-se de grande valia.

A composição mineralógica afeta a componente correspondente a adsorção na sucção matricial, enquanto a geometria interna é responsável pelos valores atingidos pela parcela da sucção matricial correspondente à sucção capilar (ALONSO et al. ,1987).

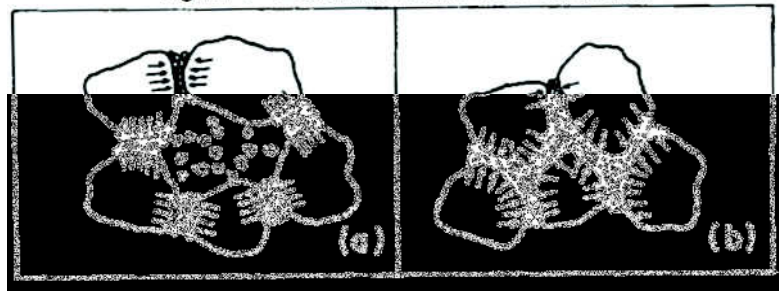
Através de microscopia eletrônica de varredura verificou-se que nos solos colapsíveis predominam arranjos de partículas granulares cobertas por partículas de argilas ou agentes cimentantes. Já nos solos expansíveis predominam arranjos elementares de partículas com lâminas praticamente paralelas.

Os solos colapsíveis dependem bastante da microestrutura do solo, nestes à medida que a tensão externa cresce os vínculos são quebrados e ocorrem deslocamentos nos contatos entre as partículas e deformam-se os agregados, e os poros vazios entre os agregados e entre os grãos são ocupados por grãos de areia.

Os solos expansíveis dependem menos da microestrutura do solo desde que isto ocorra dentro dos arranjos básicos das partículas. O que influencia de forma mais direta é a tensão de expansão desenvolvida entre plaquetas (lâminas) de argila.

Esquemáticamente mostra-se a microestrutura de um solo silte argiloso colapsível de acordo com Casagrande (1932).

Figura 3 - Estrutura de um solo colapsível



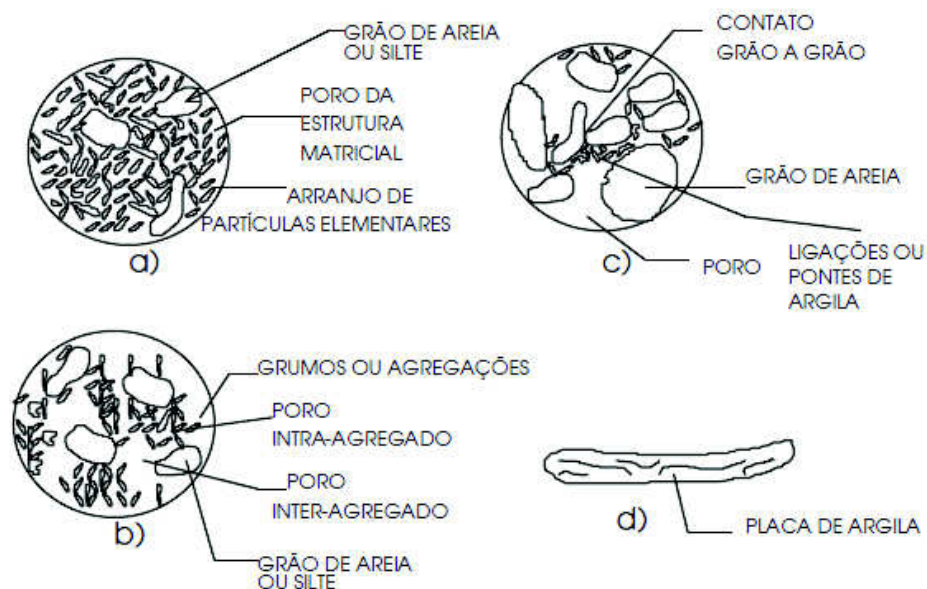
Fonte: Jennings e Knight (1957)

Observa-se da figura 3 que a estrutura do solo antes da inundação (a) apresenta-se com muitos espaços vazios, após a inundação (b) os vínculos entre os grãos são quebrados e as partículas se rearranjam ocupando os vazios, o que causa uma redução brusca do volume do solo, chamado colapso.

Collins e McGown (1975), realizaram um estudo através de microscopia eletrônica de varredura e propuseram uma classificação para as formas das estruturas dos solos colapsíveis e expansíveis. Neste estudo eles verificaram que a estrutura destes solos é muito mais complexa do que supunha Casagrande (1932).

A classificação microestrutural do solo proposta por Collins e McGown (1975), é vista na Figura 4:

Figura 4 - Classificação microestrutural do solo



Fonte: Adaptado de Collins e McGown 1975.

A estrutura da Figura 4 (a) de acordo com Collins e McGown (1975) e Collins (1984) são típicas dos solos expansivos ou argilosos compactados na umidade acima da ótima. Neste item (a) está representado um arranjo de partículas elementares, conjunto de partículas, e poro espaços. Arranjos elementares de argila, em uma configuração mais ou menos paralela. A estrutura da Figura 4 (b) as partículas elementares formam grumos ou agregações, já em (c) existem estruturas que unem os grãos de areia e silte estrutura esta chamada de pontes de argila.

2.1.5 Conceitos Básicos

Neste item serão definidos os principais conceitos dos solos não saturados. É dada a definição de sucção, sucção total, sucção osmótica, sucção matricial e por fim o conceito de curva característica.

A. Sucção

A sucção é uma propriedade macroscópica do solo, sendo normalmente definida como uma pressão de gás negativa (energia / volume = força por área). Conforme conceito definido na *Review Painel of Research* em 1965, a sucção é a soma de várias componentes, conforme visto na equação (1):

$$\psi_t = \psi_o + \psi_s + \psi_m + \psi_p \quad (1)$$

Onde:

ψ_t = potencial total;

ψ_o = potencial osmótico;

ψ_s = potencial gravitacional;

ψ_m = potencial matricial;

ψ_p = potencial de pressão (potencial pneumático mais potencial de consolidação).

A nomenclatura potencial refere-se à energia enquanto que sucção refere-se à pressão negativa. O potencial total é definido como o trabalho útil que deverá ser realizado, por unidade de volume de água pura, para transportar em condição reversível e isotérmica, um volume infinitesimal de água de um reservatório de água pura sob pressão atmosférica e elevação especificada, até a água no solo no ponto considerado. Portanto, o potencial da água no solo é a resultante da diferença da energia da água que o solo possui e a da água livre e pura.

O potencial gravitacional (ψ_s) é definido como o trabalho que se deve realizar por unidade de massa de água para se levar reversível e isotermicamente, uma quantidade infinitesimal de água, de mesma composição química que o ponto de referência, a um ponto determinado da água no solo, de cota determinada, à pressão atmosférica. Este potencial é função da massa específica, da aceleração da

gravidade e da altura da água do solo em relação a um nível de referência. A expressão que representa esta definição é a seguinte:

$$\psi_s = C. g. h \quad (2)$$

Onde:

Ψ_s = potencial gravitacional;

ρ = Massa específica

g = aceleração da gravidade;

h = altura da água do solo em relação a um nível de referência.

O potencial de pressão só existe quando a pressão do ar no solo é diferente da atmosférica, caso contrário pode-se desprezar este potencial.

O potencial pneumático é igual ao trabalho resultante da diferença entre a pressão absoluta e a pressão atmosférica eventualmente existente no ar contido nos vazios do solo. O potencial pneumático origina-se de pressões externas de gás diferentes da pressão atmosférica e tem especial importância quando se consideram os ensaios de placa de pressão ou a técnica de translação de eixos. Este potencial é expresso da seguinte forma:

$$\psi_p = \frac{g}{\gamma_w} \cdot \Delta p \quad (3)$$

Onde:

Ψ_p = potencial pneumático;

g = aceleração da gravidade;

Δp = diferença entre a pressão aplicada ao ar do solo

γ_w = peso específico da água

O potencial de consolidação é igual ao trabalho correspondente à pressão existente na água em um determinado ponto de referência no solo. Este é frequentemente originado quando do carregamento (ou descarregamento) do solo em condições rápidas, seja por atividades humanas ou por fenômenos naturais.

Quando não há nenhum processo de adensamento e o ar existente nos poros do solo está ligado à atmosfera, as parcelas correspondentes à consolidação e o potencial pneumático podem ser desprezadas. Aitchinson (1965) diz que,

normalmente, o potencial gravitacional, o potencial pneumático e o potencial de adensamento são desprezíveis ou não se aplicam à maioria dos casos.

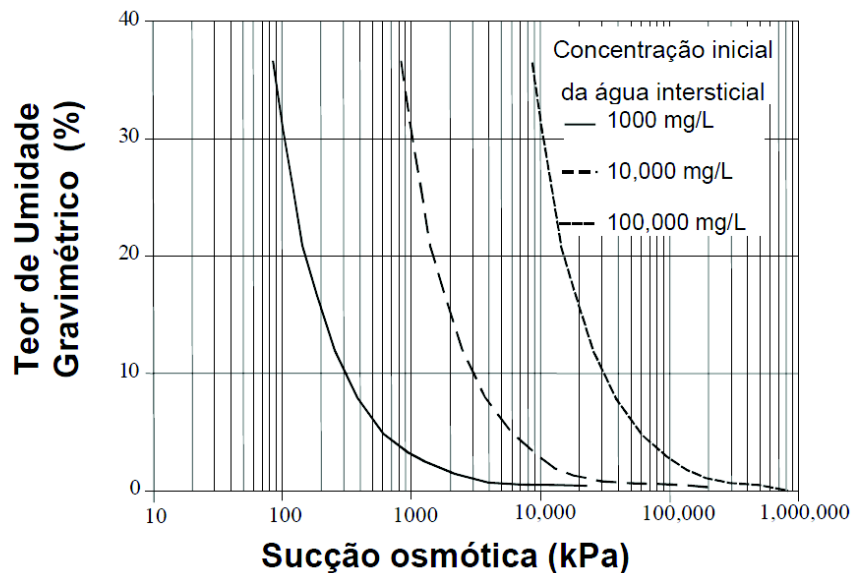
Como os potenciais total, matricial e osmótico são negativos estes são denominados como sucções ou pressão intersticial negativa e são expressos em cargas positivas. Estes são estudados no item seguinte.

B. Sucção total, sucção osmótica e sucção matricial

A sucção total, quantificada em função do teor de umidade relativa, é a soma da sucção osmótica com a sucção matricial. A sucção matricial é, normalmente, associada aos fenômenos de capilaridade e de adsorção, os quais são considerados em conjunto por dificuldade de separar seus efeitos, podendo ser definida como a diferença entre a pressão de ar (u_a) e a pressão de água (u_w), ou seja, $u_a - u_w$. Já a sucção osmótica é associada à presença de íons e outros solutos na água intersticial (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). A Sociedade Internacional de Ciência do Solo define a sucção osmótica como a pressão negativa à qual um reservatório de água pura deve estar submetido para que esteja em equilíbrio, através de uma membrana semipermeável, com um reservatório contendo uma solução idêntica em composição à da água do solo.

Com a diminuição do teor de umidade no solo, a concentração de sais aumenta, resultando em um aumento da sucção osmótica. Fredlund e Vanapalli (2002) fizeram uma experiência para mostrar que o decréscimo da umidade resulta sempre em um aumento considerável da sucção osmótica. Para isto ele utilizou diferentes concentrações de sais na água dos poros de um solo, obtendo, para todos os mesmo resultados, onde a concentração de sais inicial pode alterar, mas o decréscimo de umidade irá resultar no aumento da sucção, conforme visto na Figura 5.

Figura 5 – Valores de sucção osmótica vs teor de umidade para diferentes concentrações iniciais de sais



Fonte: Fredlund (2002)

A movimentação da água através dos poros do solo é pouco influenciada pela osmose enquanto que as forças de adsorção e capilaridade, responsáveis pelo potencial matricial, retêm a água no solo e impõe-se à movimentação da água no solo.

Segundo Fredlund et al (1978), a sucção matricial é uma das componentes do potencial hidráulico nos solos não saturados e uma das variáveis de tensão necessárias para definir o estado de tensões nos solos não saturados. Desta forma, a determinação de sucção é essencial para solucionar problemas relativos ao comportamento hidráulico ou mecânico dos solos não saturados.

Fredlund (1979); Alonso et al (1987) através de experimentos sugerem que o comportamento dos solos não saturados é influenciado preponderantemente pela sucção matricial para baixos níveis de sucção. Alguns autores, entretanto, concluíram que a sucção osmótica tem grande importância no comportamento deformacional de solos finos e argilas ativas (Mitchell et al, 1973; Richards et al, 1986), com o aumento da sucção osmótica, sob determinadas circunstâncias, há redução da resistência (Yong e Warkentin, 1965). Estudos mais recentes (BLIGHT,

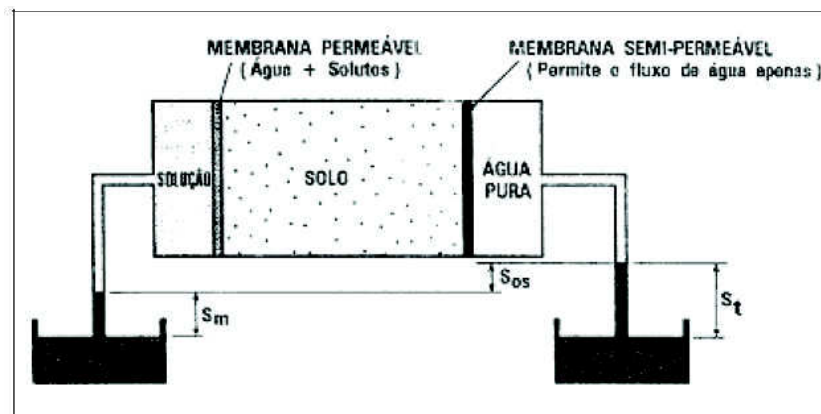
1983; RICHARDS et al, 1986; ALONSO ET AL, 1987) praticamente não encontraram influencia da sucção osmótica na variação de volume para um mesmo soluto, entretanto, o tipo de soluto parece influir na variação de volume. Alonso et al, 1987, diz que não existe uma evidência consistente do efeito da sucção osmótica sobre a deformação e resistência do solo.

A sucção total é diretamente relacionada com a quantidade de sal presente no solo, indicando que a componente de sucção osmótica domina a medida de sucção total. A quantidade de sais presente no solo não influencia a magnitude da sucção matricial, pois os sais inorgânicos têm influência desprezível na magnitude da tensão superficial.

A sucção total é a pressão negativa manométrica, relativa a uma pressão externa de um gás na água do solo, à qual um reservatório de água pura deve ser submetido, de forma a estar em equilíbrio, através de uma membrana semipermeável, com a água do solo.

A Figura 6 ilustra os conceitos de sucção total, sucção matricial e sucção osmótica.

Figura 6 - Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.



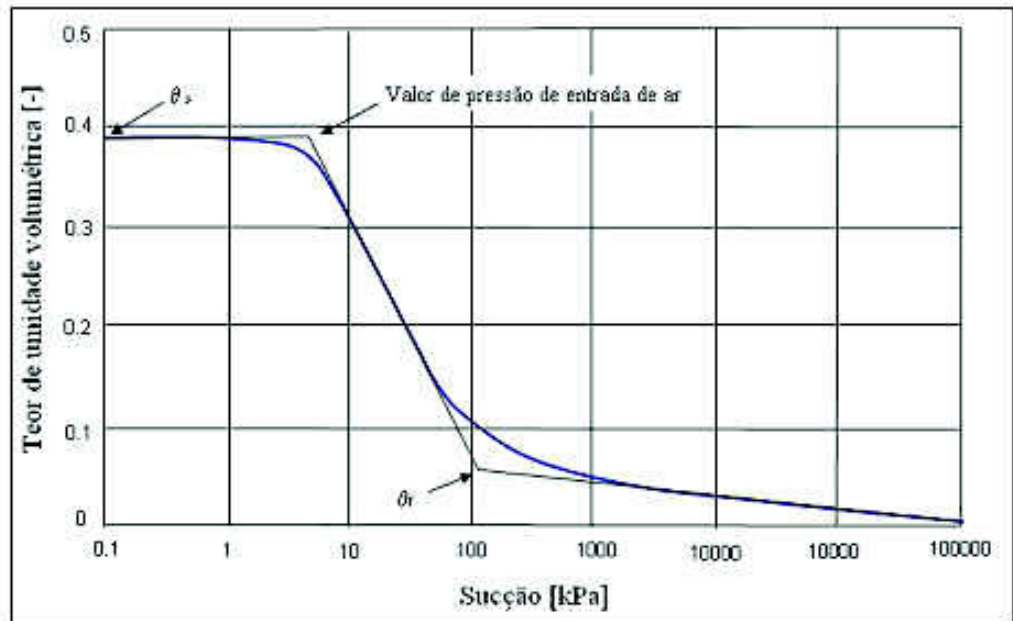
Fonte: Tese de Soto (2004)

C. Curva característica

Curva característica, ou curva de retenção de água no solo, é a relação existente entre o teor de umidade, ou grau de saturação, e a sucção nos solos. Esta curva fornece características importantes para o entendimento do comportamento dos solos não saturados. À medida que decresce o grau de saturação do solo, a

distribuição do sistema trifásico - solo, água e ar - é modificada em conjunto com o estado de tensões no solo. A relação da sucção é inversamente proporcional ao teor de umidade, ou seja, quando o teor de umidade se aproxima da saturação, o valor da sucção tende a zero. Na Figura 7 é apresentada uma curva característica de um solo.

Figura 7 - Curva característica de um solo



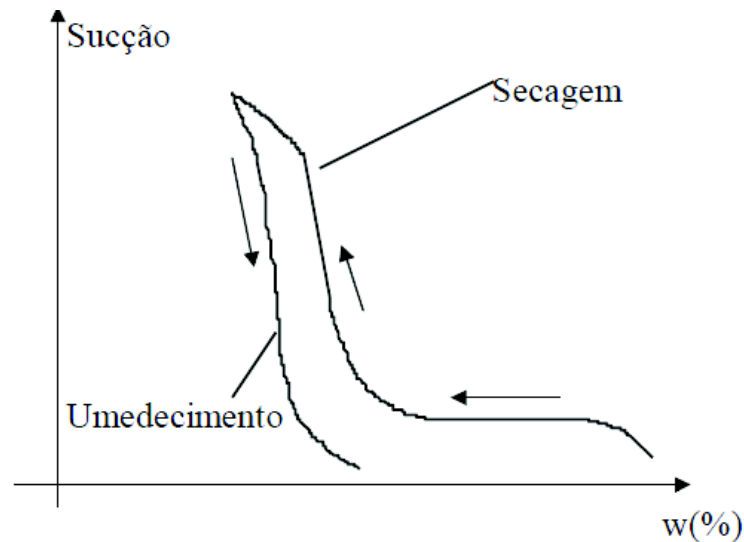
Fonte: Adaptado de Fredlund e Xing 1994

Na Figura 7 destacam-se as umidades volumétricas θ_s e θ_r , o primeiro representa o teor de umidade para condição saturada, que teoricamente representa a porosidade do solo, o segundo representa o teor de umidade volumétrica residual. θ_r é o valor do teor de umidade volumétrica além do qual um aumento adicional na carga de pressão resultará somente em mudanças pequenas no teor de umidade volumétrica; o valor de pressão de entrada de ar é o valor da carga de pressão no qual ocorre a entrada de ar nos poros do solo em um processo de secagem (MORALES, 2008).

Geralmente a curva de retenção de umidade apresenta uma histerese, ou seja, os pares ordenados do ramo de secagem da curva são diferentes dos pares ordenados do ramo de umedecimento, conforme ilustrado na Figura 8. Alguns pesquisadores (HILLEL, 1971; PRESA, 1982; dentre outros) observaram que para um mesmo teor de umidade o solo apresenta diferentes valores de sucção, ou seja,

a quantidade de água retida no processo de secagem é maior do que a obtida no processo de umedecimento.

Figura 8 – Histerese na curva característica de sucção.



Fonte: Dissertação de Machado (1995)

A curva de retenção não é única para um mesmo corpo de prova, ela pode variar caso tenha sido obtida por processo de secagem ou umedecimento. Os principais fatores que influenciam neste processo é a variação da estrutura do corpo de prova durante a secagem e a formação de ar ocluso durante o umedecimento. Durante a secagem a sucção é mantida na entrada do poro menor, estando o interior do poro maior preenchido com água. A mesma sucção mantida no processo de umedecimento está associada ao poro menor, ficando o interior preenchido com ar. Portanto, a capacidade de retenção de água esta associada à entrada do poro e não ao seu interior (Dineen e Ridley, 1999 apud Rios, 2006). Neste trabalho a curva característica, para determinação do parâmetro ϕ_b , foi obtida através do processo de umedecimento.

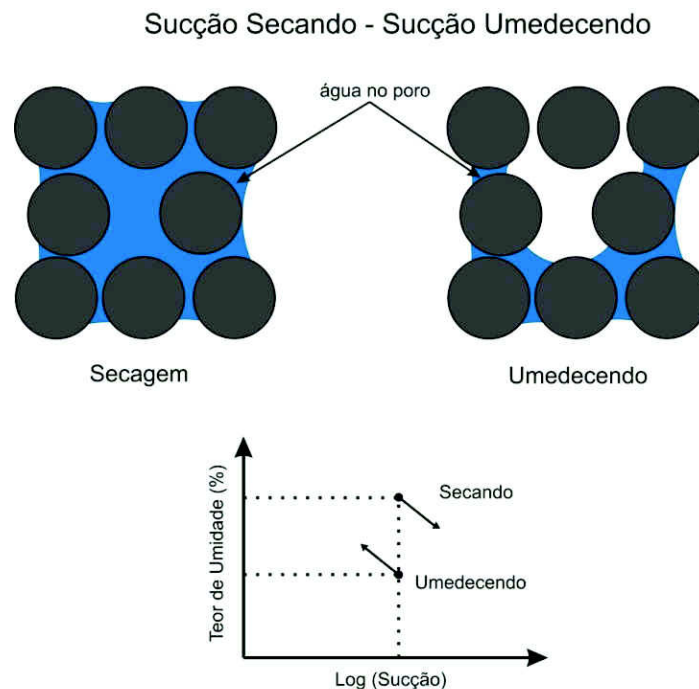
A Figura 9 exemplifica o processo de secagem e umedecimento na estrutura do solo.

O efeito da histerese pode ainda ser explicado por outros fatores, conforme cita Presa (1982).

- Geometria não uniforme dos poros individuais interconectados por pequenos canais;

- Influência do ângulo de contato solo-água, que devido à rugosidade da superfície do grão, varia segundo o avanço ou recuo do menisco;
- Ocorrência de ar aprisionado nos poros, reduzindo o teor de umidade no processo de umedecimento;
- História de secagem e umedecimento do material;
- Liberação gradual do ar dissolvido na água.

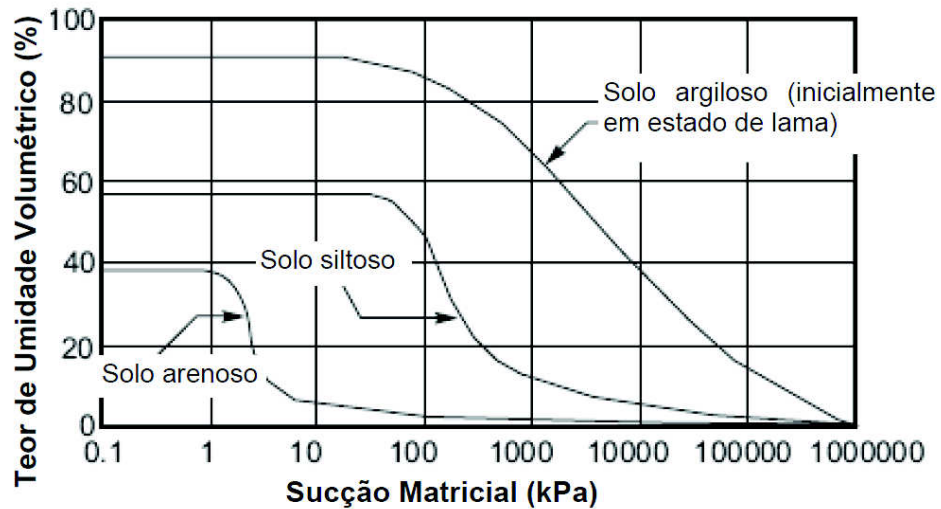
Figura 9 - Variação dos teores de umidade para um mesmo valor de sucção em função dos ciclos de secagem e umedecimento



Fonte: Rios 2006.

O aspecto da curva característica pode se apresentar de diferentes formas, conforme mostrado na Figura 10:

Figura 10 – Formas da curva característica



Fonte: Fredlund & Xing, 1994

Através da Figura 10, observa-se que para uma mesma umidade os solos argilosos têm o desenvolvimento da sucção matricial maior do que para os solos arenosos. Os solos argilosos possuem uma relação gradual entre o teor de umidade e a sucção, isto ocorre devido à uniformidade dos poros. Já os solos arenosos apresentam variação mais brusca entre o teor de umidade e a sucção, devido à presença de poros maiores e mais conectados.

Existem outros fatores que podem alterar a forma da curva característica, como a história de tensões do solo (Fredlund e Xing, 1994), a superfície específica, a composição mineralógica, a estrutura do solo e a granulometria também podem modificar a forma da curva (Futai, 1997).

2.1.6 Técnicas para medidas de sucção

Os ensaios para medir a sucção têm sido cada vez mais frequentes na Geotecnia e estes podem ser realizados tanto em laboratório como em campo. Porém, há muitas dificuldades experimentais que exigem a utilização de diversas técnicas de ensaio para determinar a sucção numa faixa de valores suficientemente ampla para acomodar diferentes solicitações pelas quais pode passar um solo na prática de engenharia (Soto, 2004).

A sucção pode ser determinada de forma direta ou de forma indireta, os métodos diretos medem a energia da água dos poros, os métodos indiretos relacionam a sucção com propriedades como temperatura, resistividade, umidade relativa e outras. Dentre as técnicas que podem ser utilizadas para medir a sucção, cita-se: translação de eixos, osmótica, papel filtro, tensiômetro de alta capacidade, controle de sucção por imposição da umidade relativa, e outros.

A técnica da translação de eixos é utilizada, principalmente, para o controle da sucção matricial (HILF, 1956) e utilizada, geralmente, nos equipamentos de placa ou membrana de pressão. Segundo Bocking e Fredlund e (1980) uma das limitações desta técnica esta associada a solos contendo uma quantia de ar ocluso quando tende a fornecer valores superestimados de sucção. Normalmente o método da translação de eixos é limitado a valores de sucção da ordem de 10.000 kPa.

A técnica osmótica assim como a técnica da translação de eixos é utilizada para o controle da sucção matricial, porém a técnica osmótica não tem a limitação dos solos com ar ocluso. Outra vantagem desta técnica comparada à técnica da translação de eixos é que durante o ensaio o solo permanece quase em condições naturais, isto tem grande importância durante o processo de dessaturação (Dineen e Burland 1995).

A técnica do papel filtro, que se destaca por ser uma das mais simples, permite medir uma ampla faixa da sucção matricial e total, porém é necessário cuidado especial nos procedimentos. Caso seja necessário medir a sucção matricial é fundamental garantir um perfeito contato entre o papel e o solo, porém alguns autores divergem em torno de como se garantir um contato eficiente entre o solo e o papel filtro na obtenção da sucção mátrica. Estudos como de Greacen et al. (1987) e Marinho (1994) atestam que este contato pouco influencia nos resultados obtidos, desde que o período de equilíbrio seja atendido.

O uso do papel filtro é otimizado utilizando-se balanças de precisão, contidas em um ambiente hermeticamente fechado, dentro do qual se encontra também o corpo de prova.

A técnica do papel filtro pode ser utilizada para determinar a sucção matricial através do fluxo capilar, com um contato direto através das partículas do solo e do papel filtro. Esta técnica também permite determinar a sucção total, neste caso a medição é feita através do fluxo de vapor sem contato direto com o solo. O

uso desta técnica permite medidas de sucção numa faixa de 0,1 a 150.000 kPa. Indiretamente a técnica também permite a determinação da sucção osmótica através da diferença das medidas de sucção total e matricial. A sucção do solo é determinada a partir do valor da umidade final do papel filtro e de sua curva característica de sucção (ROHM 1992).

Neste trabalho o papel filtro foi utilizado para determinação da curva característica, onde a medida da sucção é feita com a utilização de dois papéis filtro, sendo um em contato direto com a amostra e outro sobre o primeiro. A sucção é medida a partir da umidade do segundo papel filtro, o papel em contato com a amostra tem a função de proteger o segundo papel da aderência de grãos de solo que poderia alterar os resultados dos ensaios.

Inicialmente, as amostras são compactadas em camadas dentro de anéis cilíndricos e em seguida, postas para saturar em vapor d'água por um período pré-estabelecido, de forma a ter vários corpos de prova com diferentes umidades. Ao final de cada saturação, as amostras são pesadas em balança de alta precisão. Após saturação e pesagem, os papéis filtro são colocados em contato com as amostras e, em seguida, envolvidos com papel filme e papel alumínio, para evitar a perda de umidade, e então são armazenadas em uma caixa térmica até a equalização da sucção entre o papel filtro e a amostra.

Os tensiômetros são utilizados para medir diretamente a sucção matricial no campo e possuem um tempo resposta razoável, porém os valores de sucção medidos são limitados a no máximo 80 kPa em decorrência do fenômeno da cavitação. Já os tensiômetros de alta capacidade permitem medir a sucção matricial em laboratório e em campo, eles são similares aos tensiômetros convencionais, e baseiam-se na transmissão da pressão da água numa ponta porosa em equilíbrio com o solo até o sistema de medição de pressão, e sucções até 1.500 kPa podem ser medidas por conta da alta resistência à tração da água que é da ordem de 500.000 kPa (Tabor, 1979). A faixa de medição ainda pode ser ampliada adaptando ao equipamento uma membrana de celulose (Ridley e Burland, 1993). Uma revisão dos tensiômetros é apresentada em Klute (1986).

A técnica do controle de sucção por imposição da umidade relativa, ou psicrômetros, consiste em determinar a sucção total através da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água do solo. A técnica é utilizada adaptando-se

um edômetro. Esta técnica é ideal para medidas de altos valores de sucção, pois para menores valores o tempo de resposta é muito grande, inviabilizando seu uso. Mais detalhes desta técnica são encontrados em Rohm (1992) e De Campos (1992).

Existem ainda os ensaios de intrusão de mercúrio que são utilizados, principalmente, em estudos da estrutura dos solos cujos resultados obtidos podem ser adequados para obtenção da curva característica de sucção (Machado 1995). Mais detalhes destes ensaios são encontrados em Aguilar (1989).

Na Tabela 1 são resumidas as principais técnicas que permitem medir a sucção do solo, nela é mostrada qual sucção é medida, qual o intervalo de sucção possível de serem medida e tempo de equilíbrio.

Tabela 1 - Técnicas para Medida de Sucção

Técnica	Medida de sucção	Intervalo (kPa)	Tempo de equilíbrio
Psicrômetro	Total	100 a 71.000	Minutos
Papel filtro (com contato)	Matricial	30 a 30.000	7 dias
Papel filtro (sem contato)	Total	400 a 30.000	7 – 14 dias
Bloco poroso	Matricial	30 a 30.000	Semanas
Sensor de condutividade térmica	Matricial	0 a 300	Semanas
Placa de sucção	Matricial	0 a -90	Horas
Placa de pressão	Matricial	0 a 1.500	Horas
Tensiômetro padrão	Matricial	0 a -100	Minutos
Tensiômetro osmótico	Matricial	0 a 1.500	Horas
Tensiômetro tipo Imperial College	Matricial	0 a -1.800	minutos

Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo, 1993; Marinho, 1997

2.1.7 Modelagem da Curva Característica

Para permitir a utilização da curva característica em problemas de geotecnia é necessária a modelagem matemática. Fredlund (2000) analisou diversas propostas de equações matemáticas para descrever a curva característica do solo. Uma das equações foi proposta por Gardner (1958) que visava definir o coeficiente

de permeabilidade da função não saturada. Na Tabela 2 são mostradas algumas equações matemáticas propostas para modelagem da curva característica.

Tabela 2 - Resumo das propostas de equações matemáticas para a curva característica

Autor	Equação	Parâmetros do solo
Gardner (1958)	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\Psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	a_g, n_g
van Genuchten (1980)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Mualem (1976)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	$a_m, n_m, m_m = 1 / (1 - n_m)$
Burdine (1952)	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_b}\right)^{n_b}\right]^{m_b}}$	$a_b, n_b, m_b = 2 / (1 - n_b)$
Fredlund and Xing (1994)	$w = C(\psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}}$	$a_f, n_f, m_f, C(\psi)$

Fonte: Lu e Likos (2004)

A equação proposta por Burdine (1952) e por Mualem (1976) são equações de dois parâmetros, estas se tornam casos especiais da equação mais geral de três parâmetros proposta por van Genuchten (1980). Todas as equações propostas na Tabela acima fornecem um ajuste razoável de dados da curva característica para as faixas de baixa e intermediária de sucção (Leong e Rahardjo, 1997a)

Em todos os casos, o parâmetro “a” tem uma relação com o valor de entrada de ar do solo e, geralmente, refere-se ao ponto de inflexão na curva. O parâmetro “n” corresponde à inclinação do trecho linear da secagem ou trecho de adsorção da curva característica.

A função matemática de Fredlund e Xing (1994) se aplica em toda a faixa de sucção do solo de 0 a 1.000.000 kPa. A relação é essencialmente empírica e, semelhante aos modelos anteriores, baseia-se no pressuposto de que o solo é constituído por um conjunto de poros interligados que são distribuídos de forma aleatória.

A equação de Fredlund e Xing (1994) pode ser escrita em termos de teor de umidade gravimétrico, w , da seguinte forma:

$$w = C(\psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right) \right]^m} \quad (4)$$

Onde:

w_s = Teor de umidade gravimétrico saturado;

a = Valor de sucção que corresponde ao ponto de inflexão na curva e é um pouco maior do que o valor de entrada de ar;

n = Parâmetro do solo relacionado com a inclinação da curva característica no ponto de inflexão;

Ψ = Sucção do solo (sucção matricial para pequenos valores sucções e sucção total para altos valores de sucção);

m = Parâmetro relacionado com o resultado próximo para o teor de umidade residual;

e = Número natural 2,71828... e,

$C(\psi)$ = Função de correção que faz com que a curva característica passe de um sistema de sucção 1.000.000 kPa no teor de umidade igual a zero.

A função de correção $C(\psi)$ é definida da seguinte forma:

$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000000}{\psi_r}\right)} \right] \quad (5)$$

Onde:

ψ_r = Valor de sucção correspondente ao teor de umidade residual, w_r

Caso o valor da sucção residual não seja conhecida esta pode ser adotada como 1.500 kPa, para a maioria dos solos, a equação acima pode ser escrita de uma forma adimensional dividindo ambos os lados da equação pelo teor de umidade saturada gravimétrico (isto é: $\theta = w / w_s$, onde θ é o teor de umidade adimensional):

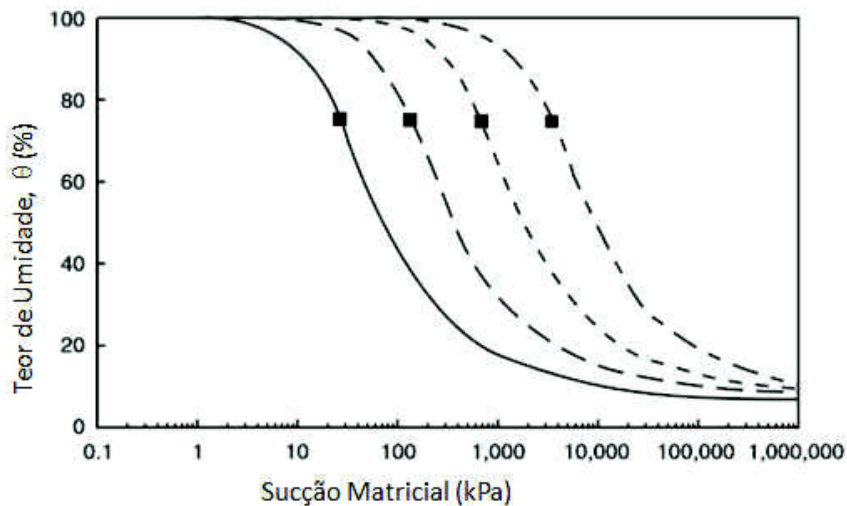
$$\theta = C(\psi) \frac{1}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right) \right]^m} \quad (6)$$

A equação acima é utilizada para melhorar o encaixe ao longo da curva característica nas duas extremidades da curva (secagem e umedecimento). Os

parâmetros “n” e “m” podem ser determinados utilizando o procedimento de regressão não linear tal como o proposto por Fredlund e Xing (1994).

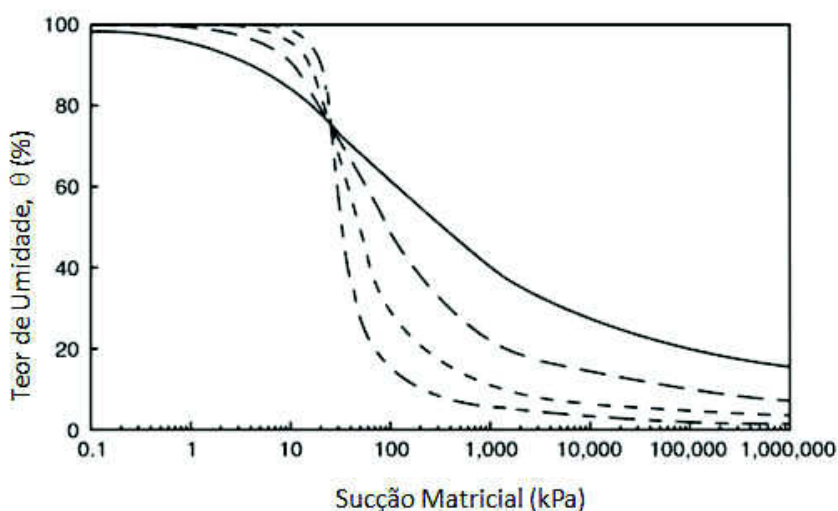
A forma da equação de Fredlund e Xing (1994) pode ser observada através da variação de cada um dos parâmetros de ajuste de curva (“a”, “n” e “m”). A variação do parâmetro “a” representa uma translação lateral da curva característica, a Figura 11 mostra esta translação para um valor de “n” fixado em 1,5. Nas Figuras 11, 12 e 13 o eixo x é representado pela sucção do solo, em kPa, e o eixo y é representado pelo teor de umidade (θ) em (%).

Figura 11 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "a"



Fonte: Adaptado de Ng e Menzies (2007)

Figura 12 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "n"

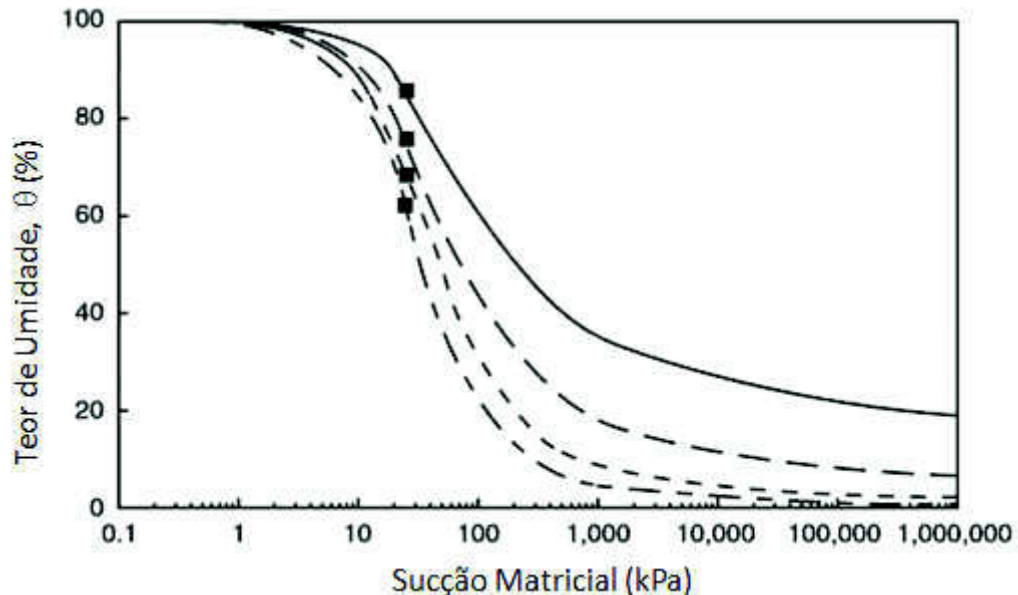


Fonte: Adaptado de Ng e Menzies (2007)

A variação do parâmetro “n” representa variações na inclinação da curva característica conforme é representado na figura 12.

A variação do comportamento da curva característica com a variação do parâmetro “m” é observada na Figura 13.

Figura 13 - Equação de Fredlund e Xing (1994) com variação do parâmetro "m"



Fonte: Adaptado de Ng e Menzies (2007)

O fator de correção $C(\psi)$ foi ajustado a 1,0 para cada um dos três exemplos ilustrativos. Se o fator de correção $C(\psi)$ fosse calculado com a equação (5) todas as três curvas características passariam através de uma sucção de 1.000.000 kPa no teor de umidade igual a zero.

2.2 Resistência ao Cisalhamento

Os primeiros estudos que analisaram o comportamento da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados iniciaram através de Haines (1925), que apresentou um estudo a respeito das influências das tensões capilares sobre a resistência dos solos.

A resistência de um solo é um dos estudos mais importantes em um projeto geotécnico, esta propriedade deve ser analisada criteriosamente, já que muitas vezes esta toma o papel de maior relevância seja numa campanha de investigação ou mesmo na elaboração do projeto geotécnico.

Normalmente uma estrutura geotécnica, como uma barragem de terra, o solo não atinge a condição de saturação, portanto a análise a ser considerada tem que ser a condição não saturada, pois as pressões de água não conseguem saturar o solo compactado.

Em solos saturados, aspectos relacionados à resistência ao cisalhamento do solo são analisados utilizando o critério de Mohr-Coulomb e o conceito de tensões efetivas de Terzaghi (1936), conforme visto na equação (7):

$$\tau = c' + (\sigma - u_w) \cdot \text{tg}\phi' \quad (7)$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento na ruptura;

c' = coesão efetiva do solo;

σ = tensão normal total;

u_w = pressão de água;

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo.

O princípio das tensões efetivas, porém, não pode ser aplicado para os solos não saturados, pois de acordo com este princípio a resposta mecânica do solo em termos de resistência e deformabilidade deveriam ocorrer em função de variações da tensão efetiva e isso não se mostra adequado nos solos não saturados, pois o estado tensional de um solo não saturado depende de vários fatores como a natureza e propriedade das fases componentes - sólida, líquida, gasosa e a interação entre elas.

No estudo da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, deve-se analisar a influência da variação do teor de umidade (grau de saturação), pois variações na umidade sem que se atinja a condição de saturação podem modificar a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados assim como gerar instabilidades volumétricas gerando fenômenos como colapso e expansão.

A resistência ao cisalhamento dos solos não saturados aumenta com a sucção, de forma não linear, e os acréscimos de resistência são menores com o aumento da sucção (VANAPALLI et al. ,1998). A explicação para o aumento da resistência com a sucção está no incremento que a sucção produz na rigidez do

solo, produzido pela ação intergranular que é gerada, tendendo a manter as partículas de solo mais unidas.

Quando o solo tem um grau de saturação maior que 85% este pode ser analisado com os princípios da mecânica dos solos saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). Em contrapartida, para altos valores de sucção os estudos na literatura são limitados (VANAPALLI et al. ,1998).

A influência da variação do teor de umidade deve ser analisada preferencialmente, através da sucção, por algumas razões: a sucção pode variar com o estado de tensões a que está submetido o solo, mesmo que o teor de umidade se mantenha constante, e, em solos compactados em um mesmo teor de umidade, a sucção estará influenciada pela estrutura, e, portanto também representa o tipo e energia de compactação que foi utilizada.

2.2.1 Modelo proposto por Bishop

A primeira equação para análise da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados foi proposta por Bishop (1959) e a mesma era uma extensão do princípio das tensões efetivas.

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + \chi (u_a - u_w)] \operatorname{tg}\phi' \quad (8)$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento dos solos não saturados;

c' = coesão efetiva;

$(\sigma_n - \mu_a)$ = tensão normal líquida;

$(\mu_a - \mu_w)$ = sucção matricial;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

χ = parâmetro dependente do grau de saturação.

O parâmetro χ varia entre 0 e 1, sendo 0 o valor atribuído para o solo completamente seco, ou seja, umidade igual a zero, e 1 o valor considerado para solo completamente saturado.

O parâmetro χ pode ser calculado a partir do rearranjo da equação (8)

$$\chi = \frac{\tau - c' - (\sigma_n - u_a) \operatorname{tg} \phi'}{(u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi'} \quad (9)$$

A partir de um ensaio triaxial típico as tensões principais normais ($\sigma_1 - u_a$) e ($\sigma_3 - u_a$) e a sucção matricial ($u_a - u_w$) são conhecidas e o critério de Mohr-Coulomb pode ser escrita da seguinte maneira.

$$(\sigma_1 - u_a) = (\sigma_3 - u_a) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi' \right) + 2c' \operatorname{tg} \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi' \right) \quad (10)$$

Onde,

$$\sigma_1' = c' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (11)$$

Reorganizando a equação (10) o parâmetro χ se torna:

$$\chi = \frac{(\sigma_1 - u_a) - (\sigma_3 - u_a) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi' \right) - 2c' \operatorname{tg} \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi' \right)}{2(u_a - u_w) \operatorname{tg} \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi' \right)} \quad (12)$$

Outras representações matemáticas podem ser utilizadas para determinar o valor do parâmetro χ . Aitchison (1960), propôs uma equação em função do grau de saturação para calcular o valor do parâmetro χ . A seguir mostra-se a equação:

$$\chi = Sr + \frac{\Sigma 0,3 \cdot (u_a - u_w) \cdot \Delta Sr}{(u_a - u_w)} \quad (13)$$

Onde: Sr = grau de saturação do solo

O numerador da equação, ou seja, $\Sigma 0,3 \cdot (u_a - u_w) \cdot \Delta Sr$ pode ser obtido a partir da curva característica de sucção do solo.

Khalili e Khabbaz (1998) citado por Lu e Likos (2004) realizaram experimentos e propuseram o parâmetro χ como função do coeficiente de sucção $\frac{(u_a - u_w)}{u_e}$ da seguinte forma:

$$\chi = \begin{cases} \left(\frac{u_a - u_w}{u_e} \right)^{-0,55} & \text{Para } (u_a - u_w) > u_e \\ 1 & \text{Para } (u_a - u_w) \leq u_e \end{cases} \quad (14)$$

Onde:

u_e = é um valor de sucção da transição entre os estados saturados e não saturados

As críticas da equação de Bishop são feitas quanto ao comportamento volumétrico do solo já que certos solos não saturados quando inundados sofrem colapso, apesar da tensão efetiva decrescer com o decréscimo da sucção. A principal limitação do uso desta equação segundo Jennings & Burland (1962), é a quebra do princípio da tensão efetiva para os solos não saturados.

2.2.2 Modelo proposto por Fredlund et al (1978)

Outra equação para analisar os solos não saturados foi proposta por Fredlund et al 1978 através do critério de Mohr-Coulomb estendido, nesta foi proposta uma relação para explicar a resistência de solos não saturados em função de duas variáveis independentes.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (15)$$

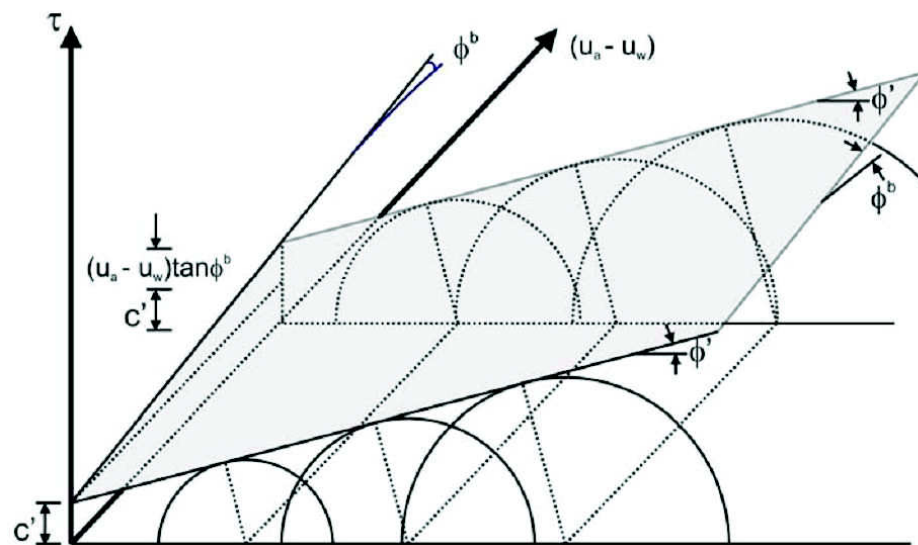
Onde:

ϕ^b = Contribuição de resistência no solo devido à sucção matricial.

Os dois primeiros termos do lado direito da equação (15) descrevem o critério de Mohr-Coulomb convencional para a resistência dos solos saturados. O terceiro termo registra o aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção matricial no solo não saturado.

Na Figura 14 é representada tridimensionalmente a expressão (15).

Figura 14 - Envoltória de Mohr-Coulomb estendida



Fonte: Rios (2006)

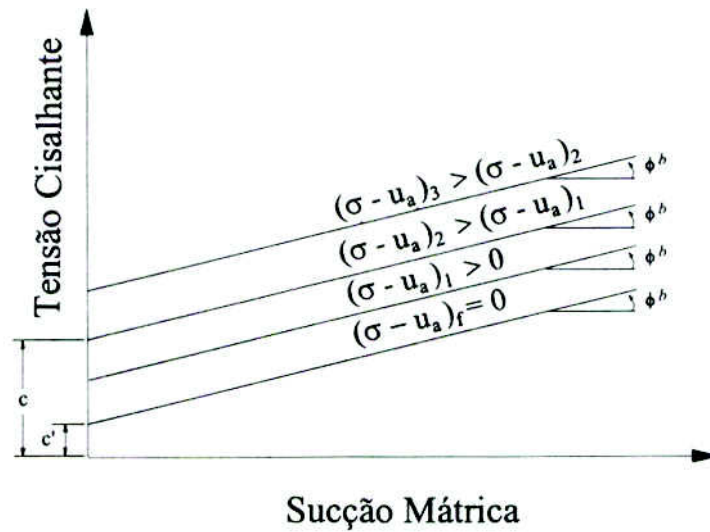
Com a equação (15) tiram-se algumas conclusões:

- O ângulo de atrito interno do solo (ϕ') é considerado constante com a sucção
- A resistência ao cisalhamento (τ) cresce linearmente com a sucção
- O ganho de resistência do solo, considerando ϕ' constante, acarretará em um acréscimo da coesão.

A contribuição da resistência ao cisalhamento devido à sucção matricial, ϕ^b , é assumida inicialmente como constante. Ensaios realizados posteriormente com diversos valores de sucção mostraram que a variação da resistência ao cisalhamento com a sucção é não linear. (GAN et al 1988 e ESCARIO e JUCA 1989)

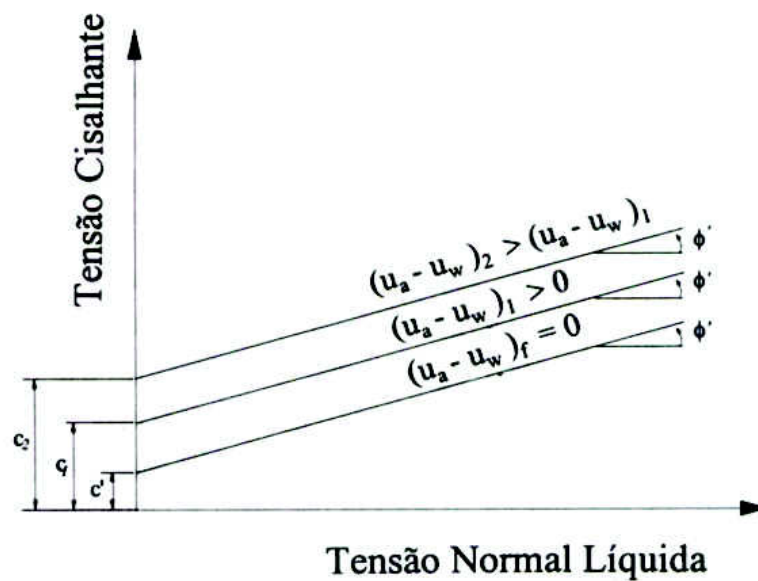
Fredlund & Rahardjo 1993, mostram através das Figuras 15 e 16 as projeções horizontais da envoltória de resistência na origem dos planos $\tau X (u_a - u_w)$ e $\tau X (\sigma_n - u_a)$. Nelas são mostradas as influências individualizadas da tensão normal líquida e da sucção matricial na envoltória de resistência, assumindo ϕ' e ϕ^b como valores constantes.

Figura 15 – Projeção da envoltória no plano $\tau x (u_a - u_w)$



Fonte: Fredlund & Rahardjo 1993

Figura 16 - Projeção da envoltória no plano $\tau x (\sigma_n - u_a)$.



Fonte: Fredlund & Rahardjo 1993

Para a projeção da superfície de ruptura no espaço *Tensão de Cisalhamento x Tensão Normal*, o critério de Mohr-Coulomb estendido pode ser escrito como:

$$\tau_f = c'_1 + (\sigma - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' \quad (16)$$

Onde,

$$c'_1 = \tau_f l_{(\sigma - u_a)=0} = c' + (u_a - u_w)_f t g \phi^b \quad (17)$$

Analogamente para a projeção da superfície de ruptura no plano *Tensão de Cisalhamento x Sucção Matricial* o critério de Mohr-Coulomb estendido pode ser escrito como:

$$\tau_f = c'_2 + (u_a - u_w)_f t g \phi^b \quad (18)$$

Onde,

$$c'_2 = \tau_f l_{(u_a - u_w)=0} = c' + (\sigma - u)_f t g \phi' \quad (19)$$

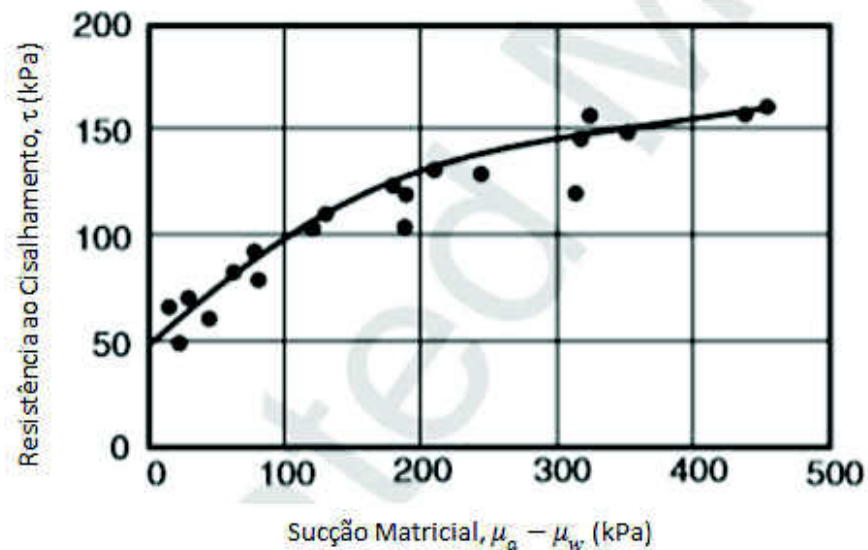
Através de ensaios triaxiais com sucção controlada, verificou-se que o valor de ϕ^b em geral é inferior a ϕ' , indicando que um incremento no valor da variável de tensões $\sigma_n - u_a$ tem uma maior contribuição na resistência do solo que um mesmo incremento em $(u_a - u_w)$

Vanapalli e Fredlund, (2002) afirmam que a equação (15) fornece valores razoáveis para baixos valores de sucção, mas não apresenta bons resultados para altos valores de sucção. Wood (1979) observa que os acréscimos de coesão do solo não são influenciados pela não saturação do solo.

Diversos autores (ESCARIO E SÁEZ, 1986, TEIXEIRA & VILAR, 1997; FUTAI ET AL., 2004) identificaram, por meio de ensaios com diferentes materiais, que o valor de ϕ^b não se mostrava linear. Este sofria variação em função da sucção atuante.

O comportamento não linear da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial pode ser visto no trabalho de Gan et al., 1988 citado por Lu e Likos 2004, conforme mostrado na Figura 17.

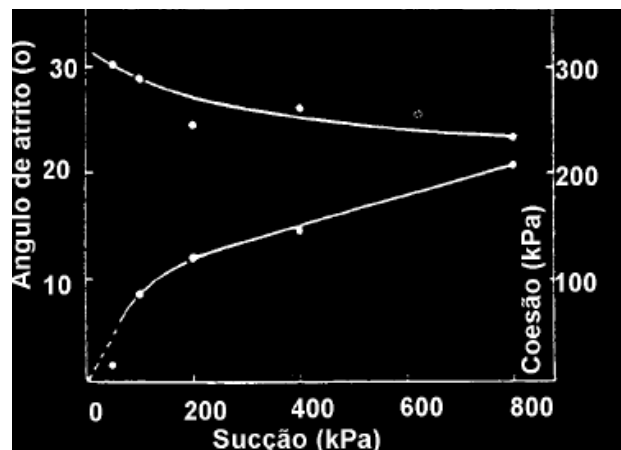
Figura 17 - Comportamento não linear da resistência ao cisalhamento com a sucção matricial



Fonte: Lu e Likos (2004)

Delage et al 1987, mostraram que ϕ^b varia, principalmente para valores de sucção baixos, porém para altos valores de sucção ϕ^b também irá variar, pois o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento depende do tipo de solo e do menor valor alcançado pelo grau de saturação. A Figura 18 mostra a variação da coesão e ângulo de atrito interno com a sucção, resultados publicados por Delage et al. 1987.

Figura 18 – Variação da coesão e ângulo de atrito com a sucção



Fonte: Publicação de Delage et al. 1987

O valor de ϕ^b para um dado tipo de solo pode variar de um valor igual ou próximo do ângulo atrito interno ϕ' para sucções próximas de zero (isto é, perto da

condição saturada) até valores baixos como 0° ou até mesmo negativos para valores de sucção se aproximando do estado de saturação residual.

Atualmente os estudos, como os de Öberg & Sällfors (1995) e Fredlund et al. (1995) têm utilizado a curva característica de sucção do solo para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Estes estudos indicam que a sucção matricial na resistência ao cisalhamento está diretamente relacionada com o grau de saturação do solo. Para valores de sucção menores que o valor de entrada de ar do solo admite-se que $\phi^b = \phi'$, para valores de sucção maiores que o valor de entrada de ar do solo, a contribuição da sucção à resistência diminui com a dessaturação e resulta em uma variação não linear (Fredlund et al. , 1995).

Öberg & Sällfors 1995, propuseram uma equação para representar a variação da resistência ao cisalhamento do solo com a sucção, conforme visto a seguir:

$$\tau = c' + (\sigma - Sr \cdot u_w - (1 - Sr) \cdot u_a) \cdot tg\phi' \quad (20)$$

Onde:

Sr = grau de saturação do solo

Todos os outros termos são os mesmos apresentados na equação (08) de Bishop. Öberg & Sällfors 1995 propõem a utilização da curva característica de sucção do solo para obter os valores de $(u_a - u_w)$ e Sr.

3 ESTABILIDADE DE TALUDES DOS SOLOS NÃO SATURADOS

3.1 Introdução

A análise de estabilidade de taludes é assunto de grande importância na geotecnia. Isto se deve ao fato da intensificação da quantidade de obras geotécnicas, sobretudo, no final do século XX, que envolve taludes artificiais e naturais como, habitações em encostas, vias, barragens, entre outras.

Os deslizamentos de terra em encostas ocorrem, muitas vezes, por fatores naturais, por exemplo, altos índices de pluviometria em locais de topografia acidentada. Porém, a ação humana também pode levar a instabilidades em taludes como em cortes ou escavações. O processo de deslizamento pode se iniciar a partir de causas externas, causas internas ou por uma combinação destas (TERZAGHI 1950), as externas são resultantes do crescimento das tensões cisalhantes, e as internas resultam da diminuição da resistência do material. Varnes (1978) elencou os principais fatores que causam a instabilidade de um talude conforme mostrada na Tabela 3:

Tabela 3 - Fatores que causam instabilidade de taludes

AÇÃO	FATORES
Aumento da solicitação	Remoção de massa
	Sobrecarga
	Solicitações dinâmicas
	Pressões laterais
Redução da resistência	Características do próprio material
	Mudanças ou fatores variáveis

Fonte: Varnes (1978)

O deslizamento de terra de uma encosta natural ou o deslizamento do talude de uma barragem pode por em risco a segurança de uma população e, em algumas situações, causar catástrofes. Portanto, é imprescindível realizar a análise de estabilidade.

Os objetivos de uma análise de estabilidade de taludes são: verificar a condição de segurança do talude existente, verificar a eventual necessidade de medidas preventivas e corretivas, e definir a geometria mais adequada que garanta um nível mínimo de segurança e economia (construtiva e material).

Existem algumas técnicas que podem ser utilizadas para controlar as desestabilizações citadas na Tabela 3, porém ainda é necessário realizar a análise de estabilidade. Entre as técnicas, citam-se:

- Redução do peso do talude; obtido através da suavização do ângulo de inclinação e/ou execução dos patamares; esta é a forma mais simples de estabilização, entretanto, nem sempre é possível sua aplicação, devido a condicionantes geológicos e uso e ocupação do solo;
- Bermas de Equilíbrio; Elas melhoram a estabilização aumentando o peso sobre o pé do talude;
- Revestimento do talude com vegetação; a vegetação protegerá contra a erosão superficial e reforço (raízes);
- Drenagem; Elas melhoram a estabilização do maciço reduzindo as poro-pressões. A drenagem tanto pode ser superficial como profunda;
- Reforço do Solo com adição de materiais estabilizantes; Neste caso a melhora a estabilização do maciço se dá através da injeção de nata de cimento ou outros produtos químicos (material aglutinante). Este reforço se dá através da alteração das propriedades do solo (coesão); e,
- Reforço do Solo com introdução de elementos resistentes a flexão e a tração; Solo grampeado ou uso de tirantes.

Realizar uma análise de estabilidade requer atenção a várias situações. Caso a análise seja em uma encosta natural, é necessária uma investigação do subsolo, a constituição desta encosta, o regime de precipitações no local, condições desfavoráveis de percolação de água, entre outros.

A verificação da estabilidade pode ser feita de diversas maneiras desde métodos tradicionais de equilíbrio limite até o Método de Elementos Finitos (MEF). A

principal diferença entre estes métodos deve-se a consideração do comportamento tensão-deformação no maciço de solo no método de elementos finitos.

Análise elasto-plástica de problemas geotécnicos, utilizando o método de elementos finitos tem sido amplamente aceita na área da pesquisa, durante muitos anos, no entanto o seu uso rotineiro na prática geotécnica para a análise de estabilidade de taludes ainda permanece limitado. Uma das causas da pouca aceitação deste método é que muitos engenheiros são céticos com relação ao uso do método já que o mesmo é muito complexo, em contrapartida os dados das propriedades do solo, muitas vezes são obtidos a partir de investigações locais de rotina, portanto não seria confiável utilizar dados de má qualidade numa análise mais complexa. Embora este ceticismo, muitas vezes, seja justificado, há determinados tipos de problemas geotécnicos que é fundamental a utilização do método de elementos finitos.

3.2 Métodos Tradicionais de Equilíbrio Limite

A maioria das análises de estabilidade de taludes executadas na prática ainda usam métodos tradicionais de equilíbrio envolvendo os métodos das fatias que permaneceram essencialmente inalteradas por décadas.

Fellenius (1917) foi o primeiro a estudar a estabilidade de taludes, os escorregamentos da Ferrovia Federal Sueca conduziram Fellenius a implantar uma comissão com o objetivo de estudar o assunto. Com o relatório dessa Comissão surgiu o primeiro subsídio importante para a Mecânica dos Solos e para o desenvolvimento do processo de verificação de estabilidade que levou o nome de Fellenius, usado até hoje.

Os métodos tradicionais de equilíbrio limite podem ser utilizados para analisar a estabilidade de taludes. Para aplicação destes métodos são necessárias informações sobre a resistência do solo e sobre a geometria do talude, porém não se considera o comportamento tensão-deformação. Portanto, estes métodos podem comprovar a estabilidade de um talude, porém não é possível conhecer o comportamento do maciço em termos de tensão-deformação, logo o resultado da análise não fornecerá informações sobre o movimento do talude. Os movimentos

dos taludes podem ser analisados através dos métodos de elementos finitos. (AGUIAR 2008)

O método de análise por equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longo desta superfície atingem a condição de ruptura, simultaneamente.

Para aplicação desse método algumas hipóteses devem ser consideradas:

- Equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência de ruptura;
- Coeficiente de segurança constante ao longo da superfície de ruptura;
- Definição *a priori* de uma superfície de ruptura;
- O solo se comporta segundo um modelo rígido perfeitamente - Plástico do tipo Mohr-Coulomb;
- A massa de solo encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada; e,
- O fator de segurança das componentes coesiva e de atrito da resistência é igual para todos os solos envolvidos.

A análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite fornece como resultado o fator de segurança, F_s , definido pela seguinte relação:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (21)$$

Onde:

τ_f - resistência ao cisalhamento disponível

τ_{mob} - tensão de cisalhamento mobilizada

Se $F_s > 1 \implies$ talude estável; e,

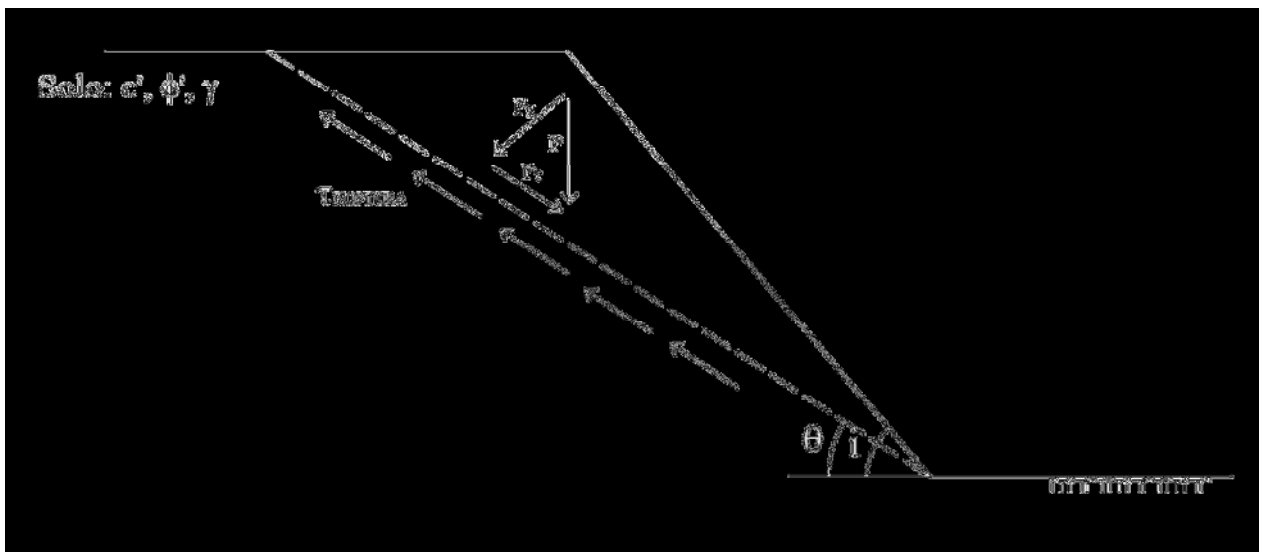
Se $F_s = 1 \implies$ Ocorre ruptura por deslizamento

O fator de segurança é determinado para a provável superfície de deslizamento sendo esta superfície obtida através de sucessivas interações envolvendo a seleção de uma potencial massa de solo deslizante.

Existem alguns métodos que permitem a realização desta análise, como: método de Culmann, método das fatias, métodos de equilíbrio de forças e de talude infinito. A escolha entre estes métodos depende da situação existente.

O método de Culmann é usado para estudar a estabilidade de um talude infinito quando o mesmo apresenta uma superfície de ruptura potencial plana. Como mostrada na Figura 19:

Figura 19 - Superfície de ruptura plana

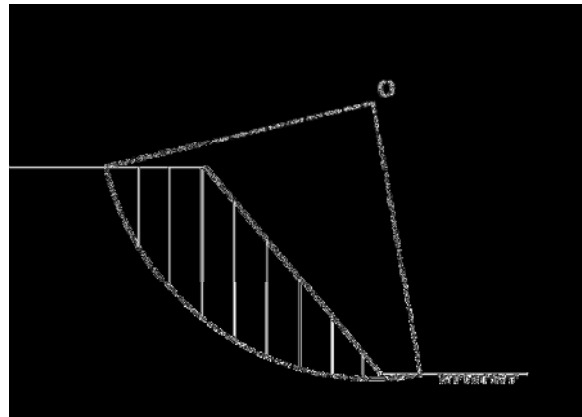


Fonte: Autor (2013)

A análise do método de Culmann é bidimensional, ou seja, ele considera um estado plano de deformação e os taludes são homogêneos e íngremes ($i \rightarrow 90^\circ$) ou plano pré-existente de fraqueza. Ele é aplicável para escorregamentos longos, com pequena espessura da massa instável, por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.

No método das fatias a estabilidade da massa é dada pela contribuição de todas as fatias, nesse método a massa de solo da superfície de ruptura é subdividida em fatias, conforme mostrado na Figura 20:

Figura 20 - Superfície de Ruptura Qualquer - Método das Fatias



Fonte: Autor (2013)

A análise de estabilidade através do método das fatias pode ser realizada de diferentes formas considerando-se o equilíbrio em cada fatia. Os principais métodos foram propostos por FELLENIUS (1927), BISHOP (1955), MORGENSTERN-PRICE (1965) e JANBU (1968). Estes métodos podem apresentar valores de FS bem diferentes, sendo a variação fortemente influenciada pelas hipóteses simplificadoras de cálculo empregadas em cada um.

O que diferencia estes métodos entre si são as equações da estática satisfeitas (equilíbrio de forças, de momentos, etc), a forma como se calcula as forças interfatias e a consideração da geometria.

As Tabelas 4 e 5 mostram as condições de equilíbrio e as forças interfatias consideradas por estes métodos.

Tabela 4 - Condições de Equilíbrio - Método das Fatias

MÉTODO	MOMENTO	FORÇA
BISHOP	SIM	NÃO
FELLENIUS	SIM	NÃO
JANBU	NÃO	SIM
MORGENSTERN-PRICE	SIM	SIM

Tabela 5 - Forças Interfatias - Método das Fatias

MÉTODO	NORMAL(E)	CISALHANTE(X)	FORÇA
BISHOP	SIM	NÃO	HORIZONTAL
FELLENIOUS	NÃO	NÃO	SEM FORÇAS INTERFATIAS
JANBU	SIM	NÃO	HORIZONTAL
MORGENSTERN-PRICE	SIM	SIM	VARIÁVEL

Outro critério que diferencia estes quatro métodos é a consideração da geometria de escorregamento conforme pode ser visto na Tabela 6:

Tabela 6 - Superfície de Deslizamento - Método das Fatias

MÉTODO	SUPERFICIE DE ESCORREGAMENTO
BISHOP	CIRCULAR
FELLENIOUS	CIRCULAR
JANBU	NÃO CIRCULAR
MORGENSTERN-PRICE	NÃO CIRCULAR

A vantagem do método de equilíbrio limite esta na simplicidade e acurácia dos resultados além de permitir análise com solos heterogêneos, superfícies irregulares e incluir a distribuição de poropressão.

3.3 Método de Elementos Finitos

O desenvolvimento do método dos elementos finitos (MEF) se deu na década de 60, e é utilizado, principalmente, para análises de tensão-deformação, mas pode também ser utilizado para determinar a condição de estabilidade de taludes. Os principais trabalhos que abordam a análise de estabilidade com o MEF são BROWN e KING (1966), WHITMAN e BAILEY (1967), SMITH e HOBBS (1974), ZIENKIEWICZ, HUMPHESON e LEWIS (1975), GRIFFITHS e LANE (1999) e SMITH e GRIFFITHS (2004).

O MEF apresenta uma boa alternativa para a análise de estabilidade de taludes, já que o método é acurado, versátil e requer menos considerações que os modelos de equilíbrio limite, especialmente em relação ao mecanismo de ruptura. A ruptura do talude no modelo de elementos finitos ocorre "naturalmente" através das zonas em que a resistência ao cisalhamento do solo é insuficiente para resistir às tensões de cisalhamento (GRIFFITHS e LANE, 1999).

Para a análise através do MEF pode ser empregado o Método de Redução da Resistência ao Cisalhamento.

3.3.1 Técnica de Redução da Resistência ao Cisalhamento

A estabilidade de taludes por redução de parâmetros é um método que utiliza o modelo de elementos finitos para estimar a superfície crítica de deslizamento de um talude e seu respectivo fator de segurança. Para isto simula-se a ruptura do maciço de solo com a redução progressiva dos parâmetros de resistência do solo.

O princípio da Técnica de Redução da Resistência ao Cisalhamento foi proposto por Matsui e San, (1988). Nesta técnica os parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ) são reduzidos até que ocorra a ruptura.

Vários ensaios de laboratório têm mostrado que a zona de deformações cisalhantes máximas, na ruptura, tem coincidido com a superfície de ruptura assim, assume-se que o mecanismo de ruptura de um talude é diretamente relacionado com o desenvolvimento das tensões cisalhantes na Técnica de Redução de Resistência ao Cisalhamento (MATSUI e SAN, 1992)

Griffiths e Lane (1999) elencam algumas vantagens do método por redução de parâmetros frente aos métodos tradicionais de equilíbrio limite na análise de estabilidade de taludes,

- Não são necessárias hipóteses sobre a forma ou localização da superfície de ruptura. A ruptura ocorre “naturalmente” nas zonas, da massa de solo, na qual a resistência ao cisalhamento não é suficiente para suportar as forças cisalhantes.
- Não existe necessidade de hipóteses com relação a forças laterais das fatias, pois o método não utiliza o conceito de fatias. O MEF mantém o equilíbrio global até a “ruptura” ser alcançada;
- Caso haja dados confiáveis de compressibilidade do solo, as soluções de elementos finitos darão informações sobre deformações a níveis das tensões solicitantes.
- O Método dos Elementos Finitos, com a Técnica de Redução da Resistência ao Cisalhamento, possibilita o monitoramento, progressivamente, da ruptura total por cisalhamento

Para aplicação do método alguns parâmetros do solo são requeridos como: ângulo de atrito (ϕ'), coesão (c'), ângulo de dilatância (Ψ), módulo de Young (E'), coeficiente de Poisson (μ') e peso específico aparente úmido (γ).

Os parâmetros ϕ' e c' referem-se ao ângulo de atrito interno efetivo do solo e coesão efetiva, considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Em termos de tensões principais e assumindo compressibilidade como negativa, ou seja, convencionando-se com sinal negativo, o critério pode ser escrito da seguinte forma:

$$F = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi' - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - c' \cos \phi' \quad (22)$$

Onde:

σ'_1 = Tensão efetiva principal maior; e,

σ'_3 = Tensão efetiva principal menor.

A função de ruptura F é interpretada da seguinte maneira:

$F < 0$, tensões dentro da envoltória de ruptura (elástico);

$F = 0$, tensões na envoltória de ruptura (plástico); e, $F > 0$, tensões fora da envoltória de ruptura (plástico e deve ser redistribuído).

O ângulo de dilatância, Ψ , afeta a mudança de volume do solo durante o escoamento. Sabe-se que a mudança de volume ocorrida durante o escoamento do solo é muito variável. Por exemplo, um material de densidade média, durante o cisalhamento pode apresentar, inicialmente, algum decréscimo de volume ($\Psi < 0$) seguido de uma fase de dilatância ($\Psi > 0$), levado, eventualmente, para escoar sob volume constante ($\Psi = 0$). Claramente, este detalhamento na modelagem volumétrica é distante do escopo deste trabalho, de modelos elasto-plásticos, onde se assume um ângulo de dilatância constante e igual à zero (GRIFFITHS e LANE, 1999).

Os parâmetros elásticos E' e μ' referem-se ao módulo de Young e ao coeficiente de Poisson do solo respectivamente. Estes parâmetros não apresentam grande relevância no fator de segurança de uma análise de estabilidade de taludes e podem ser atribuídos os seguintes valores, $E' = 10^5$ kN/m² e $\mu' = 0,3$, no caso de falta de dados.

O último parâmetro no modelo de solo é o peso específico aparente úmido, este é proporcional às cargas nodais de peso próprio geradas pela gravidade.

Em resumo, os parâmetros mais importantes na análise de estabilidade de taludes por elementos finitos são os mesmos utilizados nos métodos tradicionais de equilíbrio limite, ou seja, o peso específico aparente úmido, os parâmetros de resistência (c' e ϕ') e a geometria do problema.

O Fator de Segurança é definido por Griffiths e Lane, (1999) como o fator pelo qual a resistência ao cisalhamento do solo deve ser dividida para levar o talude ao estado limite de equilíbrio estável. O procedimento adotado por estes autores considera a análise de deformação plana com comportamento elasto-plástico e critério de ruptura Mohr-Coulomb. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento c'_f e ϕ'_f relacionam-se com os parâmetros de resistência c' e ϕ' através da “técnica de redução de resistência ao cisalhamento”, eles são dados por:

$$c'_f = \frac{c'}{FRR} \quad (23)$$

$$\phi'_f = \arctg\left(\frac{tg\phi'}{FRR}\right) \quad (24)$$

Onde:

FRR = Fator de redução de resistência

Para encontrar o “real” Fator de Segurança FS é necessário iniciar uma procura sistemática pelo FRR que levará o talude a ruptura. Quando este valor é encontrado, então, $F_s = FRR$.

Outra definição importante na análise de estabilidade com elementos finitos é a ruptura, a indicação de ruptura pode ser estudada através da não convergência da solução (Zienkiewicz e Taylor, 1989), pois não ocorre mais mobilização de resistência necessária para manter o equilíbrio.

Quando o algoritmo não converge dentro de um número máximo de interações especificadas pelo operador, a implicação é que não pode ser encontrada nenhuma distribuição de tensões de forma que seja simultaneamente apta para satisfazer tanto o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o equilíbrio global. Se o algoritmo não satisfaz estes critérios de ruptura, implica que ocorreu a “ruptura”. Ruptura de talude e a não convergência numérica ocorrem simultaneamente e são acompanhadas de um grande crescimento dos deslocamentos nodais na rede.

4 DESCRIÇÃO DA BARRAGEM EXPERIMENTAL E ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

4.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada, inicialmente, a descrição do local da obra, a geometria da barragem em estudo e os materiais da barragem. Em seguida é apresentada a metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório.

4.2 Descrição da Barragem Experimental

A área em estudo está localizada na fazenda experimental “Fazenda Lavoura Seca” da Universidade Federal do Ceará, no município de Quixadá, Ceará. No local foi construída uma barragem experimental de terra com o intuito de elaborar uma cartilha com sugestões para construção de pequenas barragens de baixo custo. A construção foi financiada através de um convênio entre a Universidade Federal do Ceará - UFC e o Banco do Nordeste – BNB.

A Figura 21 mostra a sede da fazenda.

Figura 21 - Sede da Fazenda Lavoura Seca - UFC



Fonte: Autor (2013)

No local escolhido para a construção da barragem já havia uma barragem de alvenaria de pedra, com altura de aproximadamente de 4,00 metros, como é ilustrado na Figura 22.

Figura 22 - Barragem existente de alvenaria de pedra



Fonte: Autor (2013)

A barragem experimental foi construída imediatamente a montante da barragem existente de alvenaria de pedra, conforme pode ser observado na Figura 23:

Figura 23 - Barragem de Terra em fase de construção



Fonte: Autor (2013)

4.2.1 Localização da obra e Acesso

O eixo da barragem construída está referenciado pelas seguintes coordenadas geográficas: UTM: N 9.446.126 - E 500.823 - zona 24M. A barragem localiza-se no município de Quixadá, sertão central do estado do Ceará, distante 172

km da capital Fortaleza. O acesso ao eixo da barragem é feito pela BR-116, sentido sul do Estado, até chegar à cidade de Quixadá. Seguindo pela estrada do algodão, toma-se uma estrada carroçável e, percorrendo cerca de 3 km, chega-se a Fazenda experimental “Fazenda Lavoura Seca” da Universidade Federal do Ceará. A partir da entrada da Fazenda, percorre-se ainda 1.700 metros até o barramento pela ombreira direita da barragem. A Figura 24 mostra o mapa de localização da barragem,

Figura 24 - Mapa de localização e acesso



Fonte: Autor (2013)

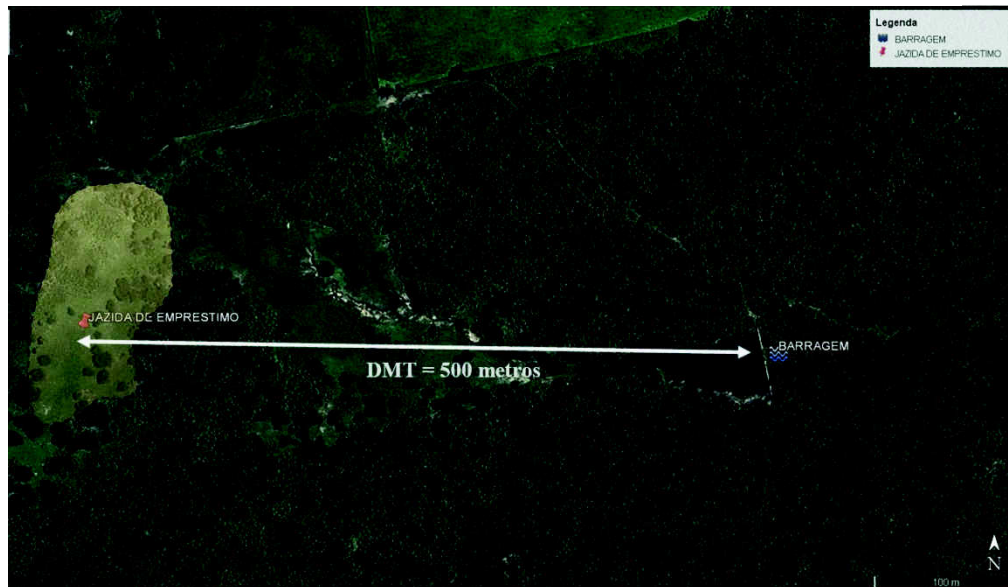
4.2.2 Localização da jazida

Para a construção da barragem foi utilizada uma jazida de empréstimo localizada a 500 m do eixo da barragem. A área da jazida apresentava capacidade de material suficiente para a construção completa do maciço. Durante as visitas de

reconhecimento do local, foram extraídas amostras deformadas do material da jazida para a realização de ensaios de caracterização.

A Figura 25 mostra a localização da jazida de empréstimo.

Figura 25 - Localização da Jazida de Empréstimo



Fonte: Autor (2013)

Segundo a amostragem e ensaios o material da jazida não apresentava heterogeneidades o que tornou possível a construção de uma barragem homogênea.

4.2.3 Geometria da Barragem

Para definição da geometria da barragem realizou-se preliminarmente um levantamento topográfico do boqueirão. Para o levantamento, utilizou-se um GPS Geodésico para transporte de cotas e coordenadas e uma estação total. Ao todo, foram levantadas cotas e coordenadas de 186 pontos distribuídos em cinco seções longitudinais paralelos a barragem de alvenaria existente.

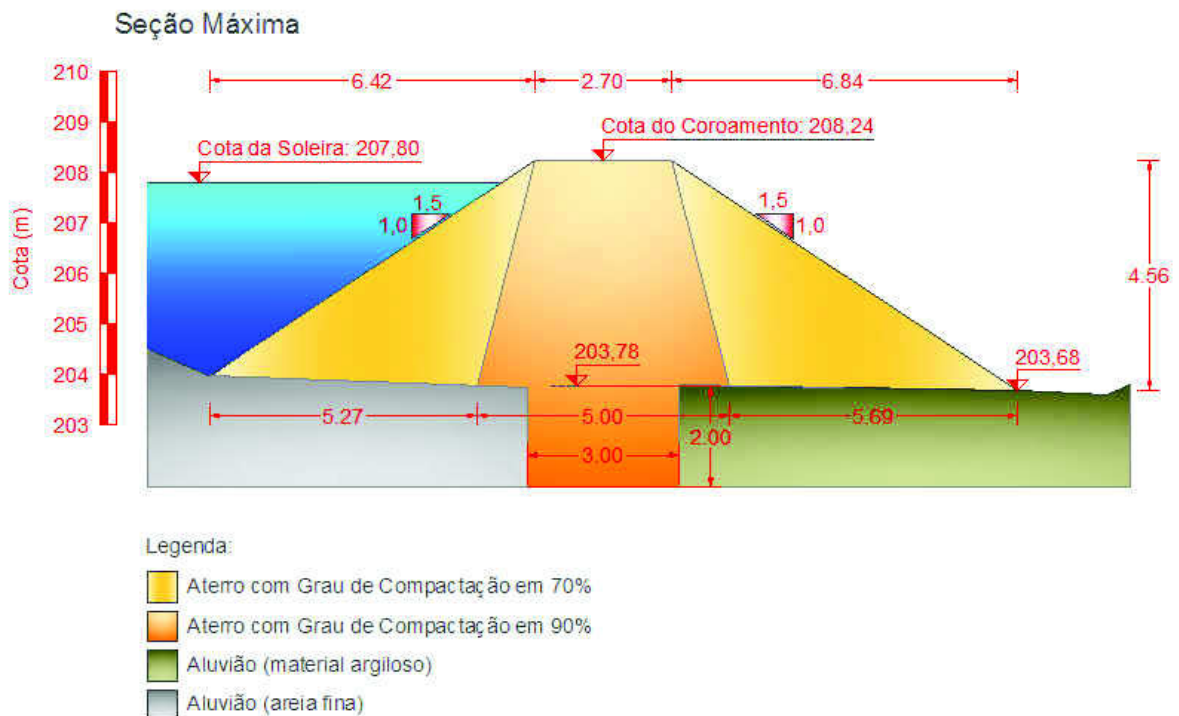
A barragem de terra experimental apresenta as seguintes dimensões:

- Altura máxima = 4,56m
- Comprimento total = 73,5m
- Largura do coroamento = 2,70m
- Cota do coroamento = 208,24

- Cota da soleira = 207,80
- Cota do leito do rio = 203,68
- Espessura do Cutoff = 2,00m
- Largura do Cutoff = 3,00m
- Inclinação talude montante e jusante da barragem = 1:1,5

A Figura 26 mostra a geometria da barragem em estudo.

Figura 26 - Geometria da Barragem



Fonte: Autor (2013)

Observa-se da Figura 26 que a barragem é zoneada por energia, o núcleo foi compactado com uma energia de compactação de 90% enquanto que os espaldares foram compactados com uma energia de 70%.

4.2.4 Materiais da Barragem

No local onde foi construída a barragem observou-se uma camada de aluvião com espessura relativamente considerável em relação ao tamanho da barragem. O material da fundação apresentava diferença do lado montante para o

lado jusante. Do lado montante o solo era essencialmente arenoso já do lado jusante o solo apresentava uma cor escura indicando a presença de material argiloso, sedimentado no fundo do lago formado pela barragem existente de alvenaria de pedra.

No local da construção da trincheira de vedação o solo tinha características coesivas, pois o mesmo apresentava alguma umidade, por conta disso foi possível construir o *Cutoff* com paredes verticais, diferente do que acontece normalmente quando este é construído com uma inclinação de 45°. A largura do *Cutoff* foi determinada pela largura do equipamento que realizou a escavação, já a altura foi até atingir a rocha sã.

Figura 27 - Material do lado montante da barragem construída



Fonte: Autor (2013)

Figura 28 - Material do lado jusante da barragem de terra construída



Fonte: Autor (2013)

O núcleo da barragem e os espaldares foram construídos com o mesmo material coletado da jazida de empréstimo. O núcleo da barragem foi construído com uma energia de compactação equivalente a 90% e os espaldares com uma energia equivalente de 70%.

Os parâmetros de resistência (c' , ϕ' e ϕ^b) do material da jazida de empréstimo que compõem o núcleo da barragem e os espaldares foram obtidos a partir de uma série de ensaios de cisalhamento direto e utilizando o critério de Mohr-Coulomb estendido para considerar o efeito da sucção.

Como não era objetivo do trabalho investigar o solo de fundação do local onde foi construída a barragem por não apresentar grande influência nas análises requeridas, os parâmetros do solo de fundação foram considerados de acordo com o que foi observado através da inspeção de campo, verificou-se que o material a montante da barragem é basicamente granular e o material a jusante apresentava um pouco de material argiloso misturado. A partir da verificação expedita em campo do material da fundação, os parâmetros foram estimados seguindo recomendações da bibliografia.

Os módulos de elasticidade do núcleo e espaldares foram obtidos por meio de ensaios edométricos (LÔBO NETO 2013). Como não foi realizado ensaio específico para determinação do Coeficiente de Poisson, foi adotado o valor de 0,30 como sugerem Griffiths e Lane (1999).

A permeabilidade do núcleo foi determinada por (PESSOA 2013).

O peso específico do solo do núcleo do maciço foi considerado em função do tipo do material, neste caso foi dado o valor de 18,4 kN/cm³ pois o material é uma argila arenosa. (Vieira et al., 1996).

4.3 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto com estimativas de sucção a fim de identificar a sua influência na estabilidade de pequenos barramentos mal-compactados foram realizados no Laboratório de Mecânica dos solos e Pavimentação da UFC.

Os ensaios de cisalhamento direto foram feitos com corpos de prova de amostras deformadas, provenientes do material da jazida de empréstimo utilizada na construção maciço da barragem experimental. As tensões normais adotadas nos ensaios foram definidas de acordo com a estimativa do estado de tensões atuantes na barragem, de forma que as amostras foram ensaiadas com tensões normais de 50, 100 e 200 kPa.

Todos os corpos de prova foram inicialmente adensados sob a tensão normal de 50 kPa. Na fase de ruptura os corpos de prova foram ensaiados com velocidade de deformação controlada. Tendo em vista o tipo de solo, a velocidade de cisalhamento adotada foi em um valor constante de 0,46 mm/min. O ensaio foi realizado até o corpo de prova deformar aproximadamente 10%, ou seja, em torno de 4 a 5 mm.

A Figura 29 mostra o equipamento de cisalhamento direto do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Ceará utilizado na pesquisa.

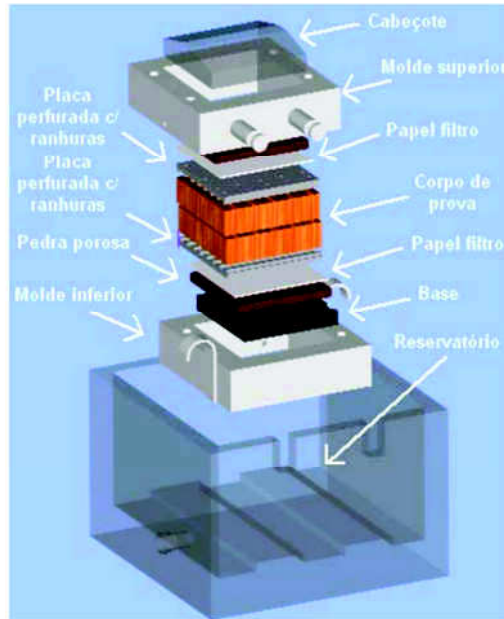
Figura 29 - Equipamento do ensaio de cisalhamento direto utilizado na pesquisa



Fonte: Autor (2013)

As partes integrantes da caixa de cisalhamento deste equipamento são ilustradas esquematicamente na Figura 30.

Figura 30 - Componentes do equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Cardoso Júnior (2006)

Foram realizados quatro ensaios com diferentes umidades a fim de verificar a influência da sucção no comportamento do solo do maciço da barragem. As amostras foram ensaiadas com as seguintes umidades, mantidas constantes durante todo o ensaio:

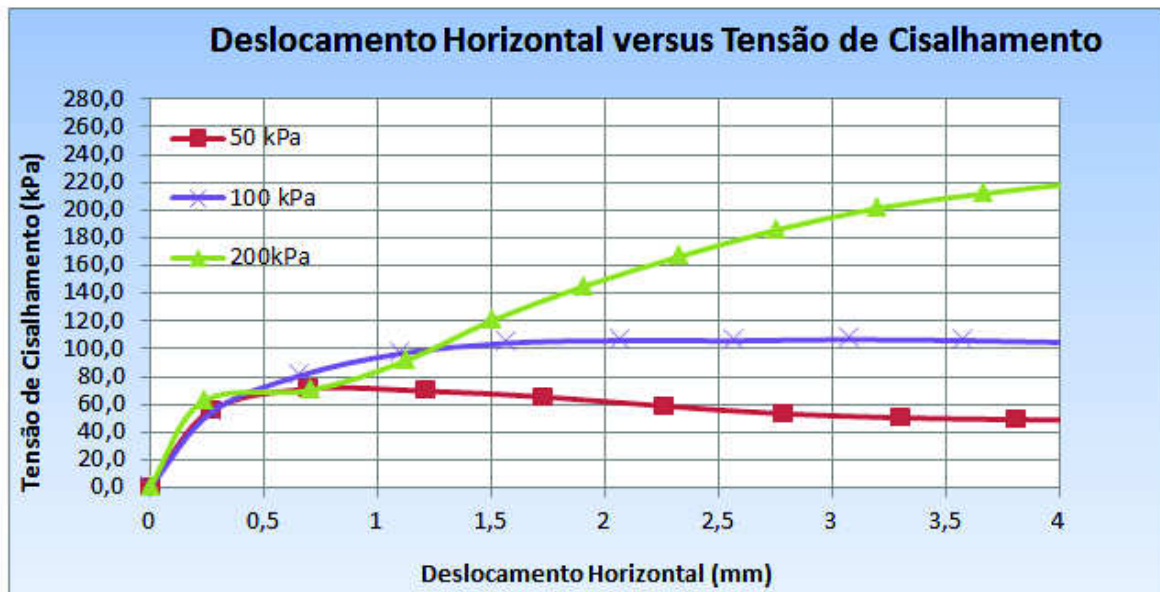
- $w = 5,39\%$
- $w = 10,96\%$
- $w = 14,08\%$
- $w = \text{saturada}$

Os diferentes valores de umidade tiveram como objetivo identificar o comportamento não linear da curva de resistência ao cisalhamento para diferentes valores de sucção. Além disso, estes valores de umidade estão próximos dos utilizados no maciço da barragem.

4.3.1 *Curvas Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante*

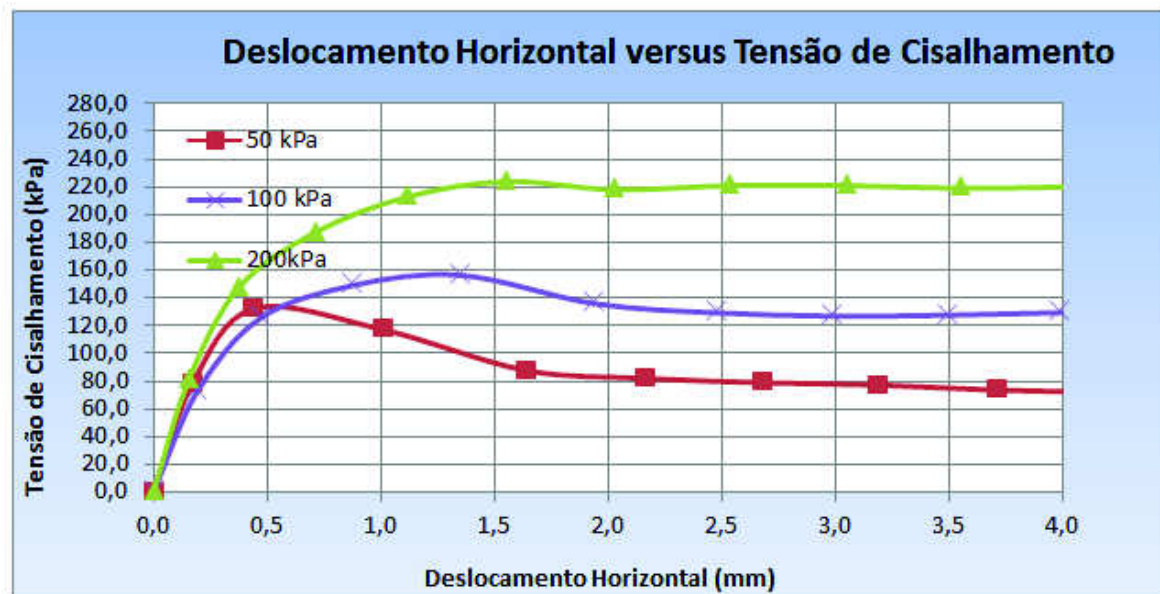
Apresentam-se neste tópico as curvas deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante dos quatro ensaios realizados. O deslocamento horizontal é dado em milímetro enquanto a tensão cisalhante em kPa.

Figura 31 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 5,39\%$



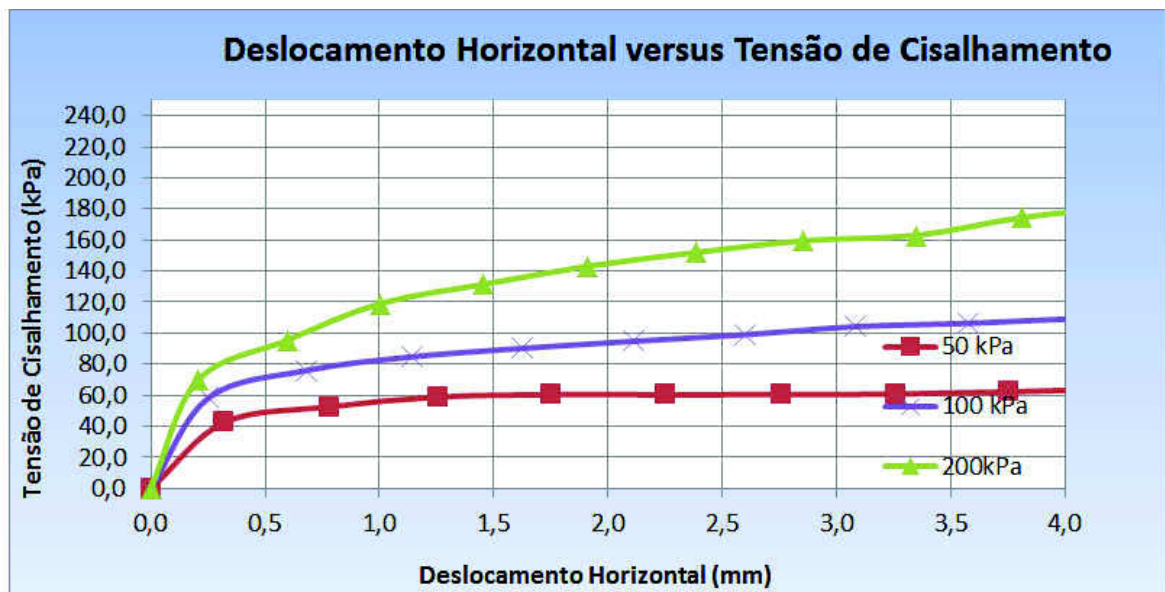
Fonte: Autor (2013)

Figura 32 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 10,96\%$



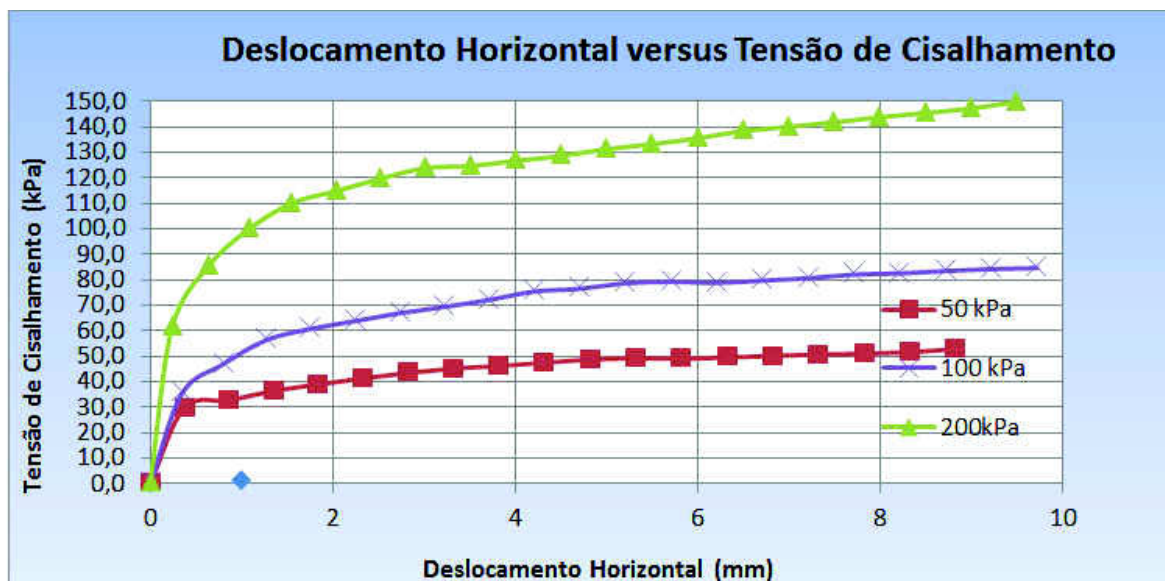
Fonte: Autor (2013)

Figura 33 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 14,08\%$



Fonte: Autor (2013)

Figura 34 - Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra saturada



Fonte: Autor (2013)

A evolução das tensões cisalhantes mostrou que os corpos de prova com umidade de 10,96% apresentaram um comportamento de material frágil, ou seja, estes tiveram ruptura brusca no momento em que atingiram a tensão cisalhante máxima a pequena deformação, representado na Figura 32 onde as curvas apresentam um pico. As tensões de pico são típicas de materiais mais rígidos, expressando o aumento da rigidez do solo devido à atuação da sucção, este comportamento é normal nos ensaios com baixos valores de umidade. No gráfico da

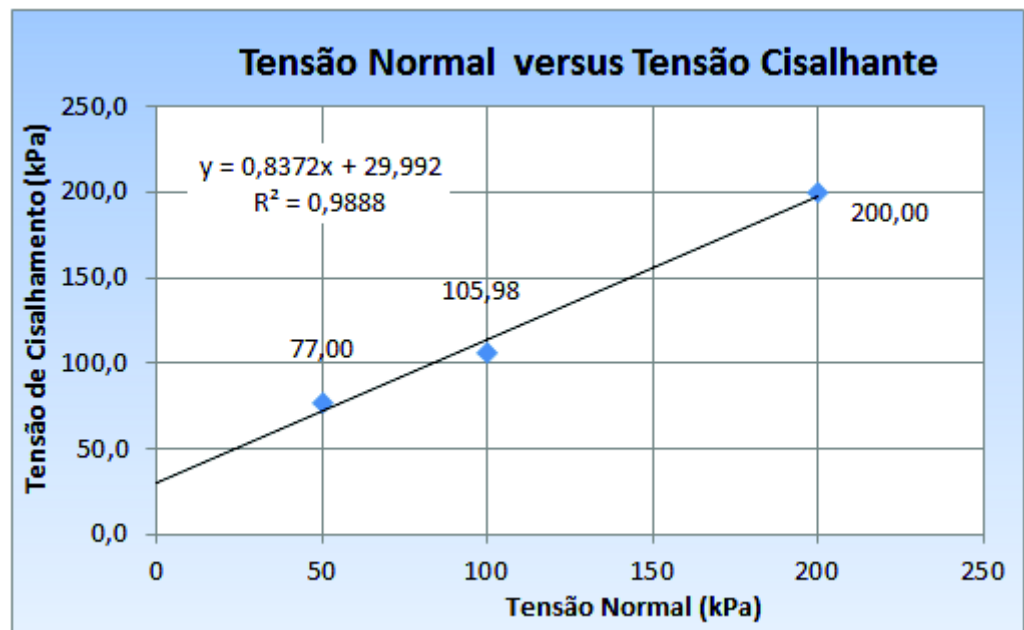
Figura 33 os valores máximos considerados para as tensões cisalhantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa foram, respectivamente, 110 kPa, 140 kPa e 220 kPa. Estes valores são aproximadamente médios entre a tensão cisalhante máxima e tensão cisalhante residual.

Nos ensaios com as demais unidades o comportamento observado das curvas foi similar de material dúctil. Estes apresentaram um processo de ruptura mais gradual sem ocorrência de picos.

4.3.2 Gráficos Tensão Normal x Tensão Cisalhante

Apresentam-se neste tópico os gráficos tensão normal *versus* tensão cisalhante dos quatro ensaios realizados. A partir destes resultados foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo (c' , ϕ' e ϕ^b) a partir da envoltória de Mohr-Coulomb estendida conforme mostrado no tópico seguinte.

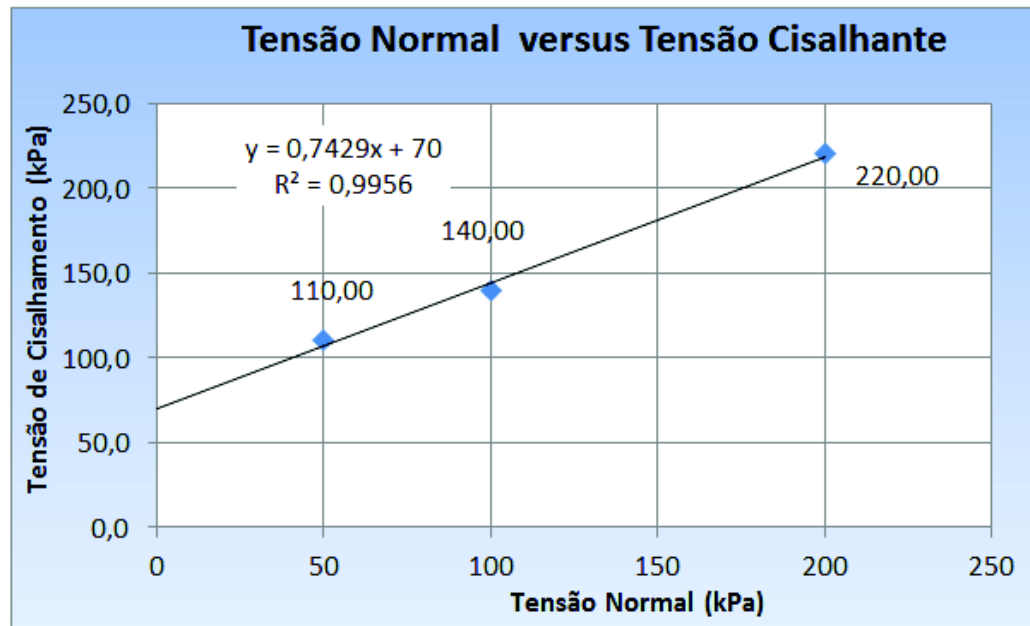
Figura 35 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 5,39\%$



Fonte: Autor (2013)

A equação da reta acima, $y = 0,8372x + 29,992$, foram obtidos os valores de $\phi' = 39,9^\circ$ e $c' = 29,99$ kPa.

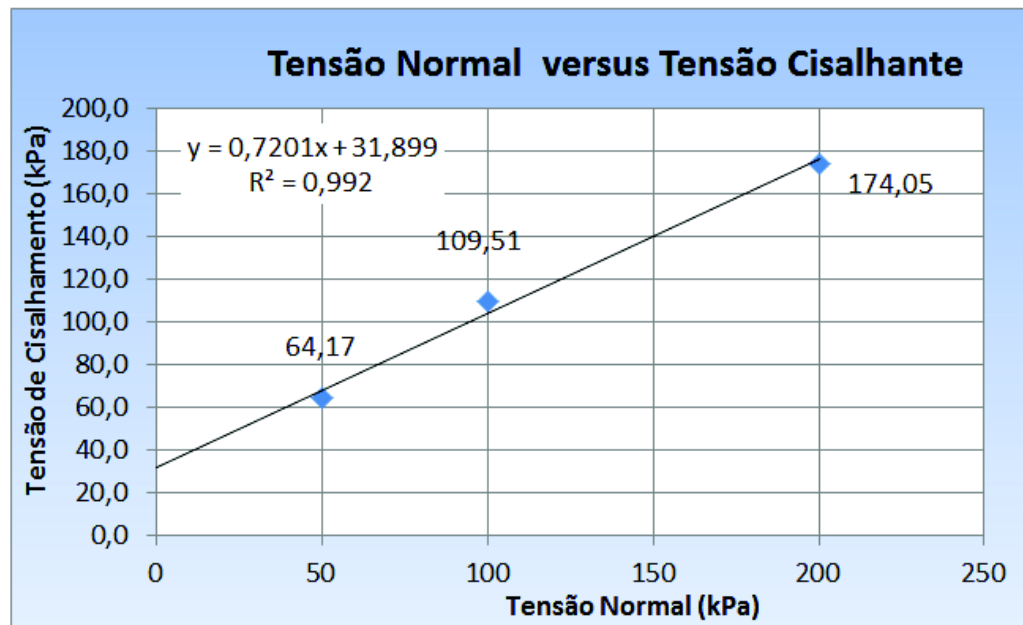
Figura 36 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 10,96\%$



Fonte: Autor (2013)

A partir da equação da reta acima, $y = 0,7429x + 70$, foram obtidos os valores de $\phi' = 36,6^\circ$ e $c' = 70$ kPa.

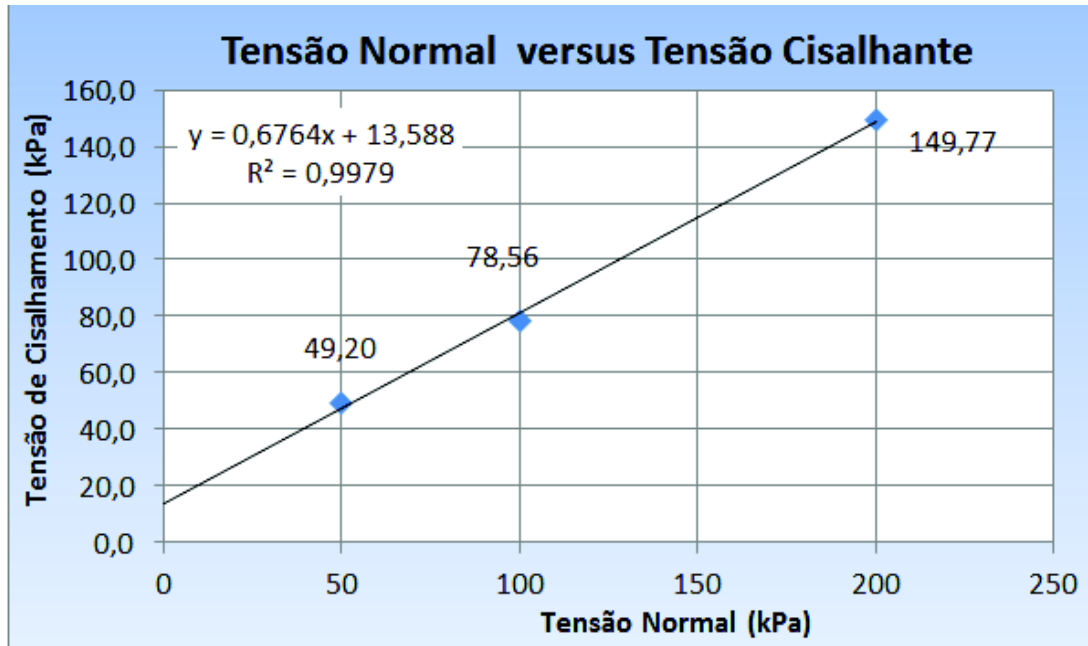
Figura 37 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra com umidade $w = 14,08\%$



Fonte: Autor (2013)

A partir da equação da reta da Figura 37, $y = 0,7201x + 31,899$, foram obtidos os valores de $\phi' = 36,6^\circ$ e $c' = 35,76$ kPa.

Figura 38 - Tensão Normal versus Tensão cisalhante da amostra saturada



Fonte: Autor (2013)

A partir da equação da reta da Figura 38, $y = 0,6764x + 13,588$, foram obtidos os valores de $\phi' = 34,1^\circ$ e $c' = 13,59$ kPa.

Na Tabela 7 são mostrados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 7 - Resultado dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Umidade(%)	Tensão (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito ($^\circ$)
5,39	50	77,00	29,99	39,9
	100	105,98		
	200	220,00		
10,96	50	110,00	70,00	36,6
	100	140,00		
	200	220,00		
14,08	50	64,17	31,90	35,8
	100	109,51		
	200	174,05		
Saturada	50	49,20	13,59	34,1
	100	78,56		
	200	149,77		

Fonte: Autor (2013)

A partir dos resultados encontrados verificou-se que a redução da umidade, ou seja, o aumento da sucção, acarretou em um acréscimo não linear na coesão do solo e ângulo de atrito permaneceu praticamente constante, em torno de

35°. Embora não seja relatado na bibliografia o ângulo de atrito pode ter sido influenciado pela sucção.

Para determinar o valor da coesão, o ângulo de atrito interno do solo e o parâmetro ϕ^b , será utilizado o procedimento adotado de Lu e Likos (2004) mostrado no tópico seguinte.

4.3.3 Parâmetros de Resistência (c' , ϕ' e ϕ^b)

Os parâmetros de resistência do solo, ou seja, c' , ϕ' e ϕ^b , foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto e da curva característica. Para determinar estes parâmetros utilizou-se o critério de Mohr-Coulomb estendido conforme pode ser visto em Lu e Likos (2004).

Para obtenção dos parâmetros utilizou-se as equações (16) e (17) mostradas no Capítulo 2.

$$\tau_f = c'_1 + (\sigma - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' \quad (16)$$

$$c'_1 = c' + (\mu_a - u_w)_f \operatorname{tg} \phi^b \quad (17)$$

Neste trabalho é seguida a metodologia citada por Lu e Likos (2004) para a determinação dos parâmetros de resistência. Os autores utilizam dois valores de tensões normais para dois valores de sucção.

Os valores de τ_f foram obtidos diretamente dos ensaios de cisalhamento direto, as tensões utilizadas, ou seja, $(\sigma - u_a)_f$, foram de 50 kPa e 100 kPa pois os níveis de tensões atuantes na barragem são baixos, portanto as tensões de 50 kPa e 100 kPa representam bem a realidade.

Os valores de τ_f utilizados são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores de τ_f para tensões de 50 kPa e 100 kPa

Umidade	τ_f para $(\sigma - u_a)_f = 50$ kPa	τ_f para $(\sigma - u_a)_f = 100$ kPa
w = 10,96%	110,00 kPa	140,00 kPa
w = 14,08%	64,17 kPa	109,51 kPa

Fonte: Autor (2013)

Na Tabela 9 são expressos os valores de sucção, $(u_a - u_w)_f$, obtidos a partir da curva característica, conforme será mostrado no tópico seguinte.

Tabela 9 - Valores de sucção das amostras ensaiadas

Umidade	Sucção - $(u_a - u_w)_f$,
w = 10,96%	245 kPa
w = 14,08%	2,15 kPa

Fonte: Autor (2013)

Para o ensaio com $w = 10,96\%$ e utilizando a equação (16) monta-se o sistema abaixo e se determina o valor de c'_1 e ϕ'

$$\begin{aligned} 110,00 &= c'_1 + 50tg\phi' \\ 140,00 &= c'_1 + 100tg\phi' \end{aligned}$$

Resolvendo o sistema acima obtém-se:

$$c'_1 = 80,00 \text{ kPa e } \phi' = 30,9^\circ$$

Para o ensaio com $w = 14,08\%$ e utilizando a equação (16) monta-se o sistema abaixo e determina-se o valor de c'_1 e ϕ' :

$$\begin{aligned} 64,17 &= c'_1 + 50tg\phi' \\ 109,51 &= c'_1 + 100tg\phi' \end{aligned}$$

Resolvendo o sistema acima obtém -se:

$$c'_1 = 18,83 \text{ kPa e } \phi' = 42,2^\circ$$

O ângulo de atrito ϕ' será igual a média dos dois valores de ϕ' encontrados, portanto:

$$\begin{aligned} \phi' &= \frac{30,9 + 42,2}{2} \\ \phi' &= 36,6^\circ \end{aligned}$$

Para determinar o valor de c' monta-se um sistema com a equação (17) com os valores encontrados de $c'_1 = 80,00$ kPa, $c'_2 = 18,83$ kPa e $\phi' = 36,6^\circ$. Conforme mostrado a seguir:

$$80,00 = c' + 245tg\phi^b$$

$$18,83 = c' + 2,15tg\phi^b$$

Resolvendo o sistema acima se obtém o seguinte:

$$c' = 18,29 \text{ kPa e } \phi^b = 14,14^\circ$$

Os parâmetros de resistência dos espaldares da barragem são mostrados na Tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros de Resistência dos Espaldares

Parâmetros de Resistência dos Espaldares da Barragem	
c'	18,29 kPa
ϕ'	36,6°
ϕ^b	14,14°

Fonte: Autor (2013)

Foram determinados os parâmetros de resistência, por meio de ensaios, apenas dos espaldares da barragem já que o ponto crítico da estabilidade dos taludes está nos espaldares onde, geralmente, nos pequenos barramentos, são mal compactados. Na barragem em questão, como citado anteriormente, os espaldares tiveram uma energia de compactação em torno de 70% enquanto que o núcleo da barragem teve uma energia de compactação aproximadamente igual a 90%. Como as superfícies de ruptura ocorrem nos espaldares da barragem o estudo foi focado nele, pois no núcleo do maciço não haverá ruptura.

O núcleo da barragem por ser compactado com maior energia, em relação aos espaldares, espera-se que apresente parâmetros de resistência maiores. Na Tabela 11 são mostrados os valores dos parâmetros de resistência adotados para o núcleo da barragem e para o solo de fundação.

Tabela 11 - Parâmetros de Resistência do Núcleo e da Fundação da Barragem

	Núcleo	Aluvião (montante)	Aluvião (jusante)
c'	25 kPa	0 kPa	5 kPa
ϕ'	40°	30°	25
ϕ^b	20°	15°	15

Fonte: Autor (2013)

4.3.4 Curva Característica

Apresenta-se neste tópico a curva característica, ou curva de retenção de água, obtida através da técnica do papel filtro. O procedimento padrão do ensaio está descrito na norma ASTM D 5298-03, contudo seguiram-se também recomendações de outros pesquisadores (RIOS 2006, MARINHO 2000) no desenvolvimento do ensaio. O papel filtro utilizado foi o Whatman N°42.

De acordo com ASTM (2003) o papel filtro deve ser seco em estufa por pelo menos 16h antes da realização do ensaio, porém neste ensaio o papel foi utilizado sem secagem prévia sendo utilizado diretamente da caixa, no estado seco ao ar, pois Marinho (1994) afirma que o procedimento de secar o papel filtro em estufa pode afetar as características de adsorção do papel filtro.

ASTM (2003) indica ainda que durante o ensaio devem ser utilizados três papéis-filtro entre duas amostras para realizar a medida da sucção matricial que é obtida em função do papel filtro do meio, os outros dois, em contato com o solo, têm a finalidade de proteger o papel filtro central contra a aderência do solo no papel filtro, conforme pode ser observado na Figura 39. Neste trabalho a medida da sucção foi feita com a utilização de dois papéis-filtro, sendo um em contato direto com a amostra e o segundo colocado sobre o primeiro. A sucção é medida a partir da umidade do segundo papel filtro, o papel em contato com a amostra tem a função de proteger o segundo papel da aderência de grãos de solo que poderia alterar os resultados dos ensaios.

Figura 39 – Solo aderido ao papel filtro em contato com a amostra



Fonte: Autor (2013)

A seguir é descrito o procedimento do ensaio realizado:

Inicialmente, as amostras foram compactadas em cinco camadas dentro de anéis cilíndricos de 50 mm de diâmetro por 20 mm de altura de forma a ter uma massa específica $\rho = 1,55 \text{ g/cm}^3$. A Figura 40 mostra alguns corpos de prova obtidos neste trabalho.

Figura 40 - Moldagem dos Corpos de Prova



Fonte: Autor (2013)

Após compactação das amostras nos anéis, os corpos de prova foram colocados para saturar em vapor d'água por um período pré-estabelecido, de forma a ter vários corpos de prova com diferentes umidades. Ao final de cada saturação, as amostras foram pesadas em uma balança com precisão de $\pm 0,0001 \text{ g}$. A Figura 41 mostra o detalhe da pesagem dos corpos de prova.

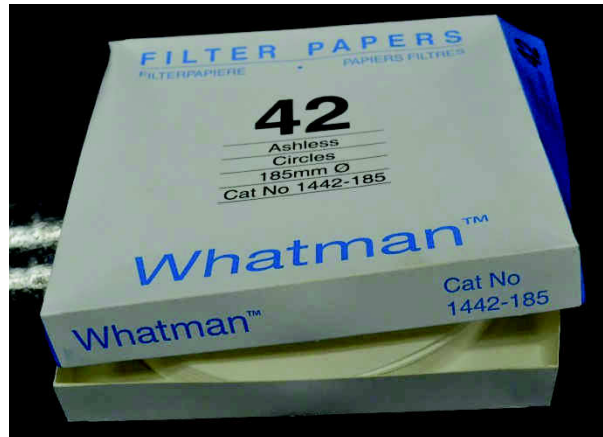
Figura 41 - Pesagem do Corpo de Prova



Fonte: Autor (2013)

Após pesagem foram colocados os papéis filtro, conforme procedimentos mostrados na Figura 42 (b) e (c). Durante todo o ensaio foi utilizado uma pinça metálica e luvas de látex para manusear os papéis filtro, com o objetivo de evitar qualquer alteração nas características originais do papel, inclusive na umidade.

Figura 42 - Colocação dos papéis-filtro



(a) Papel filtro Whatman 42



(b) Colocação do primeiro papel filtro



(c) Colocação do segundo papel filtro

Fonte: Autor (2013), Leme (2008)

A amostra e os papéis filtro foram envolvidos com papel filme e papel alumínio, para evitar a perda de umidade, seguindo-se a mesma metodologia realizada por Leme (2008). As fotos da Figura 43 mostram o procedimento descrito.

Em seguida, as amostras foram guardadas na posição vertical dentro de uma caixa de isopor, que por sua vez, ficou acondicionada dentro de uma caixa térmica para garantir que as amostras não sofressem grandes variações térmicas durante o período de equalização da sucção entre o papel filtro e a amostra. Este processo é visto na Figura 44.

Figura 43 – Procedimento para evitar perda de umidade



(a) Colocação do papel filme



(b) Corpo de prova com papel filtro envolvido com o papel filme



(c) Colocação do papel alumínio



(d) Amostra envolvida com papel alumínio

Fonte: Leme (2008)

Figura 44 - Acondicionamento das Amostras



(a) Armazenamento das amostras



(b) Isolamento térmico dos corpos de prova

Fonte: Leme (2008)

Após o período de equalização de 7 dias, conforme recomenda ASTM (2003), as amostras foram retiradas do isolamento térmico e em seguida foram retirados os papéis alumínio e filme que envolviam o corpo de prova. Este procedimento foi realizado de forma rápida para evitar que a amostra ganhasse ou perdesse umidade. Após retirada dos papéis, o papel filtro que não está em contato com o solo foi retirado com o auxílio de uma pinça metálica e colocado dentro de uma cápsula metálica com tampa que foi pesada em uma balança com precisão de ($\pm 0,0001$ g) e levada para a estufa com temperatura de 70 C° . Após a pesagem, os papéis filtro foram colocados na estufa por um período mínimo de 24 horas. Depois de decorrido este tempo os papéis filtro secos foram pesados novamente, obtendo-se assim a umidade.

Depois de obtida a umidade do papel filtro determinou-se os valores de sucção para cada valor de umidade através das equações do papel filtro Whatman N°42, que define as relações entre umidade e sucção:

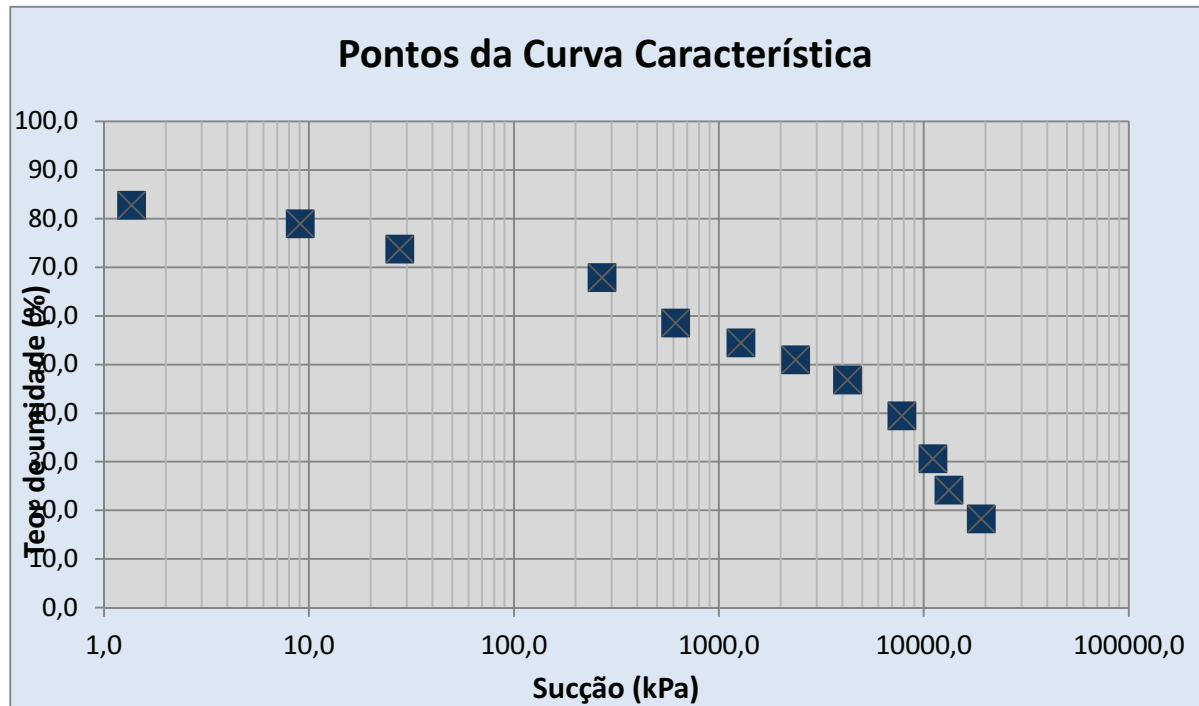
$$S_m \text{ (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)} - \text{Para } w > 47\% \quad (25)$$

$$S_m \text{ (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 \log w)} - \text{Para } w \leq 47\% \quad (26)$$

Com os valores de umidade e sucção traçou-se um gráfico *sucção x teor de umidade* em escala logarítmica obtendo-se a curva característica.

Os pontos da curva características são plotados em gráfico que relaciona sucção (kPa) com teor de umidade do solo. Estes são mostrados na Figura 45.

Figura 45 - Pontos da Curva Característica



Fonte: Autor (2013)

Com os pontos obtidos fez-se um ajuste de uma curva utilizando os parâmetros empíricos “a”, “m” e “n” da equação de Fredlund e Xing (1994) obtidos com o auxílio de uma planilha EXCEL. Os parâmetros obtidos são mostrados na Tabela 46 e a curva obtida é mostrada na Figura 47.

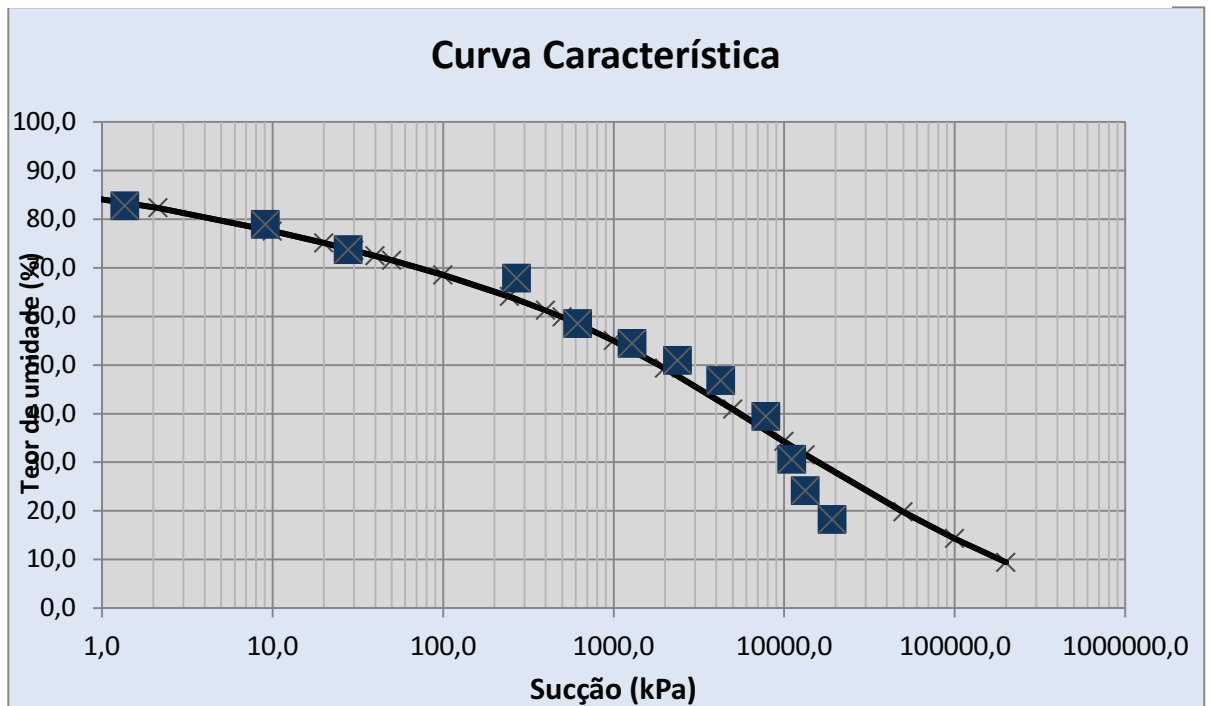
Figura 46 - Parâmetros Empíricos de Fredlund e Xing (1994) para solo estudado

	a	m	n
Parâmetros	200	1,5	0,2

Fonte: Autor (2013)

Com a obtenção dos parâmetros empíricos traçou-se a curva e observou-se que o ajuste ficou bom, divergindo apenas para valores muito elevados de sucção que, entretanto não foram utilizados na determinação de ϕ^b .

Figura 47 - Curva Característica



Fonte: Autor (2013)

A partir da curva característica determinaram-se os valores de sucção correspondentes as umidades dos corpos de provas ensaiados.

4.4 Considerações Finais

Na primeira parte do capítulo foi descrito, o local da construção da barragem experimental, o local da jazida de empréstimo e seus acessos. Em seguida foi apresentada a geometria da barragem com informações sobre altura máxima, comprimento total, largura do coroamento, cotas do coroamento, soleira e leito do rio, dimensões do cutoff e inclinações dos taludes.

Foi mostrado que o cutoff teve um corte vertical e não uma inclinação de 45°, como geralmente é feito, a razão para isto foi devido ao solo de fundação no local apresentar um comportamento coesivo e a espessura do *cutoff* ter apenas dois metros permitindo um corte a 90°. Após descrição da geometria da barragem foi informado quais foram os materiais utilizados na construção da mesma, o núcleo e os espaldares foram construídos com o mesmo material da jazida de empréstimo. Porém o núcleo da barragem foi compactado com uma energia equivalente a 90%

enquanto que os espaldares foram compactados com energia de aproximadamente 70%.

O solo de fundação apresentava uma diferença do lado jusante para o lado montante, a parte jusante da barragem é composta por material arenoso com presença de argila, provavelmente devido ao lago formado pela barragem de alvenaria de pedra existente que proporcionou a deposição de material fino nas suas proximidades. Já a montante o solo era predominantemente arenoso.

Na segunda parte do capítulo foram mostrados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e da curva característica do solo. Os ensaios tiveram o objetivo de determinar os parâmetros de resistência dos espaldares da barragem.

Esse estudo foi direcionado para os espaldares da barragem, pois é neste trecho onde estarão as superfícies potenciais de ruptura. Os ensaios de cisalhamento foram realizados com diferentes valores de umidade a fim de verificar a influência da sucção no comportamento do maciço da barragem, sendo apresentadas as curvas deslocamento horizontal x tensão cisalhante e tensão normal x tensão cisalhante para os diferentes valores de umidade.

A partir dos gráficos verificou-se que o solo com a umidade de 10,96% apresentou comportamento típico de materiais frágeis, os ensaios com as outras umidades apresentaram comportamento típico dos materiais dúcteis não apresentando uma resistência de pico. Com os resultados encontrados verificou-se que o aumento da sucção, acarretou em um acréscimo não linear na coesão do solo e ângulo de atrito permaneceu praticamente constante, em torno de 35°.

Embora não seja relatado na bibliografia, o ângulo de atrito pode ter sido influenciado pela sucção. Os parâmetros de resistência foram obtidos conforme metodologia apresentada por Lu e Likos (2004).

Quando não for possível a realização de ensaios para determinação da curva característica do solo, e conseqüentemente o parâmetro ϕ^b , como é o caso das pequenas barragens de baixo custo construídas no semiárido, pode-se adotar um valor para ϕ^b igual à metade do ângulo de atrito (Manual Geostudio), ou seja, $\phi^b = \frac{\phi'}{2}$. Verificou-se também neste trabalho que esta consideração apresenta uma boa aproximação prática.

5 APLICAÇÃO A BARRAGEM DE TERRA

5.1 Introdução

Neste capítulo são apresentadas as análises numéricas de fluxo e estabilidade realizadas para a barragem experimental. As análises foram feitas através dos programas *PHASE 7.0* e *GEOSTUDIO 2007*, o primeiro foi utilizado nas análises com a técnica de redução de parâmetros no final de construção e o segundo nas análises de estabilidade por equilíbrio limite e por elementos finitos no final de construção e com barragem em operação. Inicialmente estudou-se a estabilidade no final de construção e posteriormente a análise foi feita em regime de operação, em todos os cenários o talude estudado foi o talude de jusante, pois é a situação mais crítica, na operação e no final de construção é simétrico ao de montante.

Os parâmetros do solo utilizados na modelagem são mostrados a seguir na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros do solo da barragem

	Núcleo	Espaldares	Areal (Montante)	Areal (Jusante)
Coesão (kPa)	22,0	18,29	0	5
Ângulo de atrito (°)	36,6	36,6	30	25
ϕ^b (°)	18,3	14,14	0	0
Permeabilidade (m/s)	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-5}
Coef. Poisson	0,3	0,3	0,3	0,3
Mod. Elasticidade (kPa)	37.000	18.000	20.000	20.000
Massa específica (kN//m ³)	18,4	15,5	18,0	19,0

Fonte: Autor (2013)

O valor de ϕ^b foi considerado igual a zero para o solo de fundação (aluvião granular), pelo motivo de não ter sido realizado ensaios para sua determinação. Esta consideração não prejudica as análises, pois desde o início o

solo de fundação encontra-se saturado devido sua alta permeabilidade, portanto não há atuação da sucção.

5.2 Análises de Estabilidade no Final de Construção Considerando Efeito da Sucção

As análises de estabilidade no final de construção foram realizadas considerando o efeito da sucção, logo o maciço apresenta um ganho de resistência, portanto espera-se que os valores do fator de segurança da estabilidade no final de construção sejam maiores do que para a barragem em operação quando a sucção diminui.

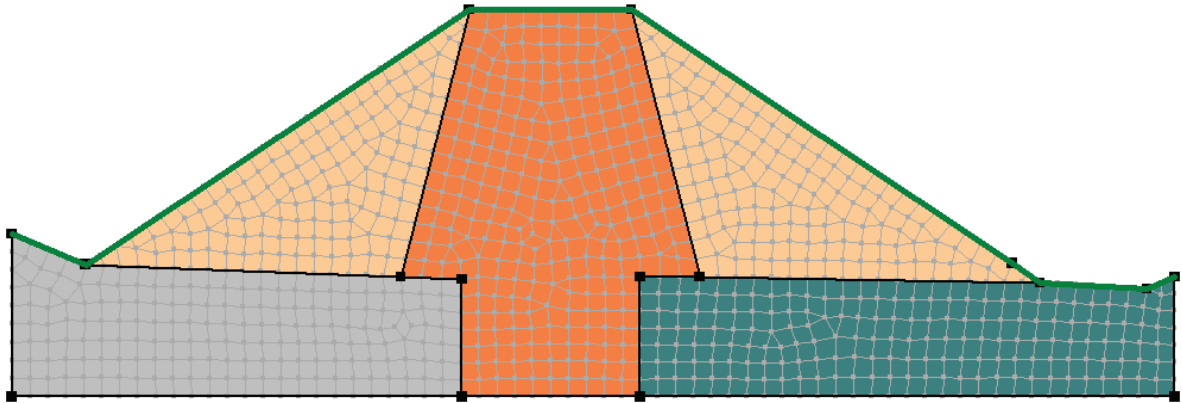
As análises no final de construção foram realizadas através dos métodos tradicionais de equilíbrio limite e através dos métodos de elementos finitos. As análises com o MEF foram realizadas de duas formas, uma que utiliza o critério tensão x deformação do solo e outra que utiliza a técnica da redução de parâmetros, a primeira foi realizada com o programa *GEOSTUDIO 2007* enquanto que a segunda foi feita com o programa *PHASE 7.0*.

5.2.1 Métodos de Equilíbrio Limite

As análises de equilíbrio limite foram feitas para os seguintes métodos – Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price.

A análise de estabilidade é iniciada com a geração da malha de elementos finitos. A seção da barragem experimental foi discretizada em uma malha de 926 elementos e 974 nós, sendo 16 nós principais, que foram gerados automaticamente pelo programa *SEEP/W* e distribuídos uniformemente em cinco regiões. A malha foi definida com elementos mistos entre triangulares e quadrangulares, o tamanho global do elemento foi definido em 0,3 m. A Figura 48 apresenta a malha.

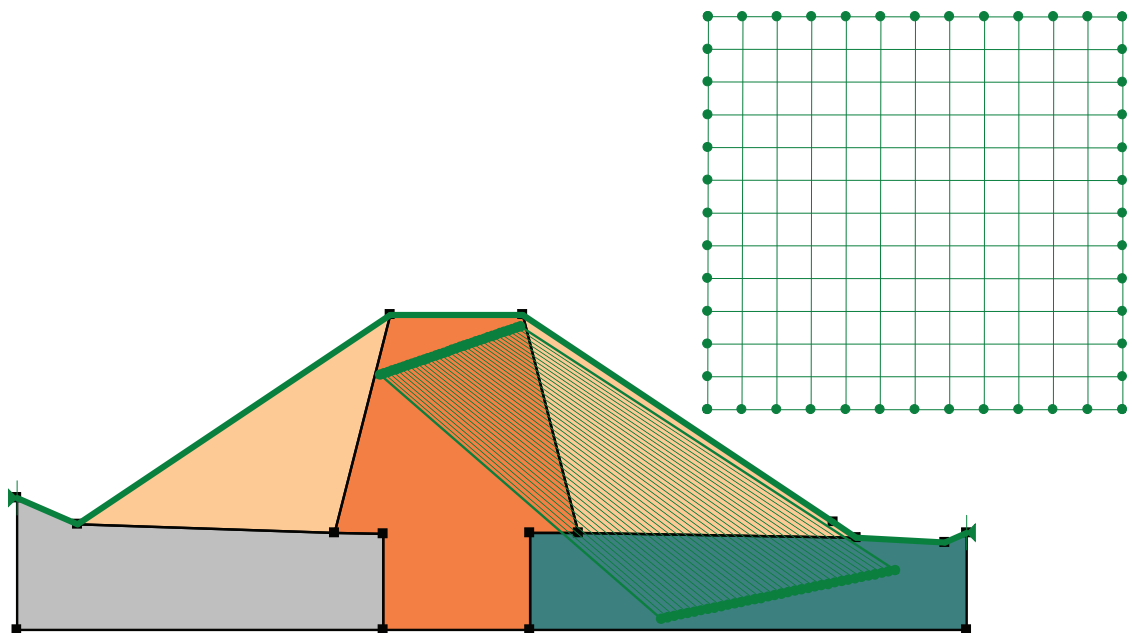
Figura 48 - Malha mista de elementos triangulares e quadrangulares



Fonte: Autor (2013)

Após geração da malha foi traçado um *grid* dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura, necessários para o cálculo do fator de segurança. O *grid* está ilustrado na Figura 49.

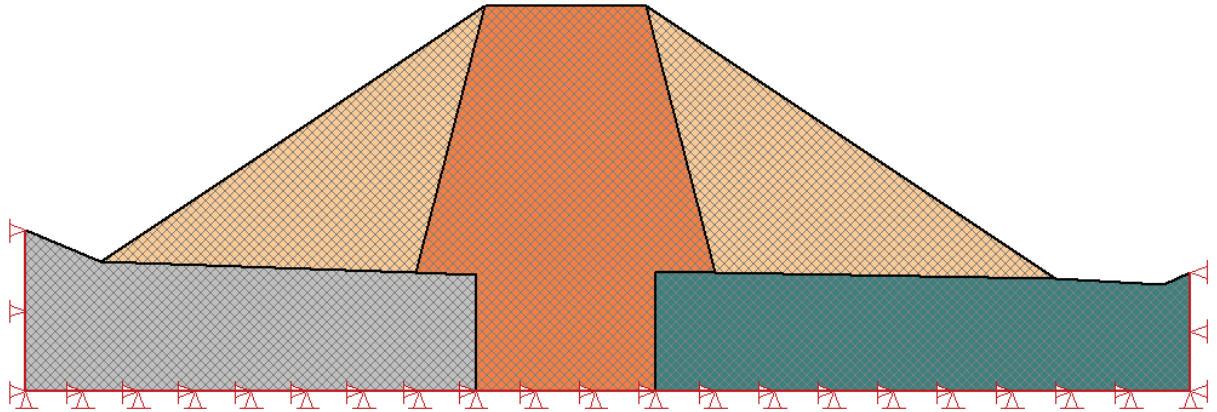
Figura 49 - A malha dos possíveis centros e raios dos círculos de ruptura



Fonte: Autor (2013)

Antes de iniciar a análise de estabilidade, são necessárias algumas condições de contorno para a utilização do MEF. Considera-se que a parte inferior da barragem apresenta restrição de deslocamentos nos eixos x e y e a parte lateral apresenta restrição de movimento no eixo x . A Figura 50 exemplifica.

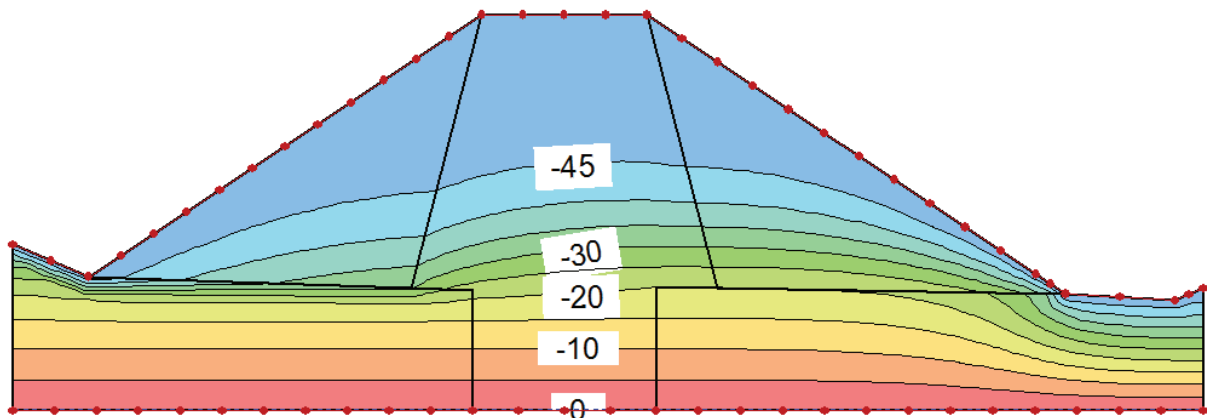
Figura 50 - Condições de Contorno da Análise de Estabilidade



Fonte: Autor (2013)

As condições iniciais assumidas nestas análises foram que o solo compactado, núcleo e espaldares, apresentam anisotropia com relação a sua permeabilidade, considera-se o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal igual a 10 (dez) vezes o coeficiente de permeabilidade na direção vertical. Já o solo de fundação foi considerado isotrópico. Assume-se também que no contorno do barramento atua uma sucção de 50 kPa enquanto que na parte inferior a sucção é nula. A Figura 51 mostra a condição inicial de sucção atuando na barragem.

Figura 51 - Campo Inicial de Sucção

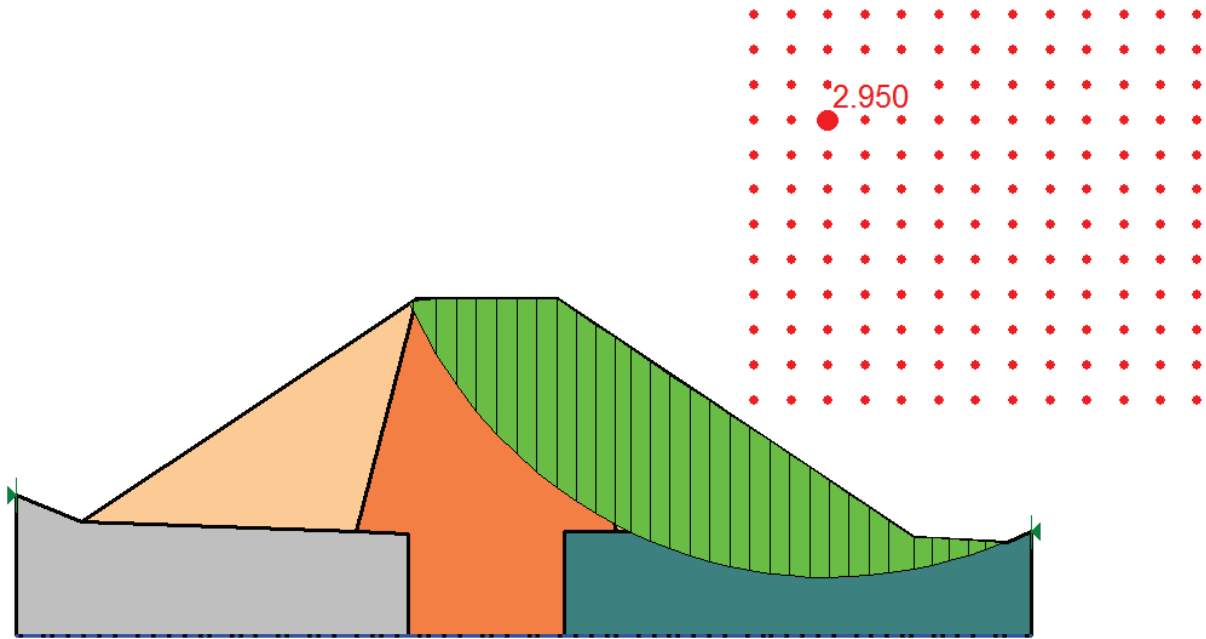


Fonte: Autor (2013)

O campo de sucção atuante na barragem cresce de zero na região inferior e aumenta até o valor de 50 kPa no contorno do barramento.

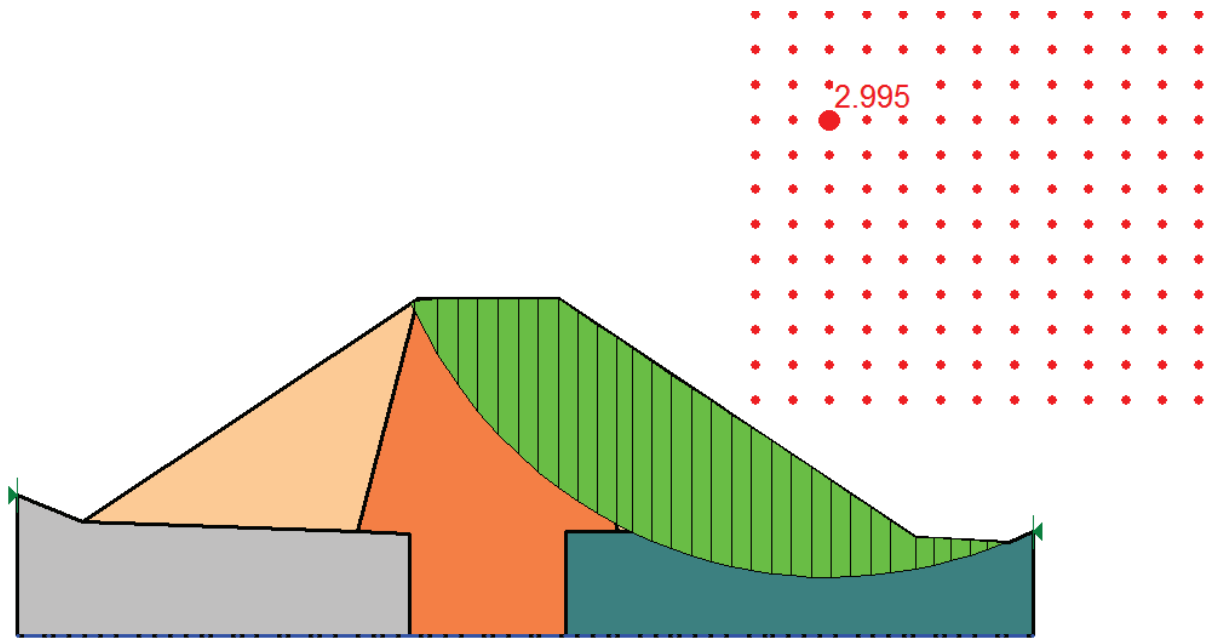
Apresentam-se a seguir as análises de estabilidades dos diferentes métodos estudados.

Figura 52 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Bishop



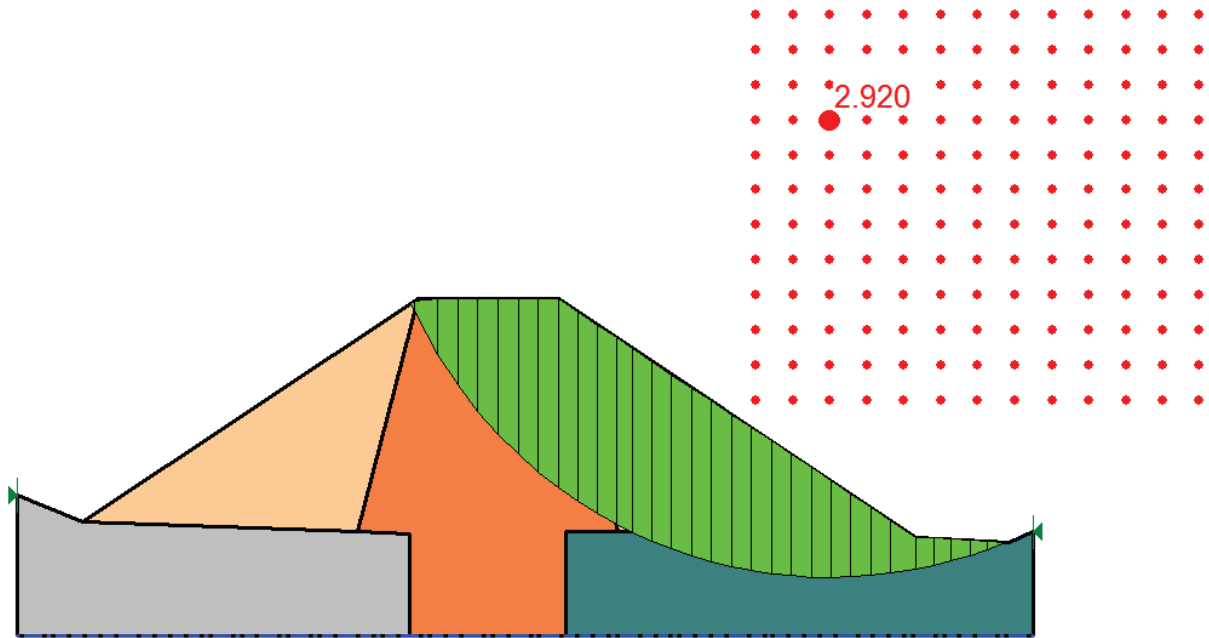
Fonte: Autor (2013)

Figura 53 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Janbu



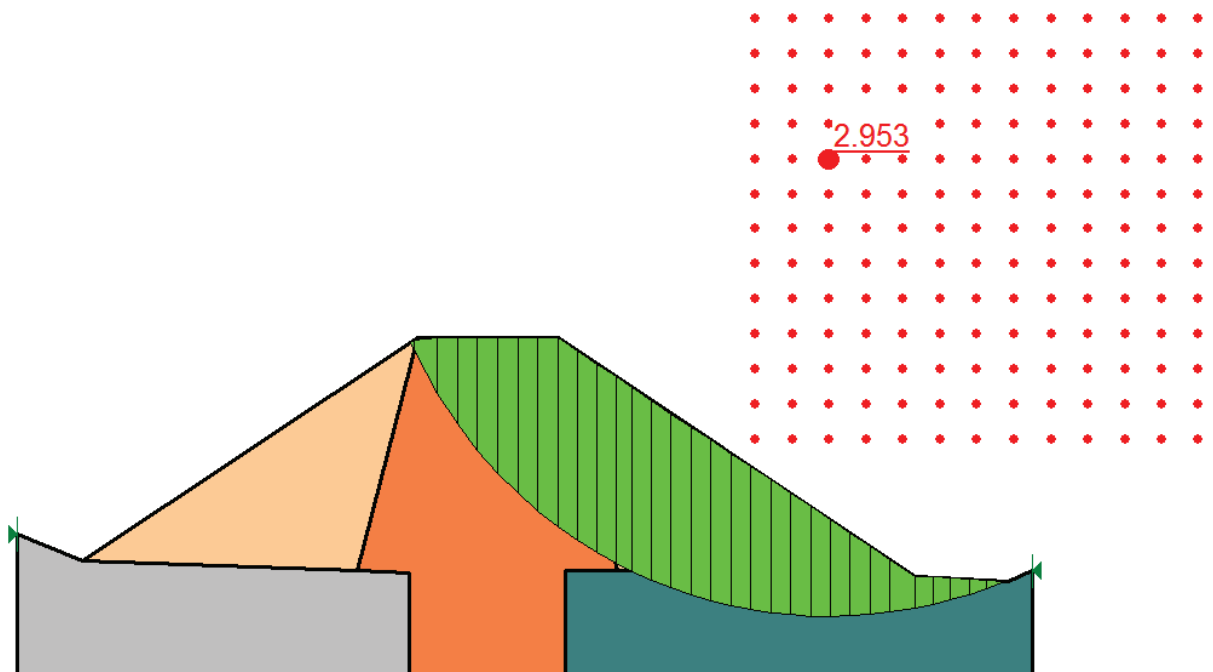
Fonte: Autor (2013)

Figura 54 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Fellenius



Fonte: Autor (2013)

Figura 55 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Morgenstern-Price



Fonte: Autor (2013)

Na Tabela 13 são resumidos os valores de FS encontrados para cada método.

Tabela 13 - Fatores de Segurança Mínimos pelos Métodos de Equilíbrio Limite no Final de Construção

MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	FS
Bishop	2,950
Janbu	2,995
Fellenius (Ordinário)	2,920
Morgenstern-Price	2,953

Fonte: Autor (2013)

Observando os valores dos fatores de segurança obtidos conclui-se que a barragem apresenta estabilidade satisfatória quando se utiliza os métodos tradicionais de equilíbrio limite com a consideração da sucção.

5.2.2 Método de Elementos Finitos (MEF)

As análises de estabilidade no final de construção através dos elementos finitos foram realizadas com o uso do programa *GEOSTUDIO 2007* e *PHASE 7.0*. A análise com o programa *GEOSTUDIO 2007* considera o comportamento tensão x deformação do solo e a análise com o *PHASE 7.0* utiliza a técnica da redução dos parâmetros do solo para encontrar a superfície de deslizamento crítica. Por considerar o estado de tensões do maciço o MEF se torna mais realístico do que os métodos tradicionais de equilíbrio limite.

A análise de estabilidade com o modelo de elementos finitos tem como consideração a análise de deformação plana, 2D, de solos de comportamento elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb GRIFFITHS e SMITH (2004) e GRIFFITHS e LANE (1999).

O solo é assumido, inicialmente, como elástico e o modelo gera tensões normais e cisalhantes, em todos os pontos da rede. Estas tensões são, então, comparadas com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Se as tensões em determinado ponto localizarem-se dentro da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, significa que o ponto não plastificou e permanece no regime elástico. Se as tensões localizam-se sobre ou fora da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, então esta

região é considerada em escoamento. As tensões de escoamento são, então, redistribuídas pela rede (AGUIAR 2008).

A ruptura por cisalhamento ocorre quando um número suficiente de pontos escoou para permitir o desenvolvimento do mecanismo. Com isto, a superfície de deslizamento configura-se naturalmente.

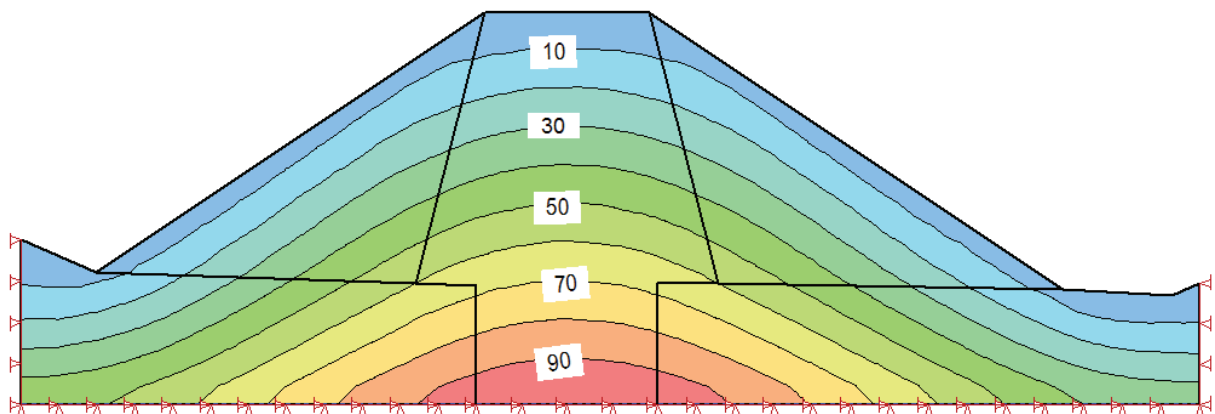
5.2.2.1 *Análise Tensão x Deformação*

Utilizando-se a mesma malha e *grid* mostradas nas Figuras 48 e 49, verifica-se o Fator de Segurança e identifica-se a localização da superfície de deslizamento considerando a atuação das tensões.

Nas análises não foram consideradas as deformações ocorridas no maciço durante a construção, no estudo em questão foi considerado que o maciço construído já tinha apresentado toda sua deformação. No programa GEOSTUDIO este tipo de análise é chamado de “in situ”.

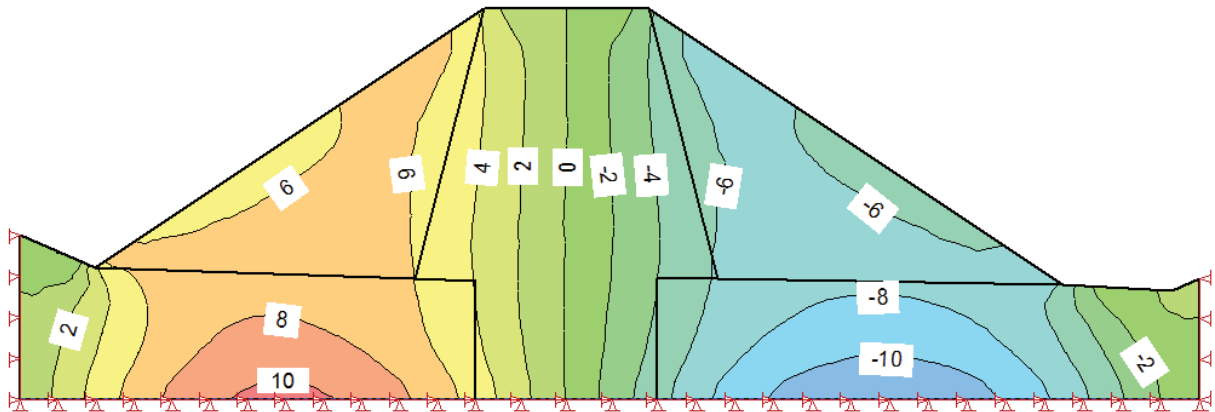
Na Figura 56 são mostradas as tensões verticais atuantes no maciço. Na Figura 57 é apresentada a distribuição de tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo da barragem e por fim é mostrada a superfície de deslizamento com o respectivo FS.

Figura 56 - Tensões verticais na barragem considerando comportamento tensão x deformação



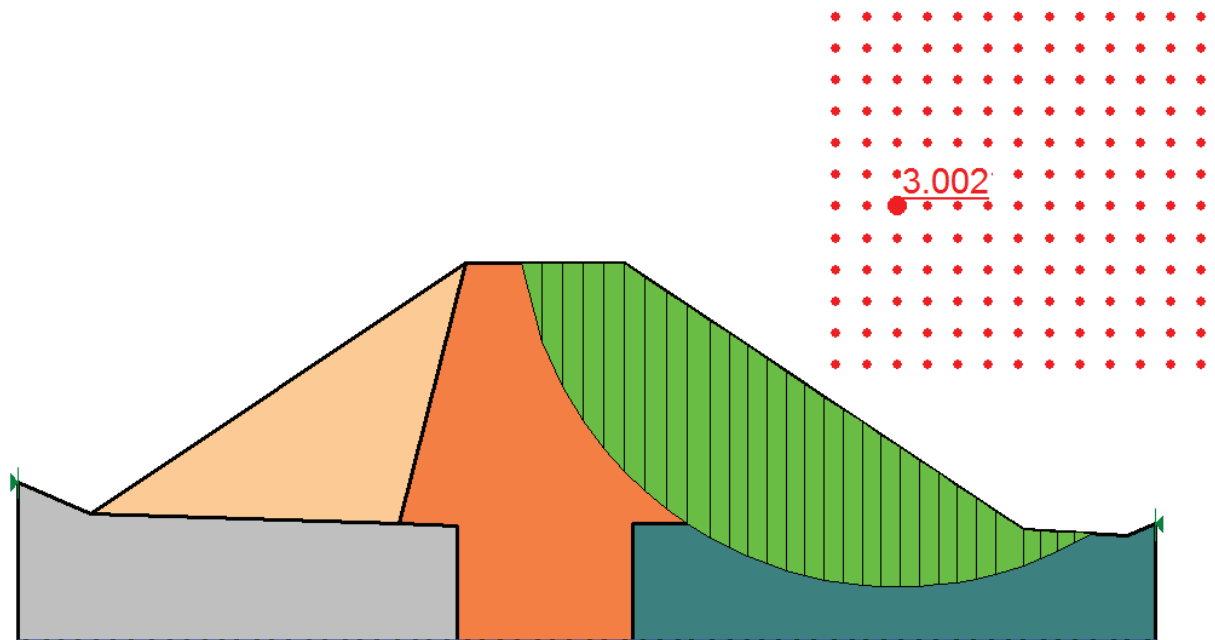
Fonte: Autor (2013)

Figura 57 – Distribuição de tensões cisalhantes na barragem.



Fonte: Autor (2013)

Figura 58 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Elementos Finitos considerando comportamento tensão x deformação do solo



Fonte: Autor (2013)

Observando a Figura 56 verifica-se que as tensões verticais desenvolvidas aumentam com a profundidade como já era esperado.

Na Figura 57 observa-se que as tensões cisalhantes são nulas no eixo da barragem, porém na região montante desenvolveram-se tensões cisalhantes positivas e na região jusante tensões negativas. Como a barragem é simétrica e o material utilizado é o mesmo, verifica-se que as tensões cisalhantes atuantes apresentam valores iguais em módulo da região montante para jusante. A

determinação do sinal, se positivo ou negativo, da tensão cisalhante é definido de acordo com a convenção de sinais.

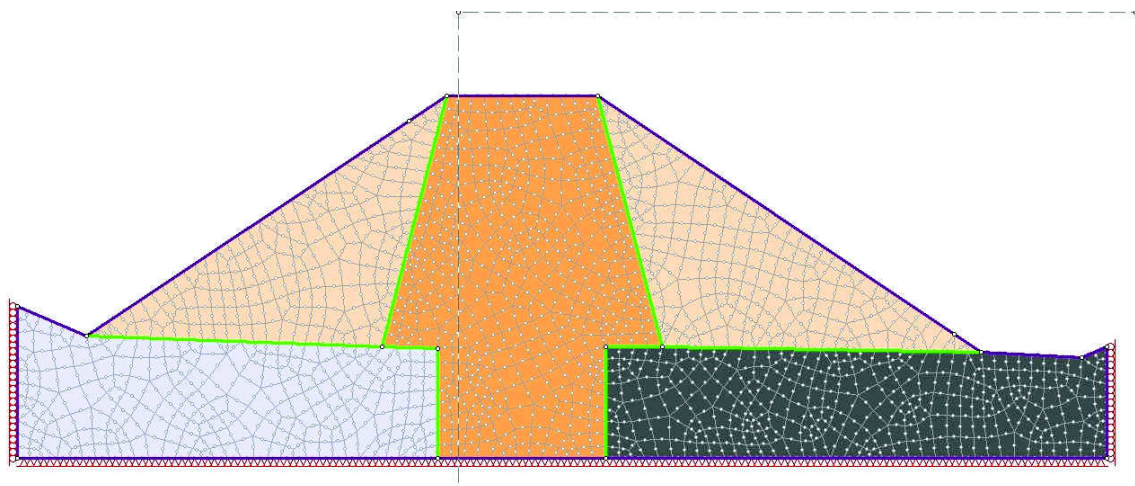
Constatou-se também que as tensões cisalhantes nas bases das fatias na superfície de deslizamento correspondem aos valores encontrados da tensão cisalhante na Figura 57.

O valor do fator de segurança encontrado para a superfície crítica de deslizamento foi de 3,002. O valor encontrado foi maior do que com o método de elementos finitos como já era esperado, pois esta análise é mais realística. Comprovando que os métodos de equilíbrio limite são mais conservadores, pois os mesmos não consideram o comportamento tensão x deformação do maciço.

5.2.2.2 *Análise por Redução de Parâmetros*

A análise através da técnica de redução de parâmetro foi realizada através do programa PHASE 7.0. Inicialmente é traçado a malha de elementos finitos e definido uma região através da qual é identificada a superfície crítica de deslizamento. A malha foi lançada com 1.500 elementos quadrangulares uniformes de 8 nós. A Figura 59 mostra a discretização da malha no maciço da barragem.

Figura 59 - Malha de elementos quadrangulares

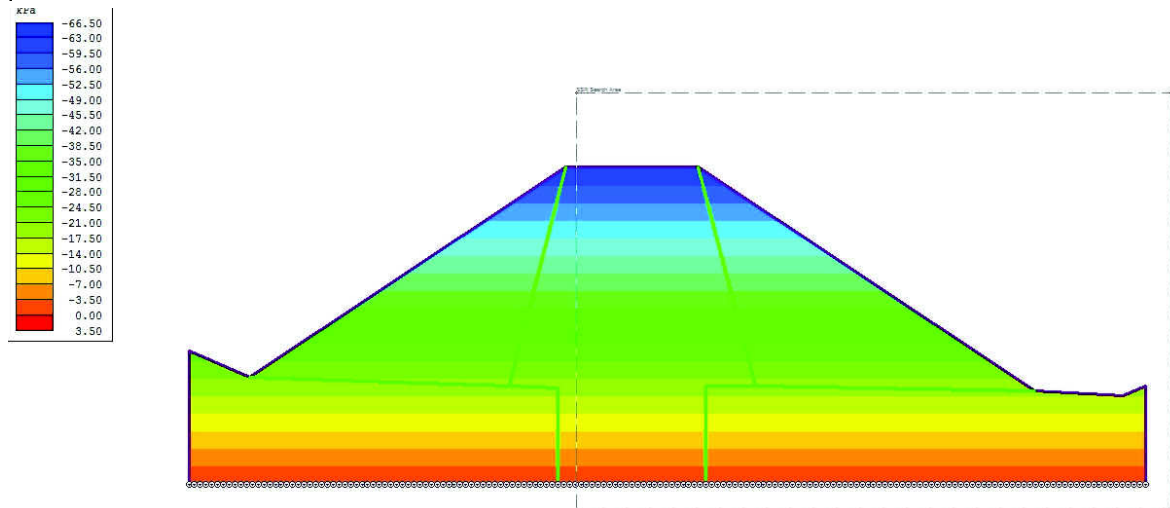


Fonte: Autor (2013)

Considera-se que a parte inferior da barragem apresenta restrição de deslocamentos nas direções x e y e a parte lateral apresenta restrição de movimento no eixo x, condição igual às análises já realizadas.

A técnica de redução de parâmetros com o uso do programa PHASE 7.0 apresenta a limitação de não permitir uma condição de contorno para a sucção no contorno da barragem. A Figura 60 mostra o campo de sucção, em kPa, atuante na barragem.

Figura 60- Campo de sucção atuante na barragem no final de construção pelo método de redução de parâmetros

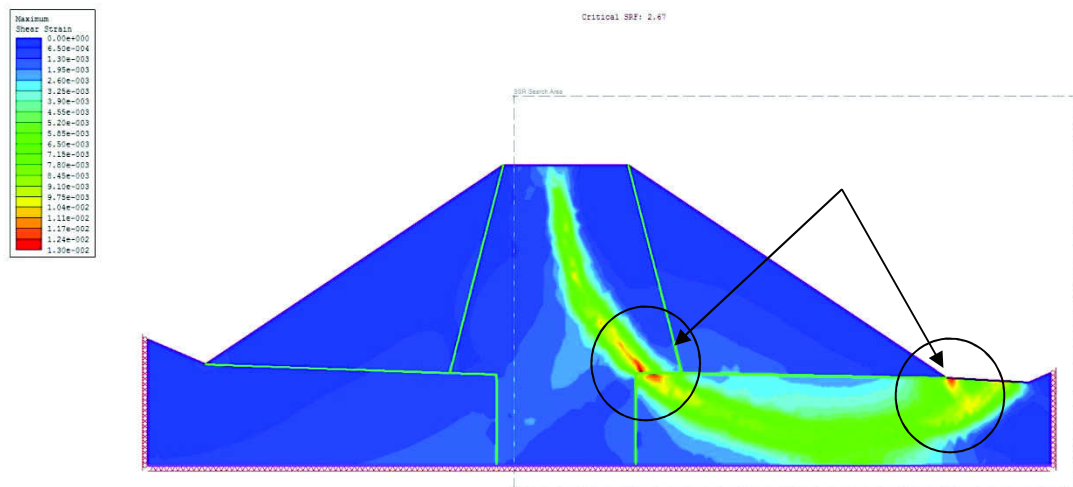


Fonte: Autor (2013)

Observa-se da Figura 60 que o campo de sucção decresce uniformemente ao longo da altura da barragem, diferente da condição analisada através do programa GEOSTUDIO onde foi admitida uma condição de contorno de sucção no contorno da barragem, conforme visto na Figura 51.

A Figura 61 mostra a superfície de ruptura encontrada e o respectivo fator de segurança.

Figura 61 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Redução de Parâmetros do solo



Fonte: Autor (2013)

As tensões cisalhantes máximas atuantes na barragem encontram-se localizadas junto ao pé do talude de jusante, indicados na Figura 61, e também na transição dos materiais do núcleo para a fundação.

Na Tabela 14 são mostrados os valores do fator de segurança através dos métodos de elementos finitos.

Tabela 14- Fatores de Segurança pelos Métodos de Elementos Finitos no Final de Construção

METODO DE ELEMENTOS FINITOS	FS
Tensão x deformação (<i>GEOSTUDIO 2007</i>)	3,002
Redução de Parâmetros (<i>PHASE 7.0</i>)	2,67

Fonte: Autor (2013)

O fator de segurança encontrado considerando o comportamento tensão x deformação do solo foi maior que o FS encontrado através da técnica de redução de parâmetro devido atuação da sucção, já que através do programa GEOSTUDIO 2007 considera-se na análise o parâmetro ϕ_b e no PHASE 7.0 não é possível a consideração deste parâmetro.

5.3 Análises de Estabilidade no Final de Construção Sem Considerar o Efeito da Sucção

Para verificar o efeito que a sucção exerce na estabilidade da barragem estudada, realizaram-se as mesmas análises de estabilidade no final de construção, porém foi atribuído o valor zero para o parâmetro ϕ_b .

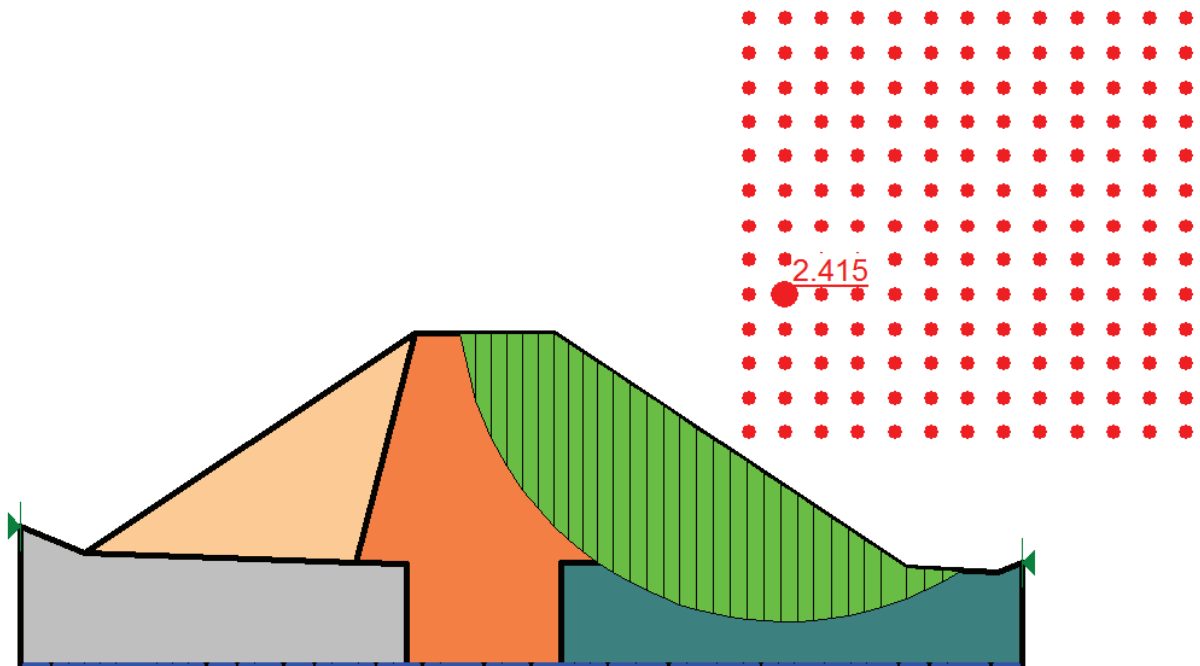
As análises foram realizadas através dos métodos de equilíbrio limite e pelo método de elementos finitos considerando o comportamento tensão x deformação do solo.

5.3.1 Métodos de Equilíbrio Limite

As análises de equilíbrio limite foram feitas para os seguintes métodos – Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price.

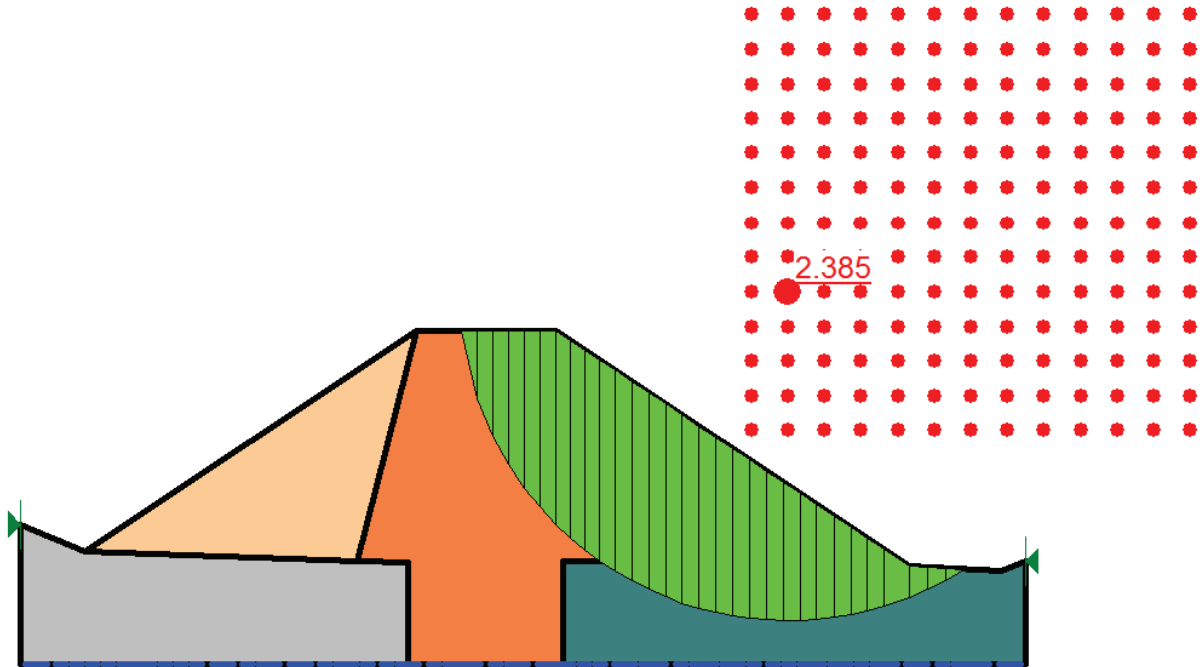
As análises de estabilidade são mostradas nas Figuras 62 a 65.

Figura 62 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Bishop Sem Considerar a Sucção



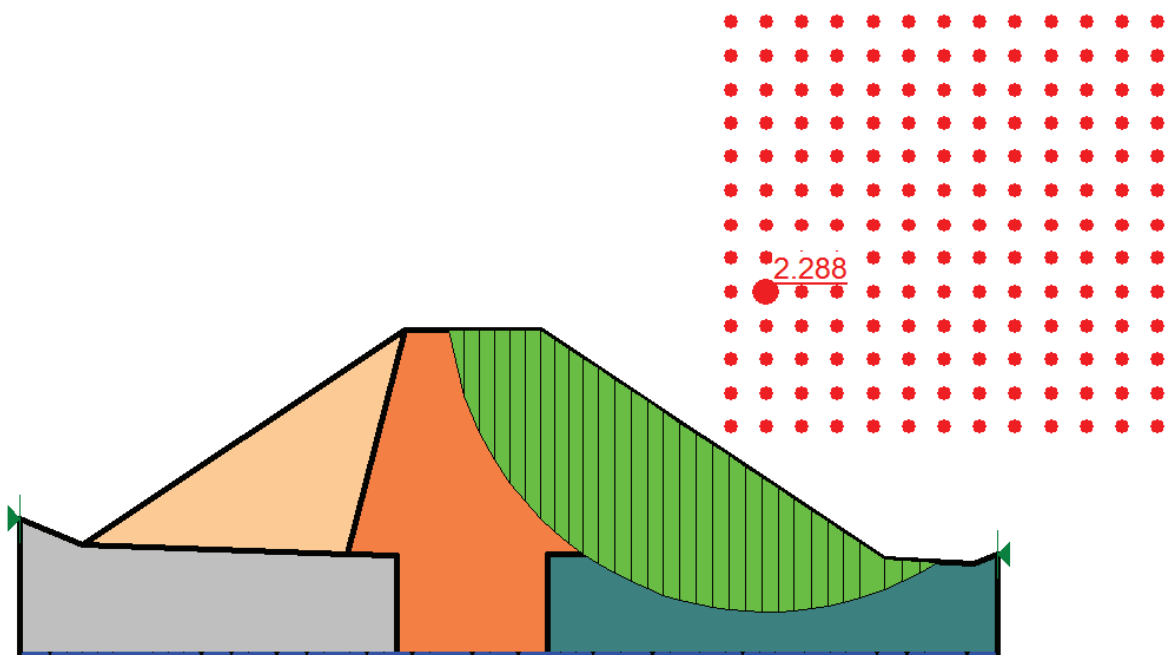
Fonte: Autor (2013)

Figura 63 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Janbu Sem Considerar a Sucção



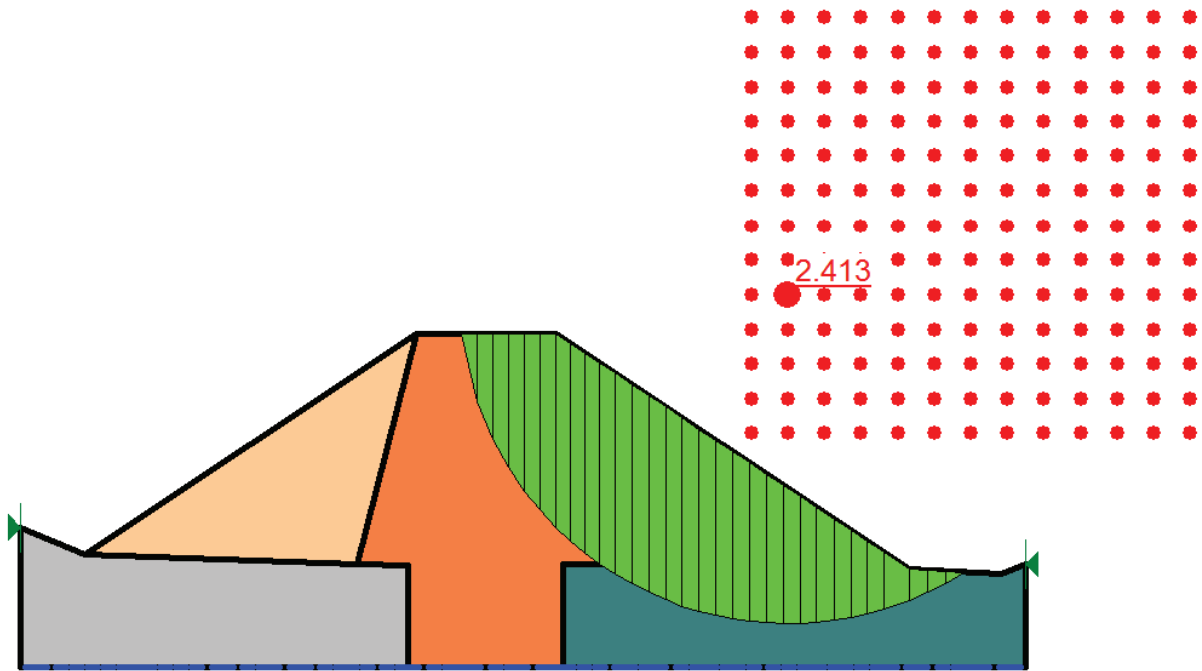
Fonte: Autor (2013)

Figura 64 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Fellenius Sem Considerar a Sucção



Fonte: Autor (2013)

Figura 65 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Morgenstern-Price Sem Considerar a Sucção.



Fonte: Autor (2013)

Na Tabela 15 são resumidos os valores de FS encontrados para cada método.

Tabela 15 - Fatores de Segurança Mínimos pelos Métodos de Equilíbrio Limite no Final de Construção Sem Considerar Efeito da Sucção

MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	FS
Bishop	2,415
Janbu	2,385
Fellenius (Ordinário)	2,288
Morgenstern-Price	2,413

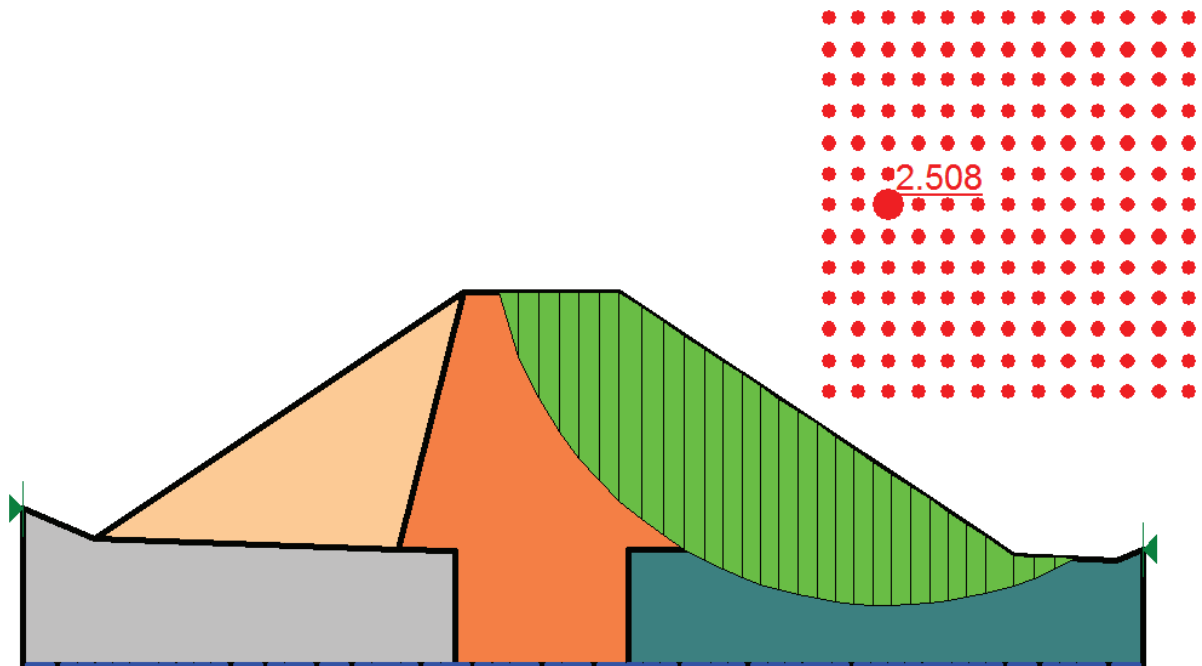
Fonte: Autor (2013)

5.3.2 Método de Elementos Finitos (MEF)

A análise pelo método de elementos finitos com a barragem no final de construção, sem considerar o efeito da sucção, foi realizada através do programa GEOSTUDIO 2007 considerando o comportamento tensão x deformação do solo.

A Figura 66 mostra a superfície de ruptura crítica.

Figura 66 - Análise de Estabilidade no Final de Construção pelo Método de Elementos Finitos sem considerar o efeito da sucção



Fonte: Autor (2013)

5.4 Análises de Estabilidade e de Fluxo com Barragem em Operação

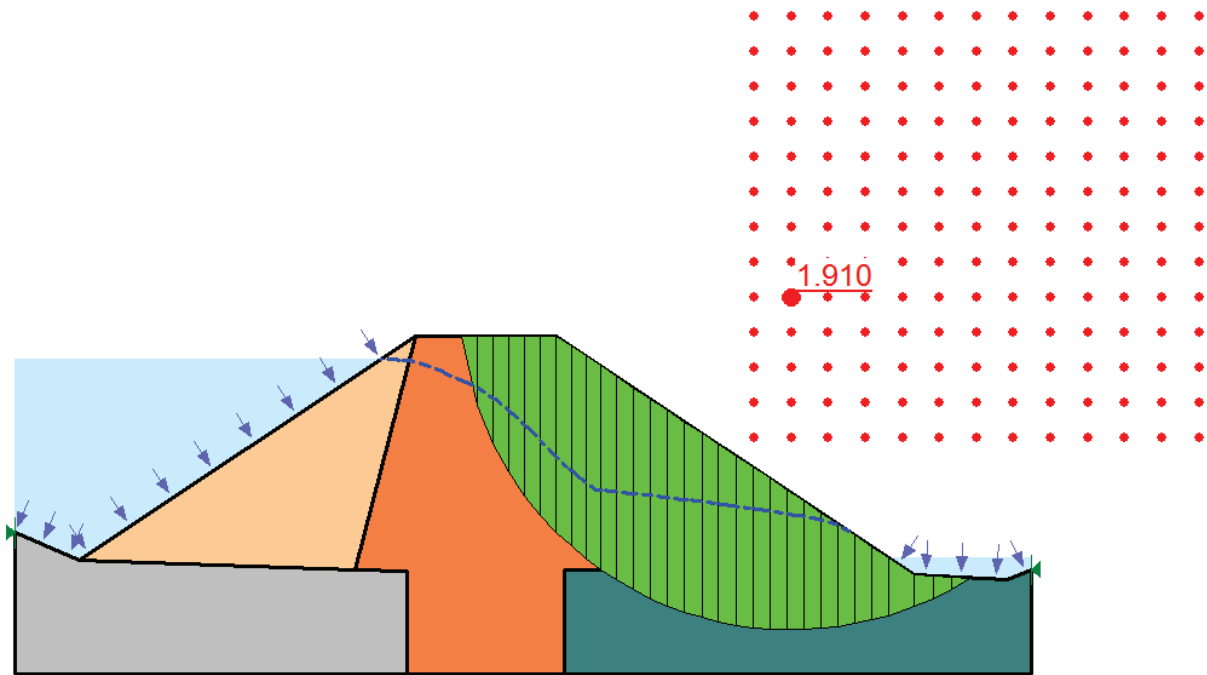
As análises de estabilidade e de fluxo com a barragem em operação foram realizadas utilizando o método de equilíbrio limite e o método de elementos finitos através do programa *GEOSTUDIO 2007*.

Todas as análises foram realizadas utilizando a mesma malha e grid apresentadas nas Figuras 48 e 49. E também as mesmas considerações de restrição de deslocamentos.

5.4.1 Análises de Estabilidade pelos Métodos de Equilíbrio Limite

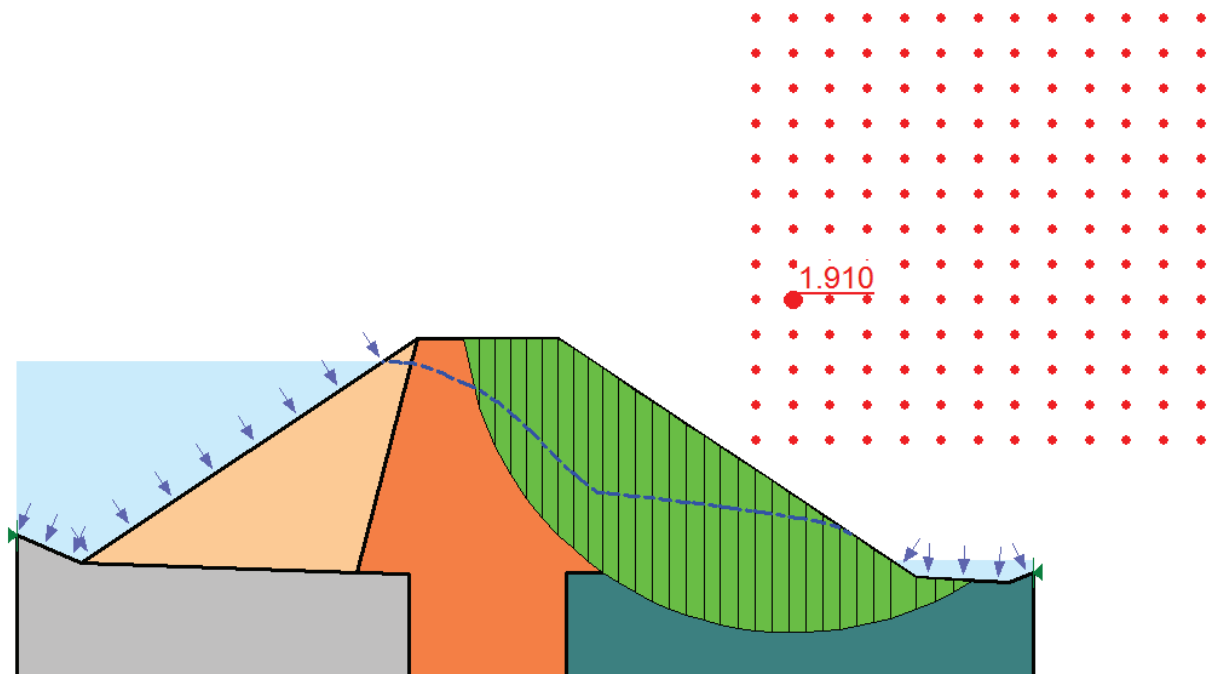
As análises de equilíbrio limite foram realizadas através dos métodos de Bishop, Janbu, Fellenius e Morgenstern-Price. A seguir são mostrados os resultados destas análises:

Figura 67 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Bishop



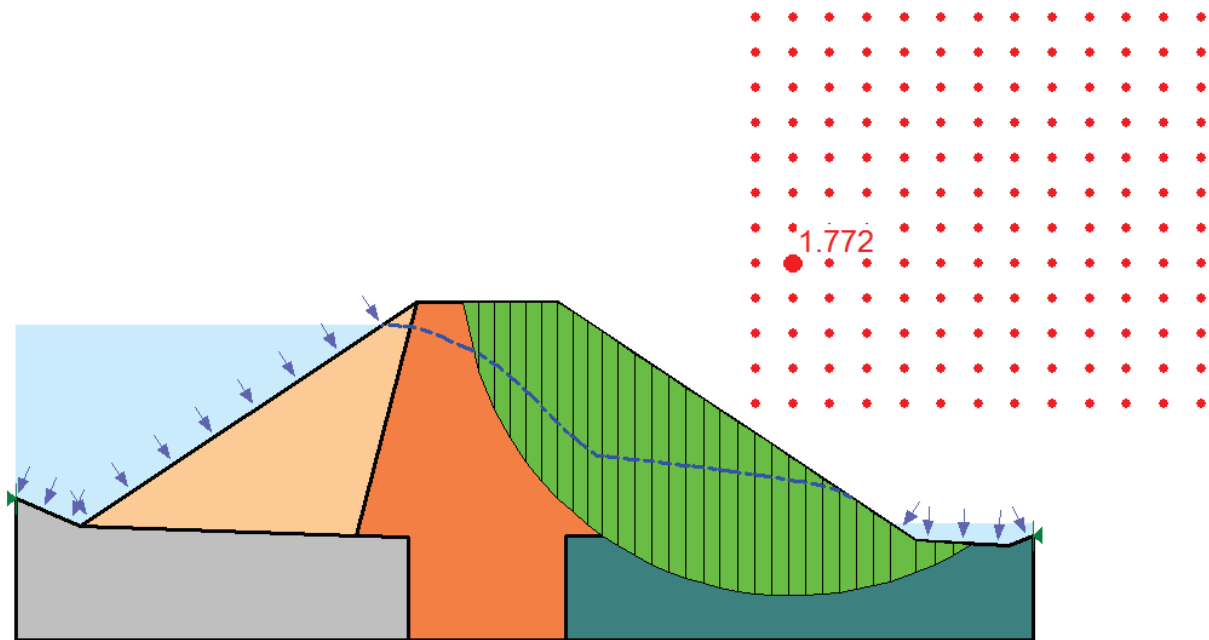
Fonte: Autor (2013)

Figura 68 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Janbu



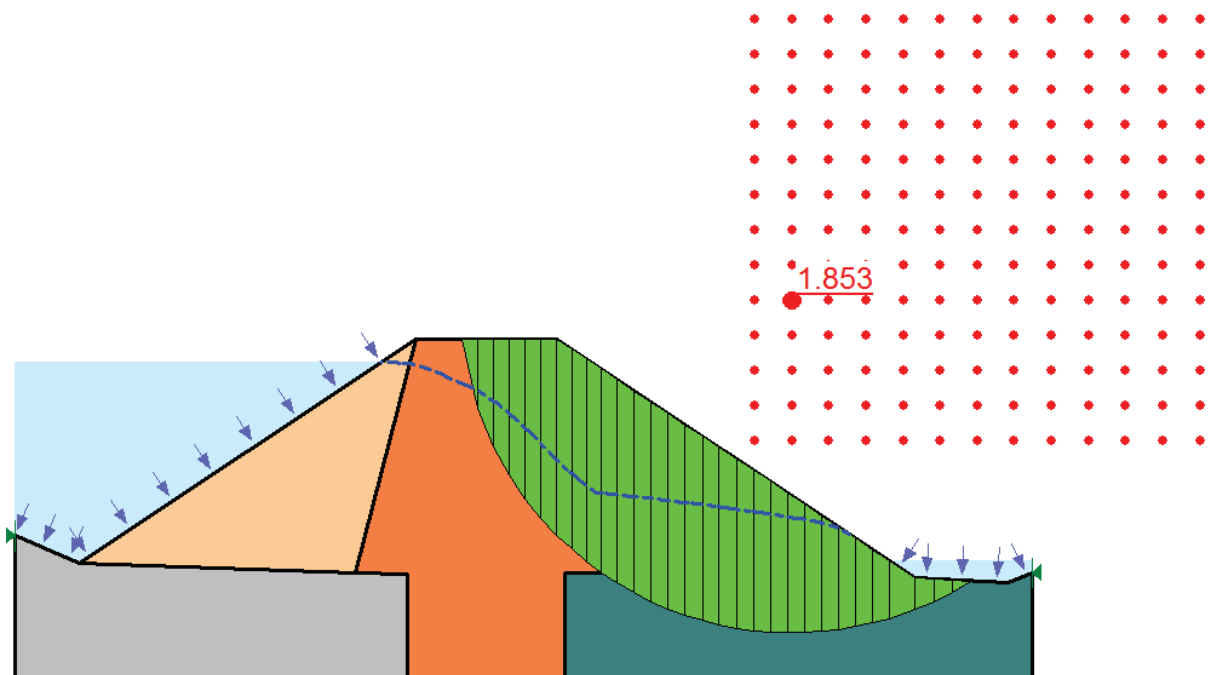
Fonte: Autor (2013)

Figura 69 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Fellenius



Fonte: Autor (2013)

Figura 70 - Análise de Estabilidade com Barragem em Operação pelo Método de Morgenstern-Price



Fonte: Autor (2013)

Na Tabela 16 são resumidos os valores de FS encontrados para cada método.

Tabela 16 - Fatores de Segurança pelos Métodos de Equilíbrio Limite com Barragem em Operação

MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	FS
Bishop	1,910
Janbu	1,910
Fellenius (Ordinário)	1,772
Morgenstern-Price	1,853

Fonte: Autor (2013)

Comparando-se os valores da estabilidade através dos métodos de equilíbrio limite, observa-se que quando barragem está em operação o fator de segurança diminui devido à diminuição da sucção e ao aumento da poropressão, conforme já era esperado. Na Tabela 17 são mostrados os valores encontrados nas análises de equilíbrio limite.

Tabela 17 - Comparação dos Fatores de Construção pelos Métodos de Equilíbrio Limite com Barragem no Final de Construção e em Operação

MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	FS – Final de Construção Com Sucção	FS – Final de Construção Sem Sucção	FS – Em Operação
Bishop	2,950	2,415	1,910
Janbu	2,995	2,385	1,910
Fellenius (Ordinário)	2,920	2,288	1,772
Morgenstern-Price	2,953	2,413	1,853

Fonte: Autor (2013)

Mesmo a barragem apresentando fatores de segurança mais baixos durante a operação a mesma apresenta FS satisfatório para a estabilidade.

Nas análises com a barragem no final de construção os valores para o fator de segurança foram maiores, como era esperado, quando a análise considerou o efeito do parâmetro ϕ_b , pois este dá um incremento na resistência do maciço. A redução no FS quando foi considerado $\phi_b=0$ foi em média de 24%. Neste caso a consideração ou não do ϕ_b não afetou na análise de estabilidade visto que o FS encontrado foi alto, porém em outras situações esta redução poderia ter sido relevante.

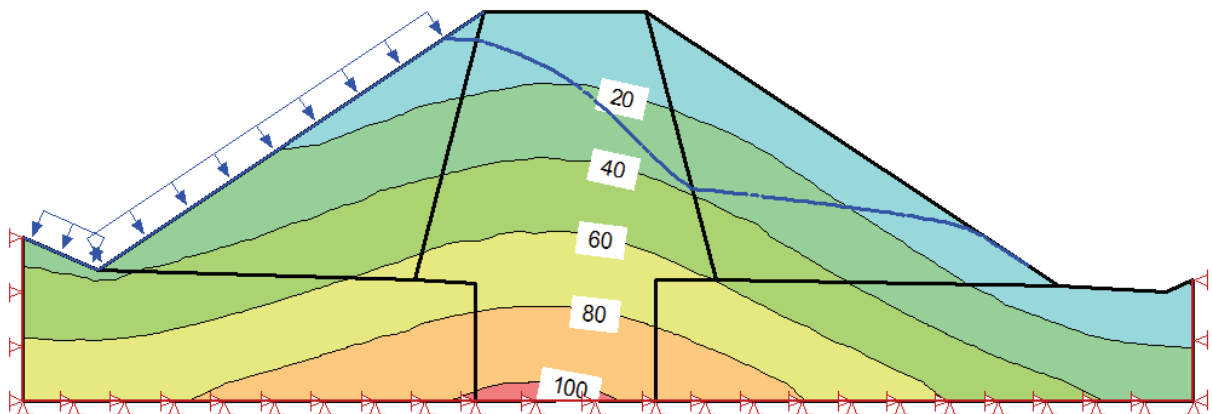
5.4.2 Análise de Estabilidade pelo Método de Elementos Finitos

A análise de estabilidade com a barragem em operação através dos elementos finitos foi realizada apenas com o uso do programa *GEOSTUDIO 2007*. Esta análise considera o comportamento tensão x deformação do solo.

Assim como na análise no final de construção nas análises em operação não são consideradas as deformações ocorridas no maciço durante a construção, e o tipo de análise escolhido no programa *GEOSTUDIO* foi o “in situ”.

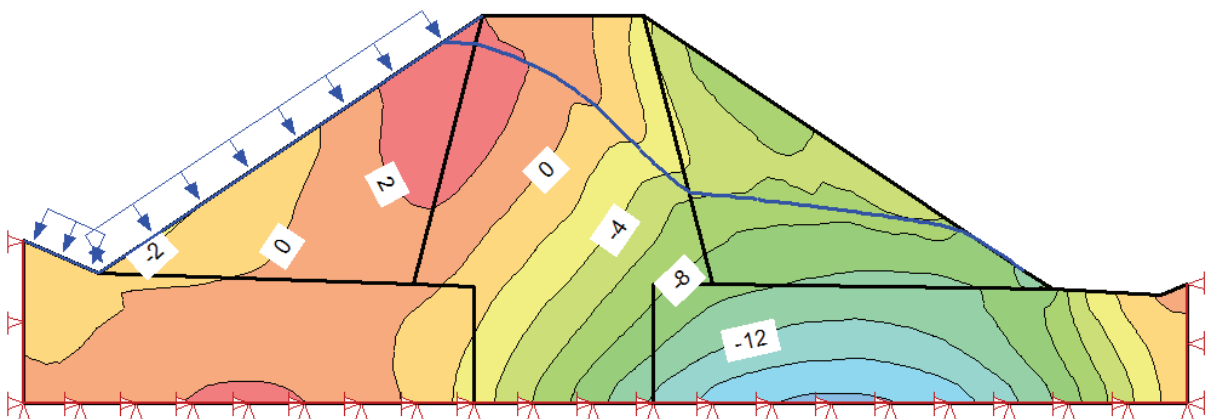
Na Figura 71 são mostradas as tensões verticais atuantes no maciço. Na Figura 72 são apresentadas as tensões cisalhantes desenvolvidas ao longo da barragem e por fim é mostrada a superfície de deslizamento com o respectivo FS.

Figura 71- Tensões verticais com barragem em operação considerando comportamento tensão x deformação



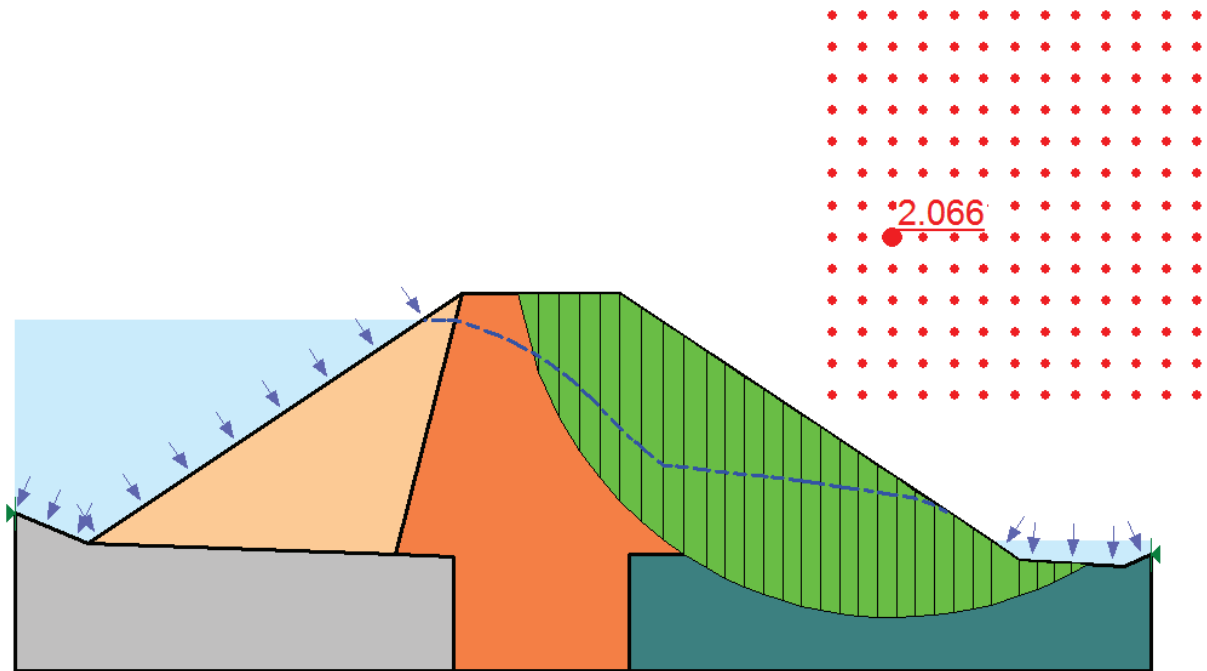
Fonte: Autor (2013)

Figura 72 – Distribuição de tensões cisalhantes com barragem em operação



Fonte: Autor (2013)

Figura 73 - Análise de Estabilidade com barragem em operação pelo Método de Elementos Finitos considerando comportamento tensão x deformação do solo



Fonte: Autor (2013)

Assim como aconteceu nas análises com a barragem no final de construção em que o fator de segurança foi maior considerando as tensões atuantes no maciço, com a barragem em operação o resultado também foi o mesmo, como já esperado, pois é uma situação mais realística.

Na Tabela 18 é feita uma comparação entre os valores da estabilidade através dos métodos de elementos finitos.

Tabela 18 - Comparação dos fatores de segurança pelos métodos de elemento finitos com barragem no final de construção e em operação

MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS	FS – Final de Construção Com Sucção	FS – Final de Construção Sem Sucção	FS – Em Operação
Tensão x deformação (GEOSTUDIO 2007)	3,002	2,508	2,066
Redução de Parâmetros (PHASE 7.0)	2,67	-	-

Fonte: Autor (2013)

Comparando-se o fator de segurança com a barragem no final de construção com a barragem em operação verifica-se o menor fator de segurança ocorre quando a barragem está em operação devido à diminuição da sucção no interior do maciço. Analisando as duas situações estudadas para a barragem no final de construção observou-se que o FS é menor quando utilizada a técnica da redução de parâmetros, pois esta não considera a influência do parâmetro ϕ^b na análise de estabilidade. Não foi possível determinar o fator de segurança com a barragem em operação através da técnica de redução de parâmetros.

Observando-se os resultados das análises de estabilidade através do método de equilíbrio limite e do método de elementos finitos verificou-se que tanto na fase final de construção como na fase da barragem em operação a superfície potencial de ruptura atravessa a zona do núcleo.

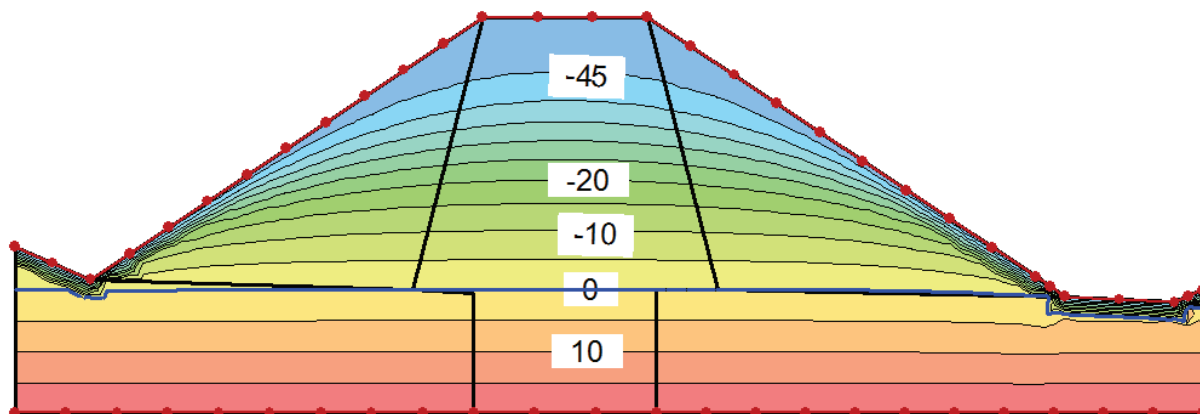
Isso pode ser explicado pelo efeito coesivo que a sucção se apresenta nas parcelas de resistência ao cisalhamento dos solos, ou seja, solos com coesão apresentam superfícies potenciais de ruptura mais aprofundadas e, no caso da barragem experimental, o fator de segurança tende a apresentar valores elevados por este motivo. Ou seja, o aprofundamento da superfície aumenta a contribuição por atrito e, portanto, levando em consideração apenas as questões de estabilidade, barragens compactadas com baixa umidade e que permanecem não-saturadas mesmo após o enchimento, possuem fatores de segurança aceitáveis.

5.4.3 Análises de Fluxo

As análises de fluxo foram feitas com a barragem no regime estacionário.

A Figura 74 mostra o campo de sucção atuante na barragem antes do enchimento da barragem. Nesta análise considerou-se que a aluvião já se encontrava na condição saturada

Figura 74 - Campo de sucção atuante na barragem antes do enchimento

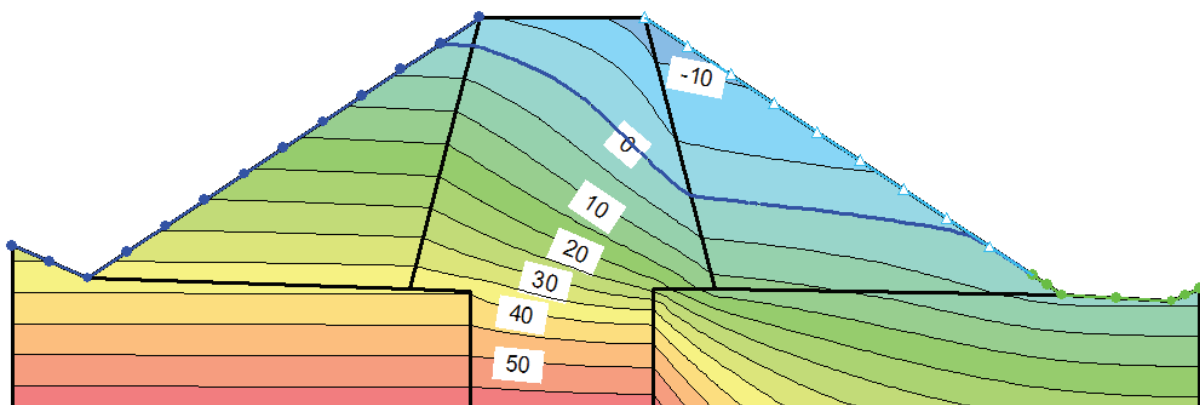


Fonte: Autor (2013)

Observa-se que abaixo da linha freática a tensão atuante é positiva, pois o solo encontra-se saturado e não há sucção. Acima da linha freática a sucção é crescente até o valor de 50 kPa no contorno do barramento, valor adotado como condição de contorno.

A Figura 75 mostra a campo de sucção atuante na barragem em operação e com o fluxo na condição estacionária. A linha freática inicia na cota da soleira 207,8 e considerou-se que ela termina na cota 204,0.

Figura 75 - Campo de sucção atuante na barragem após enchimento – Regime estacionário



Fonte: Autor (2013)

5.5 Considerações Finais

O capítulo foi dividido em três partes, a primeira parte mostrou as análises de estabilidade da barragem ao final da construção considerando o efeito da sucção, a segunda parte mostrou as análises de estabilidade ao final da construção sem considerar o efeito da sucção, ou seja, $\phi^b = 0$, e a terceira parte abordou as análises de estabilidade e de fluxo com a barragem em operação.

Com a barragem no final de construção estudou-se a estabilidade pelos métodos de equilíbrio limite e pelos métodos de elementos finitos. No método de equilíbrio limite a estabilidade foi verificada para os métodos de Bishop, Spencer, Fellenius e Morgenstern-Price, no método de elementos finitos a estabilidade foi verificada pelo comportamento tensão x deformação e pela redução de parâmetros.

Observou-se que o fator de segurança considerando o comportamento tensão-deformação foi maior do que o FS encontrado nas análises de equilíbrio limite, enquanto que o FS encontrado através da técnica de redução de parâmetros foi o menor de todos. Os resultados são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19 - Fator de Segurança pelos Diferentes Métodos no Final de Construção

MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE			MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS		
			Tensão x Deformação com $\phi^b \neq 0$	Tensão x Deformação com $\phi^b = 0$	Redução de Parâmetros
	$\phi^b \neq 0$	$\phi^b = 0$			
Bishop	2,950	2,415	3,002	2,508	2,67
Janbu	2,995	2,385			
Fellenius (Ordinário)	2,920	2,288			
Morgenstern-Price	2,953	2,413			

Fonte: Autor (2013)

Verificou-se que quando a análise foi realizada sem considerar o efeito da sucção, ou seja, $\phi^b = 0$, o FS reduziu em média 24%. Na barragem em questão caso a análise fosse realizada apenas sem considerar a influencia da sucção não

traria problemas, visto que o FS em todas as situações analisadas foi alto, porém vale observar que a redução causada por esta consideração é significativa. Em outras situações a consideração do parâmetro $\phi^b \neq 0$, poderia levar a um resultado de uma barragem estável enquanto a mesma análises com $\phi^b = 0$ poderia levar a um resultado com FS insatisfatório, por isso a importância em levar em conta na análise a consideração da sucção.

Nas análises de equilíbrio limite e na análise tensão x deformação foi utilizada uma malha com 926 elementos mistos entre triangulares e quadrangulares que formaram 974 nós sendo 16 destes principais.

Foi considerado que não havia deslocamentos horizontais e verticais na região inferior e lateral da barragem. O material do maciço foi considerado como anisotrópico sendo a permeabilidade na horizontal dez vezes maior que a permeabilidade na vertical. A condição de contorno adotada nas análises foi de uma sucção de 50 kPa atuante no contorno do maciço e zero na parte inferior.

Nas análises por redução de parâmetro foi utilizada uma malha uniforme quadrangular de 8 nós totalizando 1500 elementos, também foi considerado que os pontos da região inferior e lateral da barragem eram indeslocáveis, porém não foi possível adotar a sucção atuante no contorno de 50 kPa.

Nas análises realizadas com a barragem no final de construção além da verificação da estabilidade para os diferentes métodos, foram ilustradas as tensões verticais, tensões cisalhantes e campo de sucção atuante na barragem. Observou-se que o campo de sucção gerado no programa PHASE 7.0 para a análise através da técnica de redução de parâmetros não representa bem a realidade.

Com a barragem em operação a estabilidade foi verificada para os mesmos métodos apresentados com a barragem no final de construção. A Tabela 20 mostra os resultados encontrados.

Tabela 20 - Fator de Segurança pelos Diferentes Métodos com Barragem em Operação

MÉTODO DE EQUILIBRIO LIMITE		MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS	
		Tensão x Deformação	Redução de Parâmetros
Bishop	1,910	2,066	-
Janbu	1,910		
Fellenius (Ordinário)	1,772		
Morgenstern-Price	1,853		

Fonte: Autor (2013)

Comparando a Tabela 20 com a Tabela 19 observa-se que os fatores de segurança diminuíram para todos os métodos, como já era esperado. A diminuição se deve a redução da sucção o que provoca uma redução no parâmetro de resistência ϕ^b .

Nas análises realizadas com a barragem em operação também foram mostradas as tensões verticais, tensões cisalhantes e campo de sucção atuante na barragem.

Para tentar representar a situação que acontece na maioria dos pequenos barramentos construídos na região do semiárido nordestino foi considerado na análise que a barragem atingia a cota da soleira numa única chuva e que o solo de fundação já se encontrava na condição saturada.

As últimas análises realizadas com a barragem em operação foi a representação do campo de sucção na barragem imediatamente antes do enchimento e o campo de sucção com o fluxo estacionário.

6 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

Esta pesquisa foi realizada com o objetivo de estudar a influência da sucção na estabilidade de uma pequena barragem experimental construída em Quixadá/CE. Inicialmente, foram determinados os parâmetros de resistência do solo através de ensaios de cisalhamento direto, em seguida, foi determinada a relação sucção-umidade através da determinação da curva característica, obtida pela técnica do papel filtro. Por último, realizou-se a modelagem numérica através dos softwares GEOSTUDIO 2007 e PHASE 7.0.

A seguir as conclusões obtidas durante a realização da pesquisa e algumas sugestões que podem ser seguidas.

6.1 Ensaios em Laboratório

Para atender ao objetivo do trabalho foram executados ensaios de cisalhamento direto, para determinar os parâmetros de resistência do solo, e ensaios com papel filtro, para obtenção da curva característica do solo. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados a diferentes valores de umidade, sendo correlacionados com a sucção através da curva característica ou de retenção de água.

Uma barragem experimental foi construída com material homogêneo, obtido de uma jazida de empréstimo próxima ao local do barramento, a mesma foi zoneada por energia de compactação, sendo o núcleo compactado com energia de compactação em torno de 90% e os espaldares com energia de 70%. O estudo foi direcionado para análise dos espaldares da barragem, pois é neste trecho onde estarão às superfícies potenciais de ruptura, desta forma procurou-se ensaiar as amostras com as mesmas características da barragem construída. Utilizou-se massa específica $\rho = 1,55\text{g/cm}^3$ nos ensaios de cisalhamento direto e nos ensaios com papel filtro.

Os ensaios de cisalhamento foram realizados com diferentes valores de umidade a fim de verificar a influência da sucção no comportamento do maciço da barragem. A sucção correspondente à umidade ensaiada foi determinada através da

técnica do papel filtro. Com os resultados encontrados verificou-se que o aumento da sucção, acarretou em um acréscimo não linear na coesão do solo e o ângulo de atrito permaneceu praticamente constante, em torno de 35°.

Com os resultados dos ensaios determinaram-se os parâmetros de resistência do solo (c' , ϕ' e ϕ^b) obtidos conforme metodologia apresentada por Lu e Likos (2004). A partir desses parâmetros realizaram-se as análises numéricas para determinar a estabilidade do barramento, usando técnicas de equilíbrio limite e elementos finitos com a metodologia de redução de parâmetros de resistência.

6.2 Análises Numéricas – GEOSTUDIO 2007 e PHASE 7.0

As análises numéricas realizadas nesta pesquisa foram obtidas com o auxílio dos programas GEOSTUDIO 2007 e PHASE 7.0 para análise da estabilidade da barragem experimental.

Com o software GEOSTUDIO 2007 analisou-se a estabilidade da barragem, no final de construção e com a barragem em operação, através dos métodos de equilíbrio limite e tensão-deformação.

Com o PHASE 7.0 estudou-se a estabilidade no final de construção através da técnica de redução de parâmetros.

Comparando-se o fator de segurança com a barragem no final de construção com a barragem em operação verificou-se que o menor fator de segurança ocorre quando a barragem está em operação devido à diminuição da sucção no interior do maciço.

Comparando os resultados encontrados pelos métodos tradicionais de equilíbrio limite com o método dos elementos finitos que considera o comportamento tensão-deformação concluiu-se que o FS é menor nas análises por equilíbrio limite justamente por não considerarem o estado de tensões atuantes no maciço, portanto estas análises são mais conservadoras.

Analisando as situações estudadas para a barragem no final de construção observou-se que o FS é menor quando utilizada a técnica da redução de parâmetros, pois esta não considerou a influência do parâmetro ϕ^b na análise de

estabilidade. Entretanto, esta técnica se apresenta como uma alternativa mais realista em situações de maciços com zonas de diferentes rigidez, bem como para fundações de baixa capacidade de carga, o que se pode configurar em uma superfície potencial de ruptura (superfície crítica) com geometria não circular.

Verificando os resultados das análises de estabilidade na fase final de construção e na fase da barragem em operação, com as metodologias de equilíbrio limite e pelo Método dos elementos finitos, observa-se que a superfície potencial de ruptura atravessa a zona do núcleo, tendo em vista a contribuição que a sucção promove nos espaldares de montante (final de construção) e jusante (final de construção e operação).

Isso pode ser explicado pelo efeito coesivo que a sucção se apresenta nas parcelas de resistência ao cisalhamento dos solos, ou seja, solos com coesão apresentam superfícies potenciais de ruptura mais aprofundadas e, no caso da barragem experimental, o fator de segurança tende a apresentar valores elevados por este motivo. Ou seja, o aprofundamento da superfície aumenta a contribuição por atrito e, portanto, levando em consideração apenas as questões de estabilidade, barragens compactadas com baixa umidade e que permanecem não-saturadas mesmo após o enchimento, possuem fatores de segurança aceitáveis.

Lôbo Neto (2013) realizando análises que envolvem variações de volume mostrou que as deformações são mais expressivas nos espaldares da barragem experimental, sendo que estas deformações ocorrem durante o aumento de umidade (diminuição de sucção). Entretanto, a abordagem apresentada nesta pesquisa considera o efeito da sucção apenas na resistência ao cisalhamento.

Assim é importante que, os dois procedimentos sejam realizados para a verificação adequada do comportamento mecânico do maciço compactado.

6.3 Propostas para Pesquisas Futuras

As conclusões obtidas neste trabalho foram importantes para o entendimento do comportamento da estabilidade, da barragem experimental, com relação à variação da sucção. Porém algumas investigações podem ser

acrescentadas para aprofundar o desenvolvimento desta pesquisa. Assim apresentam-se as seguintes sugestões para as pesquisas futuras:

- Realizar mais ensaios de cisalhamento direto com diferentes energias e umidades usando amostras coletadas de várias partes do estado do Ceará;
- Realizar ensaios em amostras coletadas in situ e indeformadas nas barragens já construídas;
- Realizar o monitoramento em campo das poropressões, sucção e deslocamento do maciço durante o enchimento da barragem e em fase de operação;
- Utilizar o programa GEOSTUDIO para analisar a estabilidade durante o enchimento e esvaziamento da barragem, considerando o efeito da sucção;
- Utilizar a técnica da redução de resistência considerando o efeito do parâmetro ϕ^b ; e,
- Realizar medição de sucção utilizando outras técnicas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABELEV, M.Y. Compacting Loess Soils in the USSR. **Géotechnique**, 25(1),p. 79–82, 1975.

AGUIAR, M. F. P. **Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos**. 2008. Tese (Doutorado). COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 2008.

AGUILAR, S. A. S. **Deformabilidade de uma Argila Colapsível Não-Saturada sob Compressão Isotrópica com Sucção Controlada**. Dissertação (Mestrado). DEC/PUC - Rio, Rio de Janeiro, 1989.

AITCHISON, G. D. The Separate of Site Investigation of Soil Proprieties and Selection of Operational Environment in the Determination of Foundation Design on Expansive Soils. 3rd Asian Reg. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Haifa, vol 2, p.72-77, 1965.

ALONSO, E. E., GENS, A., & HIGHT, D.W., 1987, “Special Problems Soils”, **Proceedings** 9th E.C.S.M.F.E., Dublin, General Report, Session 5, 5.1-5.60.

BISHOP, A., W. The Use of the Slip Circle in the Stabily Analysis of Slopes. **Géotechnique**, Vol. 5, N. 1, p. 7-17, 1955.

BLIGHT, G.E. Aspects of the Capillary Model for Unsaturated Soils. **Proceedings** 7th Asian ref. Conf. on S.M.F.E., Haifa. Vol. 1. Pp 1-7. 1983.

BOCKING, K. A. & FREDLUND, D. G. Limitations of the Axis Translation Technique. **Proceedings** of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, Colorado, p. 117-135, 1980.

CARDOSO JÚNIOR, C. R. **Estudo do comportamento de um solo residual de gnaise não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes** / C.R. Cardoso Júnior. - ed.rev. -São Paulo, 2006.

COLLINS, K. & MCGOWN, A. The microfabrics of some expansive and collapsing soils. Pan. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., 5, Buenos Aires. 1975.

COLLINS, K. Characterization of expansive soil microfabric. **Proceedings**. 5th. Int. Conf. Expansive soils, Adelaide, 1984.

Delage P., Suraj de Silva G.P.R. & De Laure E. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. IXème **Conf.** Eur. Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Dublin, Balkema, Rotterdam, 1987

DELAGE, P. Experimental Unsaturated Soil Mechanics. In: 3rd International **Conference** on Unsaturated Soils, Recife, Vol 3, 2002.

DE CAMPOS, T. M. P., Determinação da curva característica em laboratório, 1º COBRAE, Rio de Janeiro, 1992.

DINEEN, K. & RIDLEY, A. M. The Soil Moisture Characteristics Curve the Influence of Hysteresis on its Measurement and Interpretation. In: XII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.2, pp. 1013-1018, Foz do Iguaçu, Brasil. 1999

ESCARIO, V. & JUCA. Shear Strenght and Deformation of Partly Saturated Soils. **Proceedings** of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 2, p. 43-46, 1989.

EUA, Departament of Agriculture. **Soil Survey Manual**. Washington, Soil Cons. Serv., 1951.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devidos À Inundação**. 1995. Tese (Doutorado) COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1995.

FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, Vol. 103, N° GT5, p. 447-466, 1977.

FREDLUND, D. G., MORGENSTERN, N. R., & WIDGER, R. A. The Shear Strength for Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 15, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, D. G. Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 16 N°1, p. 121-139, 1979.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, USA, 1993.

FREDLUND, D. G. & XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, 37, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, M. D. **The Role of Unsaturated Soil Property Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics**. University of Saskatchewan, p.248, 2000.

FREDLUND, D. G. & VANAPALLI, S.K. **Shear Strength of Unsaturated Soils**. 2002. Agronomy Soil Testing Manual, Agronomy Society of America, p. 329-361, 2002.

FUTAI, M. M. **Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis**. 1997. Dissertação (Mestrado) COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1997.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S. & LACERDA, W. A. Resistência ao Cisalhamento de Solos Tropicais Não-Saturados. In: 5° Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, p. 43-54, São Carlos. **Anais...** São Carlos, 2004.

GAN, J. K. M. & FREDLUND, D. G. Multistage Direct Shear Testing of Unsaturated Soils. **Geotechnical Testing Journal**, 11, p 132-138, 1988.

GARDNER, W. R. Some Steady-State solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water Table. *Soil Science*, Baltimore, 85 pp.228-232. 1958.

GREACEN, E. L., WALKER, G. R. & COOK, P. G., 1987, Evaluation of The Filter Paper Method for Measurement Soils Water Suction, In: International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status, Logan, Utah, USA, p.137-143. 1987.

GRIFFITHS, D. V. & LANE, P. A. Slope Stability Analysis by Finite Elements. **Géotechnique**, Vol. 49, N. 3, p. 387-403, 1999.

HILF, J. W. An Investigation of Pore-Pressure in Compacted Cohesive Soils. **Technical Memorandum**, N°54, Bureau of Reclamation U.S. Department of Interior, Denver, Colorado, 1956.

HILLEL, D. **Soil and Water Principles and Processes**. Academic press. 1971.

JANBU, N. Slope Stability Computations. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim, Noruega, 1968.

JENNINGS, J. E. B. e KNIGHT, K. The additional Settlement of Foundations due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting. **Proceedings**, IV Int. Conf. on Soil. Mech. and Found. Engineering, Londres, vol-1, p. 316-319, 1957.

JENNINGS, J.E.B & BURLAND, J.B. Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils. **Géotechnique**, Vol 12, p. 125-144, 1962.

JOSA, A. **Un Modelo Elastoplastico para Suelos No Saturados**. 1988. Tesis (Doctoral). Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Barcelona, 1988.

KHALLILI, N. & KHABBAZ, M. H. A Unique Relationship for the Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soils. **Géotechnique**, Vol.48(5). pp.681-687.1998.

KLUTE, A. Methods of Soil Analysis. Part 1, Am.Soc. of Agronomy. Madison, Wiscosin, U.S.A. 1986.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.; **Soil Mechanics**, 2^a edition. New York: John Wiley & Sons Inc., 1995.

LEME, F. R. **Influência da Sucção Mátrica nas Condições de Fluxo e Estabilidade de Taludes da Barragem Pesqueiro**. 2009. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

LEONG, E. C. & RAHARDJO, H. Review of Soil-Water Characteristic Curve Equation. J.Geot.. And Geoenv. Eng., dez., pp. 1106-1117. 1997.

LÔBO NETO, J. B. **Um Estudo Experimental e Numérico de Solos Compactados Colapsíveis: Aplicação em uma Pequena Barragem Experimental de Terra**. 2013. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

LU, N., & LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. Ed. John Wiley & Sons, USA, 2004.

Machado, S. L. **Estudo da Compressão Confinada e do Colapso de um Solo Arenoso Compactado em Edômetro de Sucção Controlada**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1995.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage Behavior of some Plastic Soils. 1994.** Tese (Ph.D), University of London, Imperial College – Inglaterra, 1994.

MARINHO, F. A. M. Medição de Sucção em Solos. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados p. 373-398, 1997. **Anais...** Rio de Janeiro, 1997.

MARINHO, F. A. M. Soil Suction Measurement in Soils and Porous Materials. **GeoDenver 2000: Unsaturated Soils in Engineering Practice – Short Course Notes**, ASCE, Denver, Colorado. 2000.

MATSUI, T. & SAN, K. C. Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique. **Soil Found.** 32, N° 1, p. 59-70, 1992.

MIRANDA, A. N. **Behavior of Small Dams During Initial Filling.** Tese (Ph.D) Colorado State University, Fort Collins – USA, 1988.

MIRANDA, A. N., MENESCAL, R. A. & SILVA FILHO, F. C. **UNSTRACT – Finite Element Program for Unsaturated Soils.** – First International Conference on Unsaturated Soils, Paris – França, 1995.

MITCHELL, J K., GREENBERG, J. A. & WITHERSPOON, P. A. Chemico-osmotic effects in fine-grained soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division – SM4** – pp. 307-322. 1973.

MORALES, M. S. T. **Estudo Numérico e Experimental de Problemas de Fluxo Saturado.** Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.

MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Géotechnique**, Vol. 15, N. 1, p. 79-93, 1965.

NIKIFOROFF, C. C. **Hardpan and Microrelief in Certain Soil Complexes of California.** U.S. Dept. of Agriculture, Washington, D.C. 1941.

Ng, C.W.W. and Menzies, B. **Advanced Unsaturated Soil Mechanics**, Abingdon,UK: Taylor & Francis, p.690, 2007

ÖBERG, A. L. & SÄLLFORS, G. A Rational Approach to the Determination of the Shear Strength Parameters of Unsaturated Soils. In: 1st International **Conference** on Unsaturated Soils, UNSAT'95, Paris, França, pp.151-158. 1995.

PESSOA, J. R. D. **Comportamento Hidráulico e Mecânico de uma Barragem de Terra: Construção, Ensaios de Campo e Laboratório e Análise Numérica**. Monografia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

PRESA, E. P. **Indeformabilidad de Las Arcillas Expansivas Bajo Succion Controlada**, Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, 1982.

RICHARDS, B. G.; EMERSOM, W. W. and PETER, P., Discussion of evaluation of soil suction components, by T. B. Edil and S. E. Motan. **Geotechnical Testing Jnl.**, ASTM, Philadelphia, 9(1), 1986.

RIDLEY, A. M. & BURLAND, J. B. A new instrument for measuring soil moisture suction. **Géotechnique**, Vol. 43, N. 2, p. 321-324, 1993.

RIOS, M. G. **Comportamento de um Aterro Compactado em Campo e Laboratório**. 2006. Dissertação (Mestrado) COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 2006.

ROHM, S. A. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Arenoso Laterizado Não Saturado da Região de São Carlos- S.P.** Tese de Doutorado, EESC-USP, São carlos, 1992

SILVA FILHO, F. C. **Análise Numérica em Solos Não Saturados: Modelagem, Implementação e Aplicações Práticas**. 1998. Tese (Doutorado). COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1998.

SMITH, I. M. & HOBBS, R. Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes. **Géotechnique**, Vol. 24, N. 4, p. 531-559, 1974.

SMITH, I. M. & GRIFFITHS, D.V. **Programming the Finite Element Method**; 4ª Edição, John Wiley & Sons, New York, 2004.

SOTO, M. A. A. **Comparação entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios com Solos Não Saturados**. 2004. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2004.

TABOR, D. Gases, Liquids and Solids. **Cambridge University Press**, pp 223-229. 1979.

TERZAGHI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In: **Proceedings** 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, pp. D-7, 1936.

TERZAGHI, K. Mechanisms of Landslides. In: Geol. Sec. Berkeley Volume, p. 83-123. 1950.

VIEIRA, V. P. P. B., GOUVEIA NETO, A., MIRANDA, A. N., & MALVEIRA, V. T. C. **Roteiro para Projetos de Pequeno Açudes**. UFC, Casa José de Alencar, Fortaleza, 1996.

VANAPALLI, S.K., SILLERS, W. S., & FREDLUND, M. D. The Meaning and Relevance of Residual Water Content to Unsaturated Soils. 51st Canadian Geotechnical Conference, Edmonton, p. 101-108. 1998.

VARNES, D. J. Slope Movement Types and Processes. In: Special Reports 176. Analysis and Control. Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D.C, pp11-33. 1978.

YONG, R.N. & WARKETING, B. P. Studies of the Mechanism of Failure under Load in Expansive Soils. In: **Proceedings** of the 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Expansive Clay Soils, Texas, pp. 69-77. 1965.

YOSHIMI Y., OSTERBERG J.O. Compression of partially saturated cohesive soils. ASCE J. of the Soil Mechanics and Foundations Div. 89(4) 1963, 1-24. 1963.

ZIENKIEWICZ, O. C., HUMPHESON, C. & LEWIS, F. W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. **Géotechnique**, Vol. 25, N. 4, p. 671-689, 1975.