

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES TRIDIMENSIONAIS DE
TENSÃO E FLUXO NA ESTABILIDADE DE UM TALUDE EM
SOLO NÃO SATURADO.**

MARCOS AIRES ALBUQUERQUE SANTOS

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D.

**CO-ORIENTADOR: GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA
JUNIOR, Ph.D.**

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM. /07

BRASÍLIA / DF: MARÇO / 2007

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

**INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES TRIDIMENSIONAIS DE
TENSÃO E FLUXO NA ESTABILIDADE DE UM TALUDE EM
SOLO NÃO SATURADO.**

MARCOS AIRES ALBUQUERQUE SANTOS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D (UnB)
(ORIENTADOR)**

**GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JUNIOR, Ph.D (UFG)
(CO-ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ORÊNCIO MONJE VILAR, Ph.D (USP/SC)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 13 do MARÇO de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, MARCOS AIRES ALBUQUERQUE	
Influência das Condições Tridimensionais de Tensão e Fluxo na Estabilidade de Um talude em Solo Não Saturado. [Distrito Federal] 2007	
xxv, 204 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2007)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Estabilidade de talude	2. Solo não saturados
3. Análise Numérica Tridimensional	4. Sucção
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, M.A.A. (2007). Influência das Condições Tridimensionais de Tensão e Fluxo na Estabilidade de Um Talude em Solos Não Saturados. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-000/2007, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 204 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Marcos Aires Albuquerque Santos.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Influência das Condições de Tensão e Fluxo Tridimensional na Estabilidade de Um Talude em Solos Não Saturados

GRAU / ANO: Mestre / 2007

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

Marcos Aires Albuquerque Santos
Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia
Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Prédio SG-12,
Universidade de Brasília.
CEP 70910-900 - Brasília, DF - Brasil
marcosaires@gmail.com

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado aos meus
primeiros e eternos melhores professores,
meus pais Alexandre Albuquerque e Izabel Aires.

AGRADECIMENTOS

Registro aqui meus sinceros e imensuráveis agradecimentos às pessoas que contribuíram, direta ou indiretamente, para a boa realização desta dissertação.

Agradeço Deus e a minha família, Alexandre, Izabel, Taís, Juninho e Dudu, pelo apoio incondicional ao longo de todos os momentos da minha vida e por vários ensinamentos que me ajudaram a ser um ser humano melhor.

A minha namorada e grande amiga Kátia, pelo carinho incentivo constante ao longo dessa jornada. Aos amigos Edson, Giovanni, Rodrigo e Hugo, amigos eternos e verdadeiros. A Larissa e ao grande professor e irmão mais velho Dorival Pedroso pelos incentivos constantes “Gambate” e confiança no meu potencial.

Ao Professor Márcio Muniz de Farias pelos valiosos ensinamentos, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho, pela forma justa e sincera como agiu ao longo desta caminhada e pela disponibilidade e bom humor com que sempre me atendeu em sua sala. Ao professor José Camapum de Carvalho pelos ensinamentos e pela sugestão do empolgante tema. Ao professor Luis Fernando Martins Ribeiro e a colega Joice pelas valiosas dicas com o ensaio triaxial, e aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília pelo excelente curso.

Ao estimado e grande amigo Professor Gilson de Farias Neves Gitirana Junior pelos incentivos, ensinamento e pela intensa Co-Orientação e gigantesca paciência com que me atendeu, tornando mais simples e prazeroso a realização deste trabalho.

Aos técnicos do laboratório de Geotecnia Ricardo e Vanilson pela enorme ajuda com os ensaios.

À turma de 2005/1, em especial aos amigos Ary, Lorena, Daniel, Cássio, Josy, Batalione, Petrônio e Carmen pelas valiosas discussões e por fazer minha estada em Brasília mais feliz. Aos amigos Paulo, Alexandre Gil, Alexande, Raul e Yamile pela contribuição e agradáveis momentos.

RESUMO

Esta dissertação apresenta a análise do rompimento de um talude formado durante a construção de uma galeria de água, localizada em Brasília, DF. A ruptura, ocorrida em julho de 2005, causou a morte de um operário que trabalhava no local. O estudo contempla a condição de não saturação do solo e a influência dos efeitos bidimensionais e tridimensionais nas condições de fluxo de água, de distribuição de tensões e de formato da superfície de ruptura. De forma a verificar a influência da geometria tridimensional na estabilidade do talude, foram analisados trechos do talude côncavo, incluindo o trecho onde ocorreu a ruptura, e trechos do talude convexo da escavação. Para tal, foram desenvolvidas e implementadas soluções numéricas utilizando um programa de solução de equações diferenciais parciais denominado FlexPDE. As propriedades constitutivas do perfil de solo foram estudadas por meio de uma campanha de ensaios incluindo ensaios de caracterização geotécnica, ensaios para obtenção da curva característica e ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência e permeabilidade. Observou-se que a medição de sucção pela técnica do papel filtro se mostrou satisfatória, assim como, a medição da variação da resistência ao cisalhamento com a sucção por meio de ensaios de compressão diametral. Foi observado um grande acréscimo na resistência ao cisalhamento até um valor de sucção de pico e uma subsequente queda na resistência para sucções maiores que este valor limite. Por fim são apresentados os resultados das análises de estabilidade de talude para o caso estudado, incluindo as análises numéricas de tensão e fluxo. A partir destas análises são apresentados de forma comparativa os resultados dos fatores de segurança entre os casos analisados. Os fatores de segurança bidimensionais e tridimensionais obtidos para o local de ruptura são próximos, porém um pouco superiores a 1, indicando a proximidade de situação de ruptura. Os resultados apontam para valor do fator de segurança do talude côncavo menor que o valor do fator de segurança para o talude convexo nas proximidades da frente de escavação, comportamento que não se repete para locais afastados da frente de escavação. Apesar da relativamente baixa influência, pode-se concluir que há relevância do estudo tridimensional de tensão e fluxo para análise de estabilidade de taludes que estejam próximos a frente de escavação.

ABSTRACT

This research deals with the analysis of a slope failure that took place during the construction of a water gallery, located in Brasilia, DF. The failure occurred in July of 2005 and resulted in the death of one construction worker. The research focuses on the influence of unsaturated soil conditions and on the influence of the two-dimensional and three-dimensional effects on the water flow, on the distribution of stresses, and on the format of the slip surface. In order to verify the influence of three-dimensional geometry on the stability of the slope, stretches of the concave slope have been analyzed, including the region where the rupture occurred, and also two locations at the convex slope. The numerical analyses were undertaken using a methodology proposed in this work and implemented using a general purpose partial differential equation solver, FlexPDE. The soil properties of the profile were studied by means of a campaign of laboratory tests that included characterization tests, tests for the determination of the soil-water characteristic curve, and tests for the determination of unsaturated and saturated shear strength and saturated hydraulic conductivity. The measurement of the soil-water characteristic curve by means of the paper filter technique presented satisfactory results. The measurement of the change in shear strength with respect to changes in matric suction were undertaken by means of the Brazilian tensile tests. Considerable increase in the shear strength was observed with increasing matric suctions, up to a peak value. Past this peak value, further increases in suction resulted in decrease of the shear strength. Finally, the results of the analyses of the slope failure are presented, including the numerical analyses of stresses and water flow. The factors of safety obtained for the different regions studied were compared. The two-dimensional and three-dimensional factors of safety at the failed surface are near and slightly higher than 1, indicating the proximity of failure conditions. The results show that the factor of safety is lower at the concave slope when compared to the convex slope near the excavation front. On the other hand, concave regions located far from the excavation front presented higher factors of safety. Although the relatively low differences between the concave and convex slopes, it can be concluded that three-dimensional effects may be relevant for the distribution of stresses and flow conditions, with direct consequences to the stability of such slopes when near the excavation front.

ÍNDICE

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Relevância da Pesquisa	1
1.2. Objetivo	3
1.3. Organização da Dissertação	4
Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica	6
2.1. Introdução	6
2.2. Mecânica dos Solos Não Saturados	6
2.2.1. Sucção	7
2.2.2. Comportamento Mecânico	10
2.2.3. Resistência ao Cisalhamento	13
2.2.4. Lei de Fluxo e Propriedades Hidráulicas	15
2.2.4.1. Fluxo de Água	15
2.2.4.2. Fluxo de Ar	17
2.3. Estabilidade de Taludes	18
2.3.1. Método do Equilíbrio Limite (MEL)	20
2.3.2. Método Melhorado	22
2.3.3. Método do Abrangente	24
2.3.4. Análise de Estabilidade de Talude Tridimensional	27
2.3.4.1. Método de Bishop Tridimensional	29
2.3.4.2. Método dos Fatores Bidimensionais Ponderados	31
Capítulo 3 – Fundamentos Teóricos	33
3.1. Introdução	33
3.2. Método dos elementos finitos (MEF)	33
3.2.1. Conceitos Gerais e Formulação do Problema de Equilíbrio Estático	36
3.2.2. Mapeamento do Elemento	36
3.2.2.1. Funções de Interpolação	37
3.2.2.2. Matriz Jacobiana	37
3.2.3. Matriz Deslocamento Deformação	39
3.2.4. Matriz Tensão Deformação	40
3.2.4.1. Matriz de Rigidez Local	40

3.2.4.2. Sistema Global	41
3.2.5. Condições de Contorno	42
3.2.6. Deformações e Tensões	43
3.2.7. Formulação do Problema de Fluxo Permanente	43
3.3. Modelo Constitutivo	44
3.3.1. Modelo Elástico Linear	45
3.4. Teoria das Tensões	46
3.4.1. Estado de Tensões em um Ponto	46
3.4.2. Tensões normais e cisalhantes em um ponto qualquer	47
3.5. Método da Programação Dinâmica	53
3.5.1. Procedimento de Otimização	53
3.5.2. Resistência à tensão cisalhante dentro da malha de procura	56
3.6. Cálculo do Fator de Segurança Tridimensional	57
3.6.1. Método da Análise Utilizando Método dos Elementos Finitos	57
Capítulo 4 – Materiais e Métodos	59
4.1. Introdução	59
4.2. Caracterização Geotécnica	59
4.3. Ensaio de Condutividade Hidráulica	61
4.4. Ensaio de Cisalhamento Direto	62
4.5. Ensaio de Triaxial	64
4.5.1 Preparação da Amostra	65
4.5.2. Ajuste do Equipamento	67
4.6. Curva característica pela técnica do papel filtro.	68
4.7. Ensaio de Compressão Diametral	73
4.7.1 Resistência à Tração	73
4.8. Procedimentos do Ensaio de resistência a Tração	75
4.9. Ensaio de Resistência à Compressão não Confinada	78
4.10. Ensaio SPT	79
4.11. Ferramenta Numérica FlexPDE	80
4.12. Ferramenta Numérica SAFE-DP	82
Capítulo 5 – Análise dos Resultados Experimentais	83
5.1. Introdução	83
5.2. Caracterização Geotécnica	83

5.3.	Curvas Característica.	86
5.3.1.	Ajuste da Curva Característica.	87
5.4.	Condutividade Hidráulica do Solo Saturado	90
5.4.1.	Determinação da Função de Condutividade Hidráulica	93
5.5.	Ensaio de Cisalhamento Direto	93
5.5.1.	Resultado dos Ensaio de Cisalhamento Direto.	95
5.6.	Ensaio Triaxial	96
5.7.	Ensaio de Compressão Diametral	104
5.7.1.	Análise Numérica do Ensaio de Compressão Diametral	106
5.7.1.1.	Geometria e Condições de Contorno do Problema	107
5.7.1.2.	Representação da Análise Numérica	109
5.7.2	Procedimentos Para Obter o Valor da Coesão Total	114
5.7.3.	Valores de Coesão Total e Relação Coesão Total Versus Sucção.	115
5.8.	Resistência Não Saturada à Compressão Não Confinada	121
5.9.	Ensaio SPT	121
5.10.	Coesão Total Regime Hidrostático Versus Medido.	123
	Capítulo 6 – Verificação das Ferramentas Numéricas	126
6.1.	Introdução	126
6.2.	Verificação das ferramentas de análise bidimensional	127
6.2.1.	Resultados utilizando os programas FlexPDE e SAFE-DP.	128
6.2.2.	Resultados utilizando o programa SLOPE/W.	130
6.3.	Verificação da Ferramenta de Análise Tridimensional	133
6.3.1.	Exemplo 1 – Material coesivo com superfície de ruptura esférica	133
6.3.2.	Exemplo 2 – Material Coesivo e Friccional	139
6.3.3.	Exemplo 3 – Caso histórico de Lodalen.	143
	Capítulo 7 – Análise 2D e 3D de Estabilidade de Talude da Escavação Galeria	152
7.1.	Introdução	152
7.2.	Análise Numérica Bidimensional	152
7.2.1.	Análise de Fluxo Estacionário	153
7.2.2.	Análise de Fluxo Transiente	154
7.2.3.	Análise do Estado de Tensão e Estabilidade	155
7.3.	Análise Numérica Tridimensional	162

7.3.1. Análise de Fluxo Tridimensional	163
7.3.2. Análise de Tensões Tridimensional	167
7.3.3. Análises tridimensionais de estabilidade dos taludes	169
Capítulo 8 - Conclusão	176
8.1. Sugestões Para Pesquisas Futuras	179
Referências Bibliográficas	180
Apêndice A	185
Apêndice B	191

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Representação das dimensões do talude escavado, assim como, o local da ruptura e o prédio existente próximo ao local.	2
Figura 1.2 – Ruptura do talude no trecho curvo.	2
Figura 2.1 - Representação da sucção matricial.	8
Figura 2.2 - Representação da sucção osmótica.	8
Figura 2.3 - Representação da sucção total.	9
Figura 2.4 - Superfícies de estado para índice de vazios (Fredlund & Rahardjo, 1993).	12
Figura 2.5 - Variável do estado de tensão para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).	13
Figura 2.6 - Envoltória de ruptura estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund & Rarhadjo, 1993).	14
Figura 2.7 - Forças Atuantes em uma fatia (Geo-Slope, 1994).	21
Figura 2.8 - Esquema analítico do procedimento de busca (Gitirana Jr., 2005).	25
Figura 2.9 - Forças atuantes em uma coluna.	29
Figura 2.10 - Concepção do Método dos Fatores Bidimensionais Ponderados (modificado - Pereira, 1996).	32
Figura 3.1 - Exemplo de alguns elementos finitos (modificado – Farias, 2006)	34
Figura 3.2 - (a) Condições de contorno (b) Discretização do domínio (Farias, 2006)	35
Figura 3.3 - Discretização de alguns domínios (tetgen.berlios.de/examples.html , 2006).	35
Figura 3.4 - Mapeamento de elementos reais em elementos padronizados (Farfán, 2003).	36
Figura 3.5 - Forças nodais e deslocamento em um elemento (Modificado de Pereira, 1996).	40
Figura 3.6 - Tensões num ponto.	47
Figura 3.7 - Componentes do vetor de tensão projetados segundo as direções principais x,y,z onde \vec{n} representa o vetor normal ao plano abc.	48
Figura 3.8 - Tensão normal e cisalhante.	53
Figura 3.9 - Tensão cisalhante decomposta segundo novo sistema de eixos.	51

Figura 3.10 - Malha de Procura usada na Programação Dinâmica (Gitirana Jr.& Fredlund, 2003.).	54
Figura 3.11 - Trajetória da Superfície Crítica	55
Figura 3.12 - Função ótima: detalhe mostrando dois estágios adjacentes (Gitirana Jr.& Fredlund, 2003.)	58
Figura 3.13 - Forças resistentes e atuantes, tensões atuantes e resistentes (Gitirana Jr. & Fredlund, 2003).	56
Figura 3.14 -Representação da discretização do domínio através de uma malha de elementos finitos (Sianson, 2006).	58
Figura 3.15 -Representação da localização da superfície de ruptura no domínio discretizado.	58
Figura 4.1 - Retirada das amostras de blocos indeformados para os ensaios.	60
Figura 4.2 - (a) Preparação da amostra com adição de bentônita (b) Execução do ensaio de permeabilidade.	62
Figura 4.3 - Prensa de cisalhamento direto com aquisição automática de dados.	63
Figura 4.4 - Representação do local de retirada dos blocos indeformados.	64
Figura 4.5 (a) detalhamento da amostra e base do equipamento (b) Triaxial Montado.	68
Figura 4.6 - (a) Retirada do material do bloco de solo (b) Modelagem do Corpo de prova.	66
Figura 4.7 - (a) Moldagem do corpo de prova por cravação (b) Detalhe do cilindro bipartido durante a retirada do corpo de prova.	66
Figura 4.8 - Componentes do equipamento de ensaio triaxial.	68
Figura 4.9 - Representação do ensaio de sucção matricial usando a técnica do papel filtro.	70
Figura 4.10 - Corpos de prova retirados de bloco inderformado para o ensaio de curva característica.	71
Figura 4.11 - Corpos de prova acondicionados em caixa de isopor.	71
Figura 4.12 - Foto da balança de precisão para medir a massa do papel filtro.	72
Figura 4.13 - Distribuição de tensões nos planos diametrais (Medina modificado de 1997)	74
Figura 4.14 - Representação do ensaio de compressão diametral.	80
Figura 4.15 - Ensaio de resistência à compressão.	79
Figura 4.16 - Representação dos locais dos ensaios SPT feitos na obra.	80

Figura 5.1- Curva granulométrica sem uso de defloculante para as camadas de solo.	86
Figura 5.2 -Curva granulométrica com uso de defloculante para as camadas de solo.	86
Figura 5.3 -Curvas características para as camadas de solo de 2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m.	89
Figura 5.4. - Canais preferências para passagem de água.	92
Figura 5.5.-Fluxo de água ao longo do perfil de solo com variação do grau de saturação Cisalhamento Direto	93
Figura 5.6 - Gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para 11,7m.	94
Figura 5.7 - Envoltória de ruptura para o ensaio de cisalhamento direto para 11,7m.	95
Figura 5.8 - Visualização das trincas de retração no perfil do talude em estudo.	96
Figura 5.9 Acréscimo de poro pressão durante o ensaio triaxial para diferentes tensões confinantes, 25, 50 e 100kPa, para a profundidade de 5,0m.	97
Figura 5.10 - Tensão desvio versus a deformação axial, para a profundidade de 5,0m.	98
Figura 5.11 - Trajetória de tensões no espaço p e q, para a profundidade de 5,0m.	98
Figura 5.12 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 5,0m.	99
Figura 5.13 - Representação das trajetórias de tensões efetivas do tipo p' e q, para a profundidade de 5,0m.	100
Figura 5.14 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 7,7m.	100
Figura 5.15 - Representação das trajetórias de tensões efetivas do tipo p e q, para a profundidade de 7,7m.	101
Figura 5.16 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 11,7m.	101
Figura 5.17 - Trajetórias de tensões efetivas do tipo p e q, para a profundidade de Coulomb para o ensaio triaxial de cada uma das camadas.	103
Figura 5.18 - Corpo de prova ao final do ensaio.	102

Figura 5.19 - Representação dos círculos de Mohr e das envoltórias de ruptura de Mohr- Coulomb para 11,7m.	102
Figura 5.20 - Representação da variação do deslocamento versus força e obtenção dos valores máximos a serem utilizados na análise numérica.	104
Figura 5.21 - (a) Geometria utilizada para a simulação ensaio de compressão diametral (b) Detalhe do topo da geometria utilizado na análise.	108
Figura 5.22 - Representação em duas dimensões das condições de contorno (a) Condições de contorno segundo os eixos x e y. (b) Condições de contorno segundo os eixos x e z do problema.	109
Figura 5.23 - Representação do deslocamento e do estado de tensões totais para uma simulação da amostra de 2,4m de profundidade. (a) Deslocamentos representados vetorialmente (b) Tensões segundo a direção y (c) Tensões segundo a direção x.	110
Figura 5.24 – Representação do plano de ruptura e distribuição da variação das tensões ao longo deste plano.	111
Figura 5.25 – Representação das tensões na faixa central do plano de ruptura.	112
Figura 5.26 – Representação das relações tensões, de tração e de compressão, versus força.	112
Figura 5.27 - Procedimentos para cálculo da Coesão Total.	115
Figura 5.28 – Relação coesão total versus sucção (a) Amostra de 2,4m de profundidade (b) Amostra de 2,4m de profundidade.	116
Figura 5.29 – Relação coesão total versus sucção (a) Amostra de 2,4m de profundidade (b) Amostra de 2,4m de profundidade.	117
Figura 5.30 – (a) Trecho com ganho de resistência ϕ^{b1} devido ao aumento de sucção (b) Trecho com perda de resistência ϕ^{b2} e aumento da sucção.	119
Figura 5.31 - Comparação do ganho de resistência entre as camadas de solo.	120
Figura 5.32 - Ensaio SPT para local próximo a ruptura do talude.	122
Figura 5.33 - Ensaio SPT para local próximo a ruptura do talude.	123
Figura 5.34 - Comparação da variação da sucção em função da profundidade entre o regime hidrostático e a umidade medida em campo.	124

Figura 6.1 – Procedimento para o cálculo do fator de segurança utilizando Slope/W e o conjunto FlexPDE e SAFE-DP.	127
Figura 6.2 – Representação das restrições de movimento segundo as direções x e y.	136
Figura 6.3 – (a) Distribuição das tensões na direção horizontal para o perfil de solo em kN/m ² . (b) Distribuição das tensões na direção vertical para o perfil de solo em kN/m ² .	129
Figura 6.4. – Representação da superfície de ruptura e fator de segurança encontrado pelo programa SAFE-DP.	130
Figura 6.5 – (a) Representação da grade e retas tangentes para procura da superfície de ruptura (b) Representação do Fator de segurança e da superfície de ruptura encontrados pelo programa.	131
Figura 6.6 – Representação das superfícies de ruptura encontradas pelos programas SAFE-DP e Slope/W.	132
Figura 6.7 – Superfície de ruptura esférica para um solo puramente coesivo (a) Perfil da Superfície de ruptura com apresentação dos parâmetros. (b) Superfície de ruptura e da malha de elementos finitos (Hungar, 1989).	133
Figura 6.8 – (a) Representação tridimensional da superfície de ruptura, da malha de elementos finitos e restrições de movimento. (b) Representação tridimensional da superfície de ruptura esférica.	135
Figura 6.9 – Representação bidimensional dos componentes utilizados para compor o vetor de tensão normal.	136
Figuras 6.10 – Representação dos vetores de tensão na direção normal e cisalhante ao plano de ruptura (a) Vetores normais segundo o plano z (b) Vetores normais segundo o plano y (c) Vetor normal segundo o plano x (d) Vetor tangente segundo o plano x.	137
Figura 6.11 – Representação da distribuição de tensões, fornecidas em kPa Tensões verticais ao longo da profundidade (b) Variação da tensão normal ao longo da superfície de ruptura. (c) Variação da tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura.	138
Figura 6.12 – Comparação entre a análise utilizando superfície de ruptura espiral logarítmica de Leshchinsky e a superfície elipsoidal utilizando o CLARA (a) Perfil; (b) representação isométrica da análise utilizando o programa CLARA.	140

Figura 6.13 – Representação tridimensional das superfícies de ruptura e da malha de elementos finitos produzida pelo programa FlexPDE, a partir da figura 6.12a. (a) Geometria de Leshchinsky et al. (1985); (b) Geometria de Hungr et al.(1989); (c) Geometria de Stianson et al.(2006).	141
Figura 6.14 – Representação da distribuição de tensões ao longo da profundidade (a) Leshchinsky et al. (1985) (b) Hungr et al.(1989) (c) Stianson et al.(2006).	142
Figura 6.15 – Mapa do local após o escorregamento, vista em planta (Modificado de Sevaldson, 1956).	144
Figura 6.16 – Perfis do solo passando pela superfície de ruptura, conforme indicado na Figura 6.15 (Modificado de Sevaldson, 1956).	145
Figura 6.17 – Análise de estabilidade do caso histórico de Lodalen (Modificado de Sevaldson, 1956).	145
Figura 6.18 – Representação da superfície superior do talude (a) Seção 2 e superfície de ruptura (b) Raio da superfície de ruptura (c) Relevo irregular no topo da superfície.	147
Figura 6.19 – Representação 2D das características complementares do problema.	148
Figura 6.20 – Representação tridimensional da superfície do domínio do problema.	148
Figura 6.21 – Estado de tensões verticais em kPa ao longo da profundidade.	149
Figura 6.22 – Comparação entre pressão hidrostática e pressão medida por piezômetros (El-Ramly et al., 2006)	149
Figura 6.23 – Variação da poropressão ao longo da profundidade, valores medidos em kPa.	150
Figura 6.24 – Geometria da superfície de ruptura circular para o deslizamento de Lodalen.	151
Figura 7.1 - Poro-pressões ao longo do perfil de solo, representação dos níveis de água inicial e final e localização do ensaio SPT.	153
Figura 7.2 – Resultado da análise transiente no 7º dia.	154
Figura 7.3 – Comparação das poropressões entre as análises de fluxo estacionário e fluxo transiente.	155

Figura 7.4 - Determinação do valor de tensão horizontal, σ_h , para cada camada de solo	156
Figura 7.5 Procedimento utilizado para determinação do Poisson para as camadas de solo.	157
Figura 7.6 - Representação do estado de tensões em kPa	
(a) Estado de tensões na direção y, antes da escavação.	
(b) Estado de tensões na direção x, antes da escavação.	159
Figura 7.7 - Representação do estado de tensões em kPa	
(a) Estado de tensões na direção y, após a escavação.	
(b) Estado de tensões na direção x, após a escavação.	160
Figura 7.8 – Representação da superfície de ruptura e do valor do fator de segurança para a superfície encontrada.	161
Figura 7.9 – Fator de segurança e superfície de ruptura para análise de estabilidade para $u_w=0$.	161
Figura 7.10 – Representação dos locais das análises tridimensionais de estabilidade.	162
Figura 7.11 - Vista em planta do fluxo de água para a geometria da estação galeria.	163
Figura 7.12 - Locais dos cortes para avaliação comparativa do nível de água e poropressão.	164
Figura 7.13 – Representação das Poropressões e do nível de água para o corte AA.	164
Figura 7.14 – Representação das Poropressões e do nível de água para o corte BB.	165
Figura 7.15 – Representação das Poropressões e do nível de água para o corte CC.	166
Figura 7.16 – Valores de poro pressão ao longo do maciço de solo	167
Figura 7.17 – Tensões na direção z ao longo da profundidade.	168
Figura 7.18 – Estado de tensões para a geometria da Escavação Galeria.	168
Figura 7.19 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 1.	169
Figura 7.20 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 2.	170
Figura 7.21 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 3.	170
Figura 7.22 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 4.	171
Figura 7.23 – Fator de segurança local, frente de escavação, seção AA da Figura 7.11.	173
Figura 7.24 – Fator de segurança local, seção BB da Figura 7.11.	173
Figura 7.25 – Fator de segurança local, seção CC da Figura 7.11.	174

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 3 - Representação dos cosenos dos ângulos entre os sistemas de eixos (Chou & Pagano, 1967)	52
Tabela 3.1 - Resumo da comparação entre problemas de equilíbrio estático e fluxo permanente (Orlandi, 2003).	44
Tabela 5.1 Resultado dos ensaios de caracterização geotécnica.	83
Tabela 5.2 Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília (Guimarães, 2002).	85
Tabela 5.3 Parâmetros para o ajuste da curva característica bimodal.	90
Tabela 5.4. Condutividade hidráulica do solo saturado.	91
Tabela 5.5. Valores calculados de λ utilizando-se a função de Brooks e Corey (1964).	93
Tabela 5.6. Resultados do ensaio de cisalhamento direto sob condição natural de umidade e sob condição saturada.	95
Tabela 5.7 Parâmetros de resistência, ensaio Triaxial.	103
Tabelas 5.8 Valores dos ensaios de compressão diametral e papel filtro. (a) Amostra a 2,4m (b) Amostra a 5,0m (c) Amostra a 7,7m (d) Amostra a 11,7m.	105
Tabela 5.9. Parâmetros de Acréscimo de Resistência devido aumento de sucção.	119
Tabela 5.10. Resultados do ensaio de compressão simples.	121
Tabela 5.11 Dados utilizados na composição da Figura 5.34.	124
Tabela 5.12 Valores de coesão para o regime hidrostático e para a umidade medida em campo.	125
Tabela 6.1 – Dados utilizados na análise numérica para verificação bidimensional da	
Tabela 6.2 – Comparação do fator de segurança calculado para o exemplo 1 utilizando outros métodos.	134
Tabela 6.3 – Dados utilizados na análise numérica para verificação tridimensional da ferramenta numérica, utilizando o Exemplo 1.	134

Tabela 6.4 – Variação do fator de segurança mediante mudança nos valores das dimensões, coeficiente de Poisson e refinamento da malha.	138
Tabela 6.5 – Dados utilizados na análise numérica para verificação tridimensional da ferramenta numérica, utilizando o Exemplo 2.	140
Tabela 6.6 – Avaliação do fator de segurança a partir da variação do coeficiente de Poisson.	143
Tabela 6.7 – Dados utilizados por Sevaldson, 1956 na análise de estabilidade do caso histórico de Lodalen.	146
Tabela 6.8 – Valores calculados de F_s para Poisson entre 0,1 e 0,49.	150
Tabela 7.1. Cálculo do coeficiente de Poisson para cada uma das camadas de solo.	158
Tabela 7.2. Valores utilizados nas análises de fluxo e tensão.	158
Tabela 7.3 Valores de fator de segurança para as análises de estabilidade de talude.	171
Tabela 7.4 Fator de segurança para as análises de estabilidade de talude com $u_w=0$	174

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>a</i>	Distância perpendicular entre o centro da circunferência que delimita a superfície de ruptura circular e a força resultante da água plicada
<i>a</i>	Parâmetro relacionado com a suavidade das transições
<i>A</i>	Força de água resultante aplicada no talude
<i>B</i>	Matriz deformação deslocamento
<i>c'</i>	Coesão efetiva
CD	Ensaio tipo consolidado drenado
cm	Centímetro
CU	Ensaio tipo consolidado não drenado
<i>D</i>	Carga externa aplicada no maciço de solo
<i>D</i>	Diâmetro do corpo de prova;
<i>d</i>	Distância perpendicular entre o centro da circunferência que delimita superfície de ruptura circular e a força <i>D</i>
<i>D</i>	Matriz tensão deformação, matriz de relação constitutiva
<i>D</i>	Parâmetro de poropressão
<i>D_a</i>	Constante de transmissão para fluxo de ar através do solo
<i>n</i>	Porosidade do solo.
<i>dA</i>	Área do elemento diferencial
D.P.M	Método da programação dinâmica
<i>D_a[*]</i>	Coefficiente de transmissão
<i>d</i>	Deslocamento previsto para ruptura
<i>E</i>	Forças horizontais entre fatias.
<i>e</i>	Índice de vazios
<i>E</i>	Modulo de Young
et.al.	E outros
i.e.	Isto é
<i>e_f</i>	Deformação na ruptura
<i>f</i>	Braço de Alavanca do centro em relação à força <i>N</i>

F_m	Fator de Segurança baseado no equilíbrio de momentos das fatias
F_f	Fator de Segurança para equilíbrio de forças horizontais
F	Carga aplicada;
F_s	Fator de segurança
FS	Furo de sondagem
F_{S2D}	Fator de segurança bidimensional
F_{S3D}	Fator de segurança tridimensional
F_{sl}	Fator de segurança local
G	Função Retorno
H	Altura do corpo de prova.
h	Vetor de carga hidráulica total
h	Altura do corpo de prova
i	Gradiente
I_p	Índice de plasticidade
J	Matriz jacobiana
J_a	Razão de massa de ar fluindo através de uma unidade de área do solo
K	Matriz de rigidez
kgf	Quilograma força
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
kW	Carga sísmica aplicada no centro da fatia
m	Metro
m^3	Metro cúbico
M.E.F	Método dos elementos finitos
M.E.L	Método do equilíbrio limite
mm	Milímetro
N	Força normal na base da fatia
n	Porosidade
N.A.	Nível de água
N°	Número
N_i	Função de interpolação
ρ_a	Densidade do ar

p_{nx}	Tensão aplicada no plano n na direção x
p_{ny}	Tensão aplicada no plano n na direção y
p_{nz}	Tensão aplicada no plano n na direção z
R	Raio para superfície de ruptura circular
R_i, R_c	Forças resistentes
S	Grau de saturação do solo
S	Matriz de tensão, tensor de tensões
S_i, S_c	Forças atuantes
S_m	Tensão cisalhante mobilizada na base da fatia
SX	Tensão na direção x
SY	Tensão na direção y
SZ	Tensão na direção z
TAU	Tensão cisalhante
u,w,v	Variáveis de deslocamento correspondentes as direções x,y e z respectivamente
U_v	Pressão de vapor de água na interface menisco ar
U_{v0}	Pressão de vapor de água na interface com água pura.
U_{v1}	Pressão de vapor de água em equilíbrio com água do solo
u_w	Pressão da água
v	Velocidade
v_f	Velocidade de deslocamento
W	Peso da fatia de altura h
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
x	Distância horizontal do centro da circunferência até o centro de cada uma das fatias
X	Forças verticais entre fatias
x,y,z	Coordenadas nas direções x, y e z
2-D	Bidimensional
3-D	Tridimensional
ψ_{b1}	Primeiro valor de entrada de ar (macroporos)

λ	Índice de distribuição de poros
λ	Função que relaciona equilíbrio de momentos com equilíbrio de forças
S_{res1}	Primeiro grau de saturação residual (macroporos)
ψ_{res1}	Primeiro valor de sucção residual (macroporos)
S_{res2}	Segundo grau de saturação residual (microporos)
ψ_{b2}	Segundo valor de entrada de ar (macroporos)
S_b	Segundo grau de saturação (microporos)
ψ_{res2}	Segundo valor de sucção residual (microporos)
$(u_a - u_w)_f$	Sucção mátrica na ruptura
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
π	Sucção osmótica
τ_{ff}	Tensão cisalhante no local de ruptura e no momento da ruptura
τ_{int}	Tensão cisalhante interpolada
τ_n	Tensão cisalhante normal
$\tau_{xy,}$	Tensão cisalhante no plano x, e na direção y
$\tau_{xz,}$	Tensão cisalhante no plano x, e na direção z
$\tau_{yz,}$	Tensão cisalhante no plano y, e na direção z
$\tau_{atuante}$	Tensão cisalhante atuante
$\tau_{resistente}$	Tensão cisalhante resistente
σ_n	Tensão normal
σ_x	Tensão na direção x
σ_y	Tensão na direção y
σ_z	Tensão na direção z
σ'	Tensão efetiva
$(\sigma - u_a)$	Tensão líquida
$(\sigma_f - u_a)_f$	Tensão normal líquida no plano de ruptura na ruptura
σ_{int}	Tensão principal Interpola

ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
ϕ^b	Ângulo indicando a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento associado à sucção mátrica $(\sigma_f - u_w)$
χ	Parâmetro de Bishop
γ	Peso específico do solo
u_a	Poropressão de ar
ψ	Sucção total
t_{100}	Tempo requerido para que ocorra 100% de adensamento
t_f	Tempo requerido para ruptura.
\vec{n}	Vetor normal n
h	Carga hidráulica.
$k(\theta)$	Coefficiente de permeabilidade de solos não saturados
k^v	Coefficiente de permeabilidade de solos saturados
v	Vazão específica (velocidade aparente)
α	Ângulo entre a tangente do centro da base da fatia com a horizontal
ν	Coefficiente de Poisson
Γ	Condições de contorno
Ω	Domínio do problema
β	Comprimento da base da fatia
δ	Deslocamento
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_w	Peso específico da água
γ_{xy}	Deformação cisalhante no plano x, e na direção y
γ_{xz}	Deformação cisalhante no plano x, e na direção z
γ_{yz}	Deformação cisalhante no plano y, e na direção z
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	Deformação nas direções x, y e z.
ξ, η, ζ	Sistema de coordenadas padronizadas para o elemento finito.

Capítulo 1

Introdução

Nas últimas três décadas as atenções se voltaram de forma crescente aos efeitos tridimensionais (3-D) nas análises de estabilidade de taludes. O rápido progresso das técnicas numéricas e matemáticas de programação e da capacidade de processamento dos computadores vem permitindo o desenvolvimento de técnicas e ferramentas de análise 3-D. Como exemplo, tem-se a aplicação do método de equilíbrio limite aperfeiçoado, que utiliza o campo de tensões gerado utilizando o método de elementos finitos para cálculo do Fator de Segurança.

Igualmente crescente tem sido o interesse e a aplicação dos conceitos da mecânica dos solos não saturados os quais possibilitam dimensionamentos menos conservadores para casos onde é contemplada esta condição.

Este trabalho apresenta um estudo referente a uma ruptura de talude de uma escavação de um maciço de terra para a construção de uma galeria de captação de águas pluviais. Devido ao formato curvo da escavação foram gerados taludes côncavo e convexo de mesma altura e mesma inclinação ao longo da escavação.

A Figura 1.1 apresenta as dimensões do talude escavado, assim como, o local da ruptura. Essa obra está localizada no Setor de Transporte Rodoviário e Carga Sul, trecho 2, Conjunto A, ao lado do lote $\frac{1}{2}$, Guará, DF.

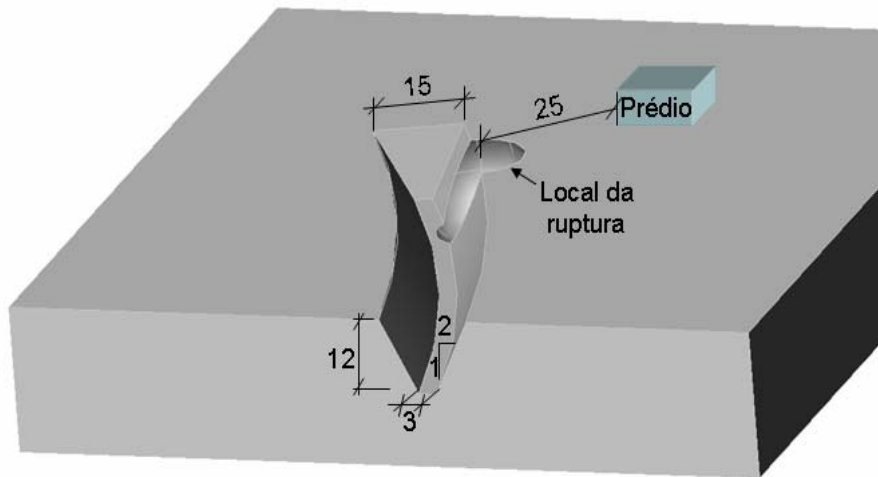


Figura 1.1 – Dimensões do talude escavado e o local da ruptura

Neste trabalho esta obra será denominada de “Escavação Galeria”. O rompimento do talude, conforme apresentado na Figura 1.2, ocorreu no trecho curvo da escavação, conforme indicado na Figura 1.1, uma semana após a passagem da frente de escavação, todavia, os trechos reto e convexo da curva permaneceram intactos. Um operário que trabalhava no local da ruptura foi soterrado pelo escorregamento e faleceu no local.



Figura 1.2 – Ruptura do talude no trecho curvo.

O deslizamento data de julho de 2005, no meio do período de seca. Portanto, o solo encontrava-se na condição não saturada. O que pode ser observado pela profundidade

do nível de água que, segundo sondagem à percussão, está localizado 9m abaixo da superfície do terreno.

A localização da superfície de ruptura se deu em uma determinada região do trecho curvo e próximo da frente de escavação, fato que chama atenção e levanta questionamentos sobre a influência da geometria tridimensional da escavação no desenvolvimento da ruptura. Entretanto, as teorias e ferramentas convencionais utilizadas na engenharia geotécnica não consideram os aspectos tridimensionais do problema. Além disso, a existência de solos tropicais na condição não saturada representa um desafio, dada a complexidade do comportamento destes solos.

Portanto, é preciso se entender melhor o comportamento deste caso de estabilidade de talude. Deve-se responder a questionamentos quanto à inclinação adequada durante este tipo de escavação, a contribuição da análise em três dimensões, o tratamento adequado a taludes côncavos e convexos no tocante ao cálculo de fator de segurança, a real contribuição da sucção no aumento de resistência e o comportamento quanto à distribuição de tensões e fluxo neste caso.

1. Objetivo

Objetiva-se com este estudo, analisar numericamente a estabilidade da obra Escavação Galeria sob a luz de análises bidimensionais e tridimensionais por meio de programas que possibilitem análises de tensão, fluxo e estabilidade de forma a comparar os resultados dos fatores de segurança, considerando os trechos côncavos e convexos da escavação. Serão consideradas as particularidades do comportamento deste solo além do efeito da sucção quanto ao acréscimo de resistência.

Este estudo pretende, em segundo plano, discutir situações não convencionais de análise de estabilidade de taludes com o objetivo de levar à comunidade geotécnica uma contribuição para que o projeto e a execução sejam, em alguns casos, mais criteriosos.

1.2. Organização da Dissertação

Esta dissertação é dividida em 8 capítulos, da seguinte forma:

Capítulo 1, onde se apresenta o problema, é discutida a relevância do trabalho e são apresentados os objetivos. Ainda neste capítulo é descrita a organização da dissertação;

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os conceitos importantes para o desenvolvimento deste estudo. Inicialmente são apresentados conceitos sobre a mecânica dos solos não saturados. Apresenta-se também uma revisão dos métodos de análise de estabilidade de talude de terra. Por fim é apresentada uma revisão sobre a análise tridimensional de estabilidade de taludes.

O Capítulo 3 apresenta os fundamentos teóricos utilizados para a análise da ruptura da Escavação Galeria. Sendo apresentados os fundamentos dos Métodos dos Elementos Finitos (MEF), uma descrição dos modelos constitutivos utilizados e o método de cálculo de estado de tensões espacial ao longo da base de uma superfície de ruptura 3-D. São apresentados detalhes do método da programação dinâmica e por fim, são apresentados conceitos e procedimentos para análise e cálculo do fator de segurança, considerando a geometria do problema tridimensional.

No Capítulo 4 é apresentada a metodologia utilizada nos ensaios de caracterização, condutividade hidráulica, cisalhamento direto, ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD) e consolidado não-drenado (CU), curva característica, ensaio de compressão diametral, resistência à compressão não confinada e ensaio SPT. Apresentam-se neste capítulo, também, uma breve descrição dos programas FlexPDE e do programa de estabilidade SAFE-DP, utilizados nesta pesquisa.

O Capítulo 5 apresenta os resultados experimentais, assim como, as análises destes resultados experimentais.

O Capítulo 6 apresenta análises bidimensionais (2-D) e tridimensionais (3-D) de problemas “benchmark” para verificação das ferramentas numéricas.

No Capítulo 7 são realizadas as análises numéricas 2D e 3D para o caso da Escavação Galeria, assim como discutidos os resultados obtidos.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados conceitos importantes para o desenvolvimento e entendimento desta dissertação. Inicialmente são apresentados conceitos sobre a mecânica dos solos não saturados contemplando principalmente os estudos de fluxo de água e resistência, onde são apresentadas as relações constitutivas propostas por Fredlund (1979).

Apresenta-se também uma revisão dos métodos de análise de estabilidade de talude de terra. Os métodos são apresentados de acordo com grupos difundidos na literatura: método do equilíbrio limite (M.E.L), análise por elementos finitos e os métodos abrangentes. Por fim é apresentada uma breve introdução à análise tridimensional de estabilidade de taludes.

2.2. Mecânica dos Solos Não Saturados

Os problemas de interesse da mecânica dos solos não saturados são os mesmos de interesse da mecânica dos solos saturados, tais como, construção e operação de barragens de terra, estabilidade de escavações e taludes naturais, empuxo de terra, capacidade de carga de fundações superficiais, dentre outros.

São diversas as situações em que obras geotécnicas são encontradas em condição não saturada. Assim, a mecânica dos solos subdivide-se em mecânica dos solos saturados e dos solos não saturados. A condição não saturada possibilita dimensionamento menos conservador, tendo em vista a contribuição da parcela de sucção no acréscimo da resistência.

Em decorrência das variações climáticas, pode haver variações na profundidade do lençol freático. Como resultado, mudanças podem ocorrer no volume e na resistência do solo.

Mudanças no valor da sucção associados às chuvas fortes são responsáveis por várias rupturas de taludes, esse fenômeno indica a importância da sucção na previsão do comportamento mecânico do solo (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Um solo não saturado é comumente reconhecido como tendo três fases: fase sólida, fase água e fase ar. Fredlund & Rahardjo (1993) reconhecem a existência de uma quarta fase: a interface ar-água, película contráctil, que se comporta como uma membrana elástica. Eles justificam a existência desta mostrando que as suas características são bem definidas como:

- Propriedades diferentes das fases adjacentes (fase ar e fase água);
- Superfície de contorno bem definida.

Do ponto de vista do comportamento, um solo não saturado pode ser visualizado como um sistema de fases das quais duas chegam ao equilíbrio quando da aplicação de um gradiente de tensão (partícula do solo e película contráctil), e duas fases fluem quando aplicado tal gradiente (fase ar e fase água) (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Será apresentada nas próximas sessões uma breve revisão da teoria geral desenvolvida para os solos não saturados, enfocando o comportamento mecânico em termos de resistência e fluxo. Procura-se evidenciar o aspecto geral da teoria desenvolvida, onde o solo saturado enquadra-se como caso particular de um solo não saturado.

2.2.1. Sucção

A sucção no solo pode ser quantificada em termos da umidade relativa do ar em equilíbrio termodinâmico com a água do solo, sendo normalmente chamada de sucção total. Esta tem duas componentes, denominadas de sucção matricial e sucção osmótica. A sucção total, matricial e osmótica são explicadas a seguir conforme Aitchison (1965a).

A componente matricial de energia livre é equivalente à pressão de vapor de água em equilíbrio com a água do solo, na interface com o menisco, tomando como referência a pressão de vapor existente em equilíbrio com solução de igual concentração à da água do solo, conforme Figura 2.1.

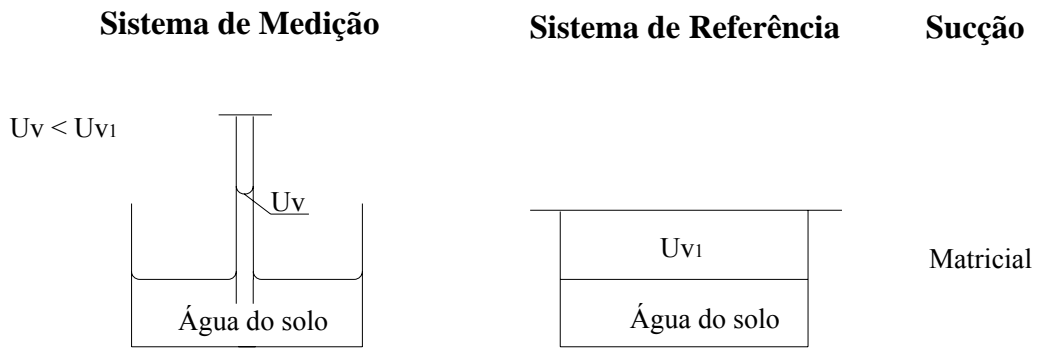


Figura 2.1 - Representação da sucção matricial.

onde:

U_v = Pressão de vapor de água na interface menisco ar.

U_{v1} = Pressão de vapor de água em equilíbrio com água do solo.

A componente osmótica de energia livre é equivalente à sucção derivada da medição parcial da pressão de vapor de água em equilíbrio com a água do solo, tomando como referência a pressão de vapor de água existente em equilíbrio com solução de água pura. Portanto, diferente concentração da solução entre o sistema de medição e de referência, conforme apresentado na Figura 2.2.

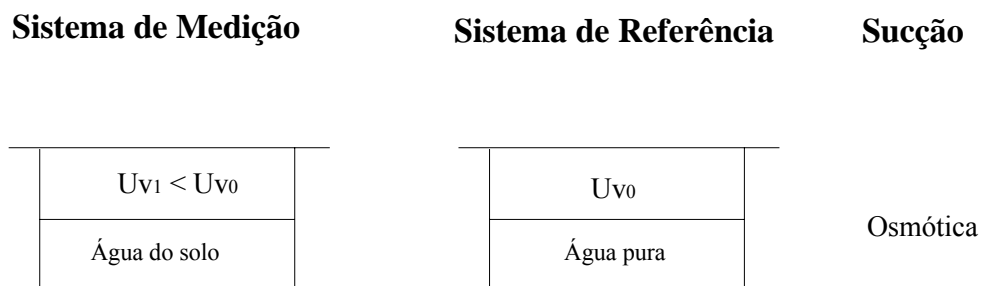


Figura 2.2 - Representação da sucção osmótica.

onde:

U_{v0} = Pressão de vapor de água na interface com água pura.

U_{v1} = Pressão de vapor de água em equilíbrio com água do solo.

Sendo assim, sucção total ou energia livre da água do solo é equivalente à sucção derivada da medição parcial da pressão de vapor de água em equilíbrio com a água de mesma concentração que a água do solo, na interface com o menisco, tomando como referência a pressão de vapor de água existente em equilíbrio com solução de água pura, conforme Figura 2.3.

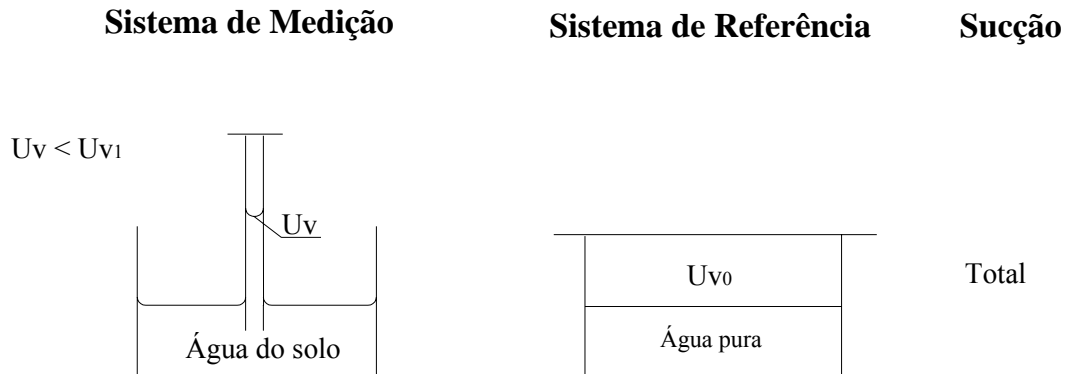


Figura 2.3 - Representação da sucção total.

Logo, a sucção dos solos é composta de duas componentes, a matricial (relacionada com a matriz de solo, é a combinação do tipo de partícula e arranjo estrutural) e a osmótica (devido à composição e concentração química da água do solo). A soma da sucção matricial com a osmótica resulta na sucção total (Fredlund & Rahardjo, 1993), conforme apresentado a seguir:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.1)$$

onde:

ψ = sucção total;

$(u_a - u_w)$ = sucção matricial;

u_a = pressão do ar nos poros;

u_w = pressão da água nos poros;

π = sucção osmótica.

Mudanças de conteúdo de água não geram gradientes significativos de sucção osmótica. Portanto, o componente osmótico de energia livre da água do solo é geralmente desprezado (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.2.2. Comportamento Mecânico

Solos não saturados podem experimentar colapso ou expansão quando submetidos à variações de sucção matricial. A natureza expansiva do solo é mais bem observada nas camadas superficiais, que estão mais sujeitas às variações sazonais. Tais variações provocam, de forma reversível, a mudança de volume do mesmo (expansão e contração). Já os solos colapsíveis têm comportamento oposto aos solos expansivos, havendo decréscimo de volume predominantemente de forma irreversível quando submetidos a um gradiente de tensão ou a trajetória de umedecimento. Podem ocorrer tanto em maciços naturais como em solos estruturados artificialmente durante o processo de compactação (Peixoto, 1999).

O princípio das tensões efetivas é um dos mais importantes conceitos na engenharia geotécnica. O conceito de tensão efetiva forma a base fundamental de estudo da mecânica dos solos saturados. Em um solo não saturado a avaliação do comportamento mecânico, em termos de tensão efetiva, é mais complexa devido à existência de um número maior de fases. Pereira (1996) cita algumas tentativas de se estender o princípio das tensões efetivas do solo saturado para o solo não saturado (Croney, 1952; Bishop, 1959; Aitchinson, 1961; Jennings, 1961).

Bishop (1959), citado por Brito (2003), tentou estender o princípio das tensões efetivas para o solo não saturado, modificando a equação de Terzaghi e introduzindo a poro-pressão de ar e um parâmetro que depende do grau de saturação do solo conforme mostrado na Equação (2.2):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.2)$$

onde:

χ , parâmetro de Bishop;

u_a , pressão de ar nos poros.

Na Equação (2.2), χ é uma propriedade e está relacionada com o grau de saturação entre outras variáveis. Para o solo seco, $\chi = 0$ e para o solo saturado, $\chi = 1$. Para valores intermediários, o parâmetro χ é influenciado pelo grau de saturação, sucção mátrica, teor de água, tipo de solo e histórico de tensões. Praticamente todos os fatores que controlam o comportamento de deformação e resistência estão presentes no parâmetro χ (Lloret & Alonso, 1980).

O parâmetro χ é avaliado assumindo-se que o comportamento do solo pode ser expresso unicamente em termos da variável de estado de tensão efetiva, comparando-se o comportamento do solo não saturado com o comportamento do solo saturado para calcular χ . Normalmente, as relações constitutivas não introduzem o comportamento constitutivo diretamente na variável de tensão. A suposição de que o comportamento do solo saturado e o solo não saturado podem ser analisados utilizando tensões efetivas, mostrou ser enganosa na previsão do comportamento de solos que tendem ao colapso com a saturação (Jennings & Burland, 1962).

O reexame das equações propostas para expressar a tensão efetiva de um solo não saturado levou alguns pesquisadores a sugerir o uso das variáveis independentes de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, para descrever o comportamento mecânico do solo não saturado.

Mathias e Radhakrishna (1968) abandonam o conceito de tensão efetiva e, para um ensaio de compressão triaxial, identificam três variáveis de estado de tensão que controlam o comportamento de variação de volume: $(\sigma - u_a)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ e $(u_a - u_w)$, onde $\sigma = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ é a tensão média. Mathias e Radhakrishna (1968) introduziram o conceito de parâmetros de estado como sendo as variantes físicas do solo, que são suficientes para a completa descrição do estado de um elemento de solo sem a necessidade de fazer referência ao seu histórico de tensões. Essas variantes são: estado de tensão, índice de vazios, grau de saturação e estrutura do solo.

O estado de um elemento de solo pode ser representado por um ponto no interior de um sistema de eixos coordenados representando os parâmetros de estado. Esse ponto é chamado

de ponto de estado. O deslocamento deste ponto, quando o estado do elemento muda, é chamado de trajetória de estado. Como mostrado na Figura 2.4.

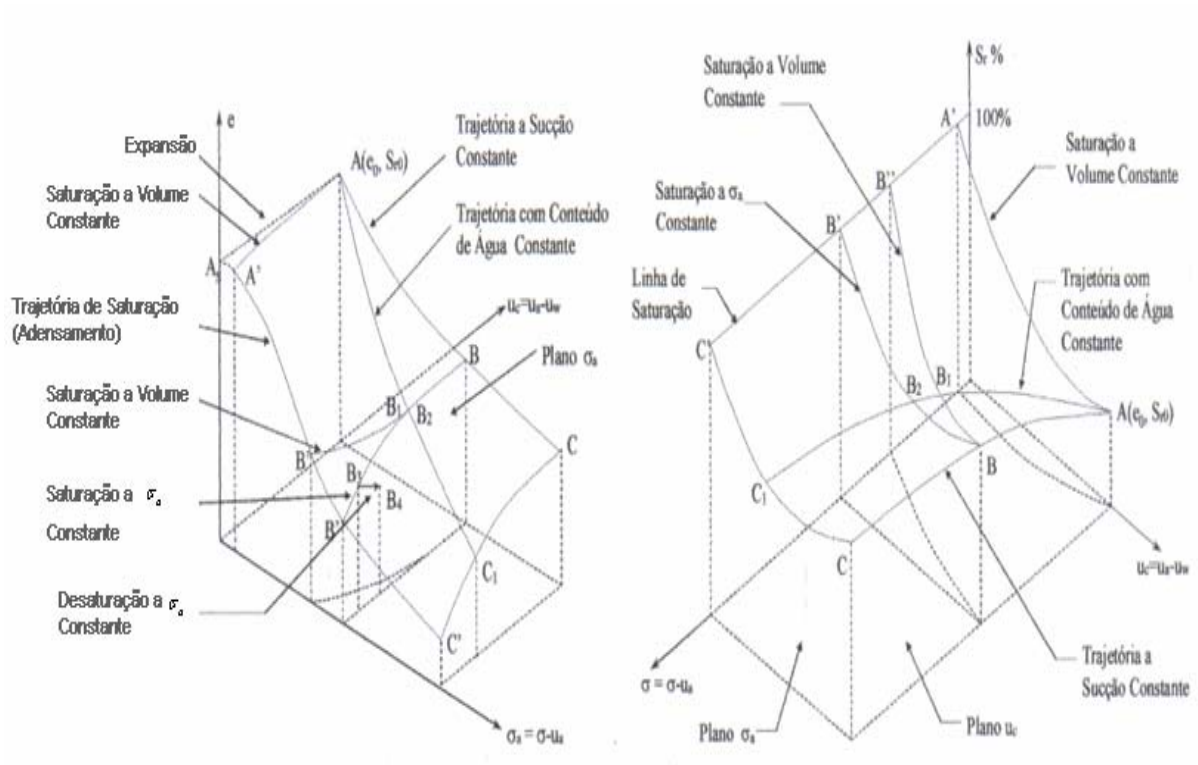


Figura 2.4 - Superfícies de estado para índice de vazios (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Matyas & Radhakrishna (1968) utilizaram uma mistura de "pedrisco e caolin" para determinação das superfícies de estado. Esse material mostrou-se essencialmente colapsível, o que serviu para demonstrar a limitação do uso da equação de Bishop e confirmou o adequado uso de duas variáveis de estado de tensão na formulação do comportamento mecânico do solo não saturado.

Fredlund & Morgenstern (1977) realizaram uma série de ensaios, oedométrico e triaxial, controlando a variação de volume para demonstrar a adequabilidade das seguintes variáveis de estado de tensão para um solo não saturado ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$). Como mostrado na Figura 2.5.

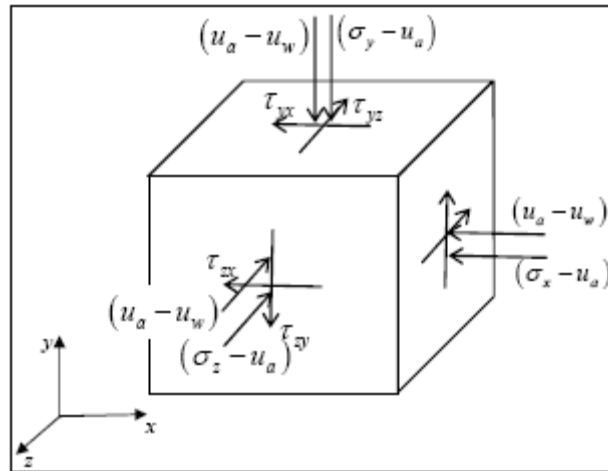


Figura 2.5 - Variável do estado de tensão para um solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993).

2.2.3. Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser formulada em termos das variáveis independentes de estado de tensão pela combinação $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, a qual tem mostrado ser mais vantajosa na prática (Fredlund & Morgenstern, 1977). A resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser escrita de acordo com a Equação 2.3.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.3)$$

onde:

c' , intercepto da envoltória de ruptura estendida de Mohr-Coulomb no eixo de tensão cisalhante onde a tensão normal líquida e a sucção mátrica são iguais a zero;

$(\sigma_f - u_a)_f$, tensão normal líquida no plano de ruptura na ruptura;

ϕ' , ângulo de atrito interno associado à variável de tensão normal líquida $(\sigma_f - u_a)_f$;

$(u_a - u_w)_f$, sucção mátrica na ruptura;

ϕ^b , ângulo indicando a taxa de aumento da resistência ao cisalhamento associado à sucção mátrica $(u_a - u_w)_f$.

Considerando parâmetros constantes, a Equação 2.3 define um plano, conforme mostrado na Figura 2.6. A locação dos círculos de Mohr, no gráfico tridimensional, é função da sucção. A

superfície tangente aos círculos de Mohr na ruptura é referida como envoltória de ruptura estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados. A Figura 2.6 também mostra que a interseção da envoltória de ruptura estendida com o plano formado por τ e $(u_a - u_w)$ define uma reta conforme a Equação 2.4:

$$c = c' + (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi^b \quad (2.4)$$

Onde c é o intercepto de coesão total.

A Equação 2.4 mostra que o solo não saturado pode ser visualizado como tendo duas componentes de coesão. Quando a sucção tende a zero, a Equação 2.4 reverter-se-á para a equação de resistência de um solo saturado. Portanto, uma transição suave entre a condição não saturada e a saturada é observada. Também pode ser observado que a equação de resistência ao cisalhamento apresenta a mesma forma em ambos os casos. Isto quer dizer que a mesma equação para o fator de segurança pode ser usada tanto para o solo saturado quanto para o solo não saturado, fazendo a coesão função da sucção (Fredlund, 1985).

Para os solos estáveis, c' e ϕ' são aproximadamente constantes (Gan & Fredlund, 1978). No entanto, um solo metaestável, espera-se um comportamento não linear para os parâmetros de resistência c' , ϕ' e ϕ^b .

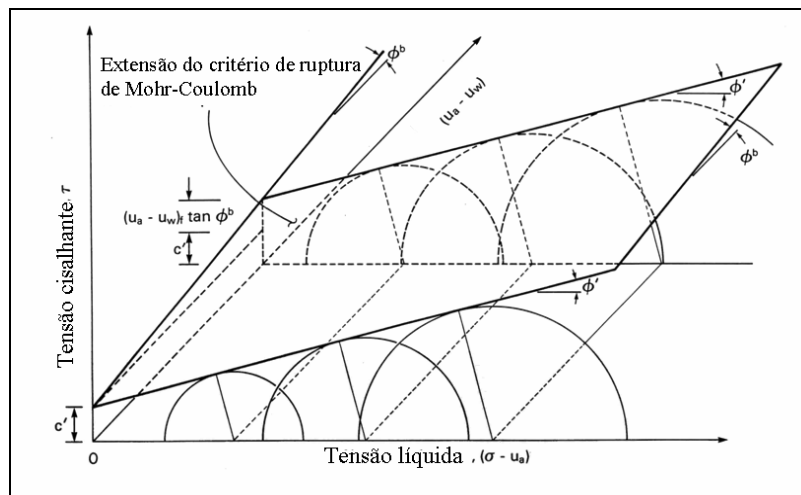


Figura 2.6 - Envoltória de ruptura estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados (Fredlund & Rarhadjo, 1993).

2.2.4. Lei de Fluxo e Propriedades Hidráulicas

A análise do escoamento de um fluido requer uma lei para relacionar a taxa de escoamento com o potencial de transporte, usando-se coeficientes apropriados (Freeze & Cherry, 1979). A água flui de um ponto de maior carga total para um ponto de menor carga total, sem levar em conta se as cargas de pressão são positivas ou negativas. O fluxo de ar, como uma fase contínua, é governado pela concentração ou gradiente de pressão. O gradiente de pressão é comumente o mais considerado como potencial de transporte para a fase ar. O movimento relativo do ar e da água através de um meio poroso não saturado é função da porosidade, grau de saturação, distribuição de poros e propriedades específicas dos fluidos como densidade e viscosidade (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Há dependência do fluxo de água e ar, através de um solo não saturado, com o grau de saturação, a permeabilidade da fase ar decresce com o acréscimo do teor volumétrico de água ou grau de saturação e a permeabilidade do ar permanece significativamente maior que a permeabilidade da água para grandes diminuições de teores de água no solo.

2.2.4.1. Fluxo de Água

A água pode ser visualizada como fluindo somente através dos poros do solo preenchidos por água. Os poros preenchidos com ar não permitem o fluxo da água. Logo os poros preenchidos com ar num solo não saturado comportam-se, do ponto de vista do fluxo de água, como se fossem barreiras ao fluxo. Quando o solo toma-se não saturado o ar ocupa primeiro os poros maiores, forçando a água a fluir pelos poros menores, aumentando o caminho de percolação da mesma (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Fredlund & Rahardjo (1993) citam o trabalho de Childs & Collis-George (1950), que comprovam a aplicabilidade da lei de Darcy para solos não saturados. Sendo a condutividade hidráulica função do índice de vazios e do grau de saturação (ou teor de água).

O fluxo de água em um solo não saturado tem sido explicado por diversos conceitos, nos quais o potencial governante do fluxo pode ser o potencial de sucção mátrica, a umidade ou o a carga hidráulica (pressão + elevação). Fredlund & Rahardjo (1993) demonstram que o potencial fundamental e apropriado para engenharia é a carga hidráulica.

A Lei de Darcy (1856), expressa através da Equação 2.5, que é comumente utilizada para descrever o fluxo em solos saturados, é também utilizada na análise do fluxo em solos não saturados. A extensão da lei de Darcy para a situação não saturada é chamada de lei de Darcy-Buckingham e é mostrada na Equação 2.6.

$$\text{Lei de Darcy } v = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.5)$$

$$\text{Lei de Darcy-Buckingham } v = -k(\theta) \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.6)$$

onde:

v vazão específica (velocidade aparente).

h carga hidráulica.

k coeficiente de permeabilidade de solos saturados.

$k(\theta)$ coeficiente de permeabilidade de solos não saturados.

O coeficiente de permeabilidade é função da sucção mátrica em solos não saturados, ao passo que pode ser considerado, em geral, constante em solos saturados (Fredlund & Rahardjo, 1993).

O coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado pode variar consideravelmente durante um processo transiente como resultado das mudanças nas propriedades do solo. Estimativas confiáveis da condutividade hidráulica do solo não saturado são difíceis de se obter, devido à sua extensiva variabilidade no campo, e também devido ao tempo e custo elevados para obtenção dos parâmetros (Van Genuchten, 1980). Numerosas equações semi-empíricas têm sido derivadas para o coeficiente de permeabilidade, usando-se a curva característica.

Os métodos de estimativa da função de condutividade hidráulica podem ser classificados em equação empírica, modelos mecanísticos e modelos estatísticos. Huang *et al.* (1998) apresentam um sumário dos métodos disponíveis. Há uma clara relação entre curva característica e os métodos mecanísticos e estatísticos.

Métodos mecanísticos são baseados na aplicação da teoria capilar aos poros do solo. A curva característica serve para indicar a função de poros preenchidos por água. As equações de

Brooks & Corey (1964) são exemplos da abordagem mecanística. Essas equações têm base teórica e já foram repetidamente testadas, comparando-as a dados experimentais.

Modelos estatísticos são baseados na variação aleatória de poros. A curva característica é mais uma vez utilizada para estimar o tamanho dos poros, com base na sucção. Childs & Collis-George (1950) e Mualem (1976) apresentam alguns dos métodos mais conhecidos. Fredlund *et al.* (1994) apresentam uma função de permeabilidade que usa uma abordagem similar, mas aplicando a equação para a curva característica de Fredlund & Xing (1994), citados por Gitirana Jr. & Fredlund (2004). Gitirana Jr. & Fredlund (2004) afirmam que há problemas em aplicar métodos aproximando de estimativa a solos argilosos.

Para este trabalho optou-se pelo uso da abordagem mecanística, por meio das equações de Brooks & Corey (1964). A partir dessas equações, estima-se a função da condutividade hidráulica. Essa escolha se deu devido à facilidade de implementação dessa equação no programa de análise numérica, além da credibilidade atestada desse modelo.

A função de condutividade hidráulica está diretamente ligada ao cálculo do fluxo no maciço de solo. A aplicação dessas equações é útil no Capítulo 7, quando será analisado o fluxo bidimensional e tridimensional, respectivamente, utilizando as equações de Brooks e Corey (1964).

2.2.4.2. Fluxo de Ar

A lei de Fick é geralmente usada para descrever a difusão de gases através de líquidos. Uma forma modificada da lei de Fick é usualmente aplicada para descrever o fluxo de ar através de um meio poroso não saturado, conforme mostra a Equação 2.7.

$$J_a = D_a^* \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (2.7)$$

onde:

$\frac{\partial u_a}{\partial y}$, gradiente de poro-pressão de ar na direção y (similarmente na direção x e z);

J_a , razão de massa de ar fluindo através de uma unidade de área do solo;

$D_a^* = D_a \frac{\partial[p_a(1-S)n]}{\partial u_a}$, coeficiente de transmissão, função das propriedades do solo (S,n), da densidade do ar (p_a) e da constante de transmissão para fluxo de ar através do solo (D_a) p_a , densidade absoluta do ar (lei dos gases);
 n , porosidade do solo.

De maneira semelhante ao coeficiente de permeabilidade com relação à água, o de permeabilidade com relação ao ar é uma função do fluido (neste caso o ar) e propriedades do solo. Contudo, as propriedades do ar podem não ser consideradas constantes com o tempo. Densidade e viscosidade do ar são funções da pressão absoluta de ar.

Neste trabalho a pressão de ar é considerada atmosférica e, conseqüentemente, constante. Portanto, desenvolvimentos teóricos além daqueles apresentados aqui não fazem parte do escopo deste trabalho.

2.3. Estabilidade de Taludes

Um dos desafios da engenharia geotécnica é projetar estruturas que garantam a segurança mínima contra ruptura de empreendimento compatibilizado a baixo custo. Para construções de taludes, a segurança mínima contra ruptura pode ser medida pelo fator de segurança. A definição mais geral para o fator de segurança pode ser escrita como:

$$F = \frac{\textit{resistência disponível}}{\textit{resistência mobilizada}} \quad (2.8)$$

Segundo Tavenas *et al.* (1980) a relação acima é aplicada em engenharia geotécnica de várias formas. Na análise de aterros, fundações ou taludes, tanto a resistência ao cisalhamento como o carregamento são funções da geometria do problema. Assim, a Equação 2.8 não pode ser escrita em uma forma explícita.

Métodos numéricos têm sido desenvolvidos para tratar de casos em que a Equação 2.8 é aplicada em análise de problemas geotécnicos de forma local e global, simultaneamente. Assim, por meio de processos iterativos, a Equação 2.8 é resolvida para o problema analisado.

Extensivos estudos foram empreendidos nessa área, e uma variedade de formulações que generalizam o fator de segurança foram desenvolvidas. Dentre estas, as de Bishop (1955), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967), Janbu (1973), Fredlund (1980). Embora esses métodos sejam simples e populares, eles são incompletos, devido ao fato de a forma da superfície de ruptura ter que ser assumida, de antemão. Também se ignora o comportamento tensão deformação do solo, e são inadequados para as situações envolvendo complexo histórico de tensões. Os métodos de equilíbrio limite assumem que o fator de segurança é o mesmo para todas as fatias, portanto, inapropriado. Exceto no momento em que a ruptura ocorre ao longo da superfície.

Uma das maiores deficiências dos métodos de equilíbrio limite é o fato de ignorar o comportamento tensão deformação do solo. Essa limitação pode ser superada pelo uso do método dos elementos finitos, como ferramenta de análise desse comportamento, tornando a condição de equilíbrio limite, aplicada a uma superfície, mais significativa quando da avaliação das forças atuantes e resistentes.

Segundo Pham (2002), existem cinco abordagens propostas, nas quais o método dos elementos finitos é usado na análise de estabilidade de taludes. Três desses métodos usam as tensões (produzidas pelo método dos elementos finitos para definir o fator de segurança) e são referenciados como métodos melhorados. Alguns métodos usam as deformações para definir o fator de segurança e são referidos como métodos diretos (Naylor, 1982).

Segundo Baker & Garber (1978) o cálculo do fator de segurança requer informações com relação a duas funções. A primeira função é a equação da superfície potencial de escorregamento (forma da superfície), que é chamada de função cinemática. A segunda representa a distribuição das tensões ao longo dessa superfície ou algumas propriedades das forças atuando no plano vertical, sendo chamada de função de tensão. De acordo com Baker & Garber (1978) a primeira tentativa de se formular um problema de estabilidade de taludes como um problema de cálculo variacional, em termos de duas funções não especificadas, foi feito por Kopacsy (1955), e posteriormente por Revilla & Castillo (1977). Métodos que resolvam problemas de estabilidade de taludes em termos de superfície de ruptura e do fator de segurança simultaneamente, fazendo uso de formulações matemáticas ou técnicas de otimização, são chamados de métodos completos. Esses métodos podem ser classificados como métodos abrangentes. O fator de segurança associado à superfície é calculado usando-se

a teoria de equilíbrio limite. Infelizmente, as soluções variacionais apresentadas na literatura não garantem a unicidade da solução (De Jong, 1981).

Baker (1980) publicou um trabalho dedicado à aplicabilidade do método da programação dinâmica na análise de estabilidade de taludes. O método desenvolvido por Baker (1980) combinou o método da programação dinâmica, como técnica de otimização, com o método de estabilidade de taludes de Spencer. A complexidade matemática na formulação do método de Baker (1980) foi essencialmente superada pelo uso do método dos elementos finitos, apresentado no Capítulo 3 deste trabalho, no cálculo das tensões.

As contribuições de alguns pesquisadores no desenvolvimento de métodos de análise de estabilidade são apresentadas nas seções seguintes. Tais métodos são agrupados em três, como se segue: método de equilíbrio limite, método melhorado e método abrangente.

2.3.1. Método do Equilíbrio Limite (MEL)

Numerosos métodos de equilíbrio limite são utilizados na prática. A principal razão é o fato de terem se mostrado como ferramentas confiáveis na análise da estabilidade de taludes. O MEL é baseado no princípio estático de equilíbrio das forças e momentos, sem levar em consideração o deslocamento da massa de solo, que é considerada como um material rígido plástico. O número de equações disponíveis para tornar o sistema estaticamente determinado é inferior ao número de variáveis geralmente encontradas no problema. Assim, os métodos se diferenciam a partir da estática usada e das considerações com relação às forças atuantes na face vertical da fatia. Para calcular o fator de segurança, a massa deslizante é subdividida em fatias. A representação das forças atuantes em cada uma das fatias, assim como as principais distâncias para o cálculo de momento, é apresentada na Figura 2.7.

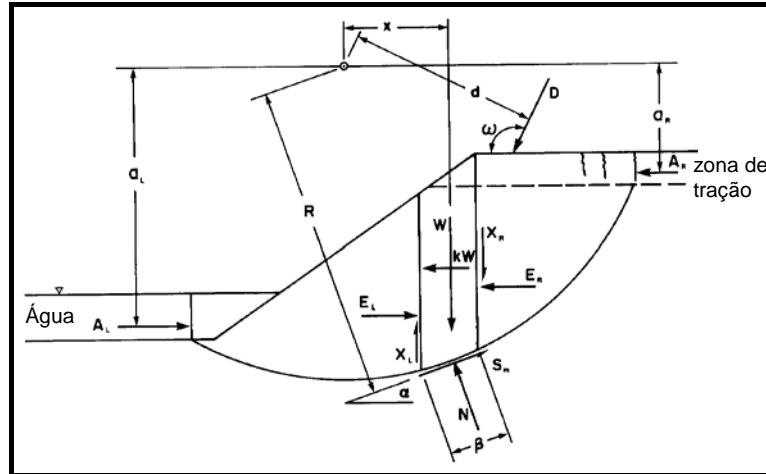


Figura 2.7 - Forças Atuantes em uma fatia (Geo-Slope, 1994).

Toma-se o equilíbrio de momentos de todas as fatias em torno de um ponto. E o equilíbrio de forças horizontais para toda a massa deslizante, para se obter a expressão dos fatores de segurança F_m e F_f .

$$F_m = \frac{\sum (c' \beta R + (N - u_w \beta) R \tan \phi')}{\sum Wx - \sum Nf - \sum kW e \pm \sum Dd \pm \sum Aa} \quad (2.9)$$

$$F_f = \frac{\sum (c' \beta \cos \alpha + (N - u_w \beta) \tan \phi' \cos \alpha)}{\sum N \sin \alpha - \sum kW - \sum D \cos \omega \pm \sum A} \quad (2.10)$$

Em que F_m representa o Fator de Segurança baseado no equilíbrio de momentos das fatias e F_f representa o Fator de Segurança para equilíbrio de forças horizontais. Cada um dos termos apresentados nas equações 2.9 e 2.10 estão dispostos na Figura 2.8. Sendo também apresentados c' , coesão efetiva, ϕ' , ângulo de atrito efetivo, u_w , poro-pressão e braço de alavanca do centro em relação a força N, f .

As equações 2.9 e 2.10 são não lineares, uma vez que as forças normais (N) na base das fatias, dependem do Fator de Segurança (F_s). Por meio do equilíbrio de forças tomado na direção vertical para cada uma das fatias, calcula-se:

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha + u_w \beta \sin \alpha \tan \phi'}{F} + D \sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F}} \quad (2.11)$$

No método de Bishop Simplificado, desprezam-se as forças verticais interfatias ($X_R - X_L = 0$), na Equação 2.11. E calcula-se o Fator de Segurança tomando-se apenas o equilíbrio de momentos (F_m), pela Equação 2.9. Já no método de Janbu Simplificado, a determinação do fator de segurança é feita a partir do equilíbrio horizontal das forças. A soma das forças normais nas laterais das fatias deve se anular, e as forças cisalhantes nessas fatias são desprezadas. Portanto, o Fator de Segurança é calculado a partir do equilíbrio das forças horizontais (F_f), conforme Equação 2.10.

No entanto, para atender às condições de equilíbrio de força e momento simultaneamente ($F = F_m = F_L$), faz-se necessário incluir inicialmente as forças cisalhantes interfatias. O problema apresenta mais incógnitas do que equações disponíveis pelas condições estáticas. Devem-se adotar hipóteses com relação à magnitude ou direção das forças interfatias. Geralmente, assume-se uma relação do tipo: $X = E\lambda f(x)$, em que $f(x)$ é uma função que define a direção da força resultante entre fatias e λ é uma fração desta função. Diversas formas alternativas de funções têm sido testadas, sendo comum a adoção de uma função meio-seno, como no método de Morgenstern-Price.

2.3.2. Método Melhorado

O trabalho apresentado por Bishop (1952) mostrou que a existência de um estado de equilíbrio plástico deve ser considerada pelo menos em algumas partes do talude. Bishop (1952) concluiu que a solução de análise de estabilidade de talude, usando-se o método do equilíbrio limite convencional (MEL), não estava em conformidade com o que ocorria no campo. Pham (2002) também cita algumas pesquisas que confirmam a declaração de Bishop (1952), como a realizada por La Rochelle (1960), onde ele avaliou as condições de tensão em um talude de escavação. Essa avaliação mostrou a ocorrência de áreas de tensão excessiva na parte inferior da superfície de deslizamento.

A influência da distribuição de tensões na análise de estabilidade de taludes tem sido bastante estudada. Wright *et al.* (1973) usaram o parâmetro adimensional (Janbu, 1954) $\lambda_{c\phi}$, conforme Equação 2.12, para comparar os resultados de distribuição de tensão normal e fator de segurança local, obtidos a partir do método de Bishop Simplificado com os obtidos na análise

de estabilidade de taludes por elementos finitos. Na análise por elementos finitos, a superfície considerada foi a obtida pelo método de Bishop Simplificado.

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H t g \phi}{c} \quad (2.12)$$

onde:

γ , peso específico do solo;

H , altura do talude;

c, ϕ , parâmetros de resistência do solo.

Os resultados para uma análise linear elástica mostraram que a distribuição de tensão normal ao longo da superfície de deslizamento foi maior no centro da superfície, e menor quando próximo aos extremos, para o método de Bishop Simplificado. O fator de segurança local, ao longo de, aproximadamente 1/3 a 1/2 da superfície, foi menor que o fator de segurança global. Para uma análise linear elástica, eles concluíram que um fator de segurança global igual a 1,5 é suficiente para prevenir tensão excessiva local. Já na análise por elementos finitos, o fator de segurança global foi maior que o verificado no método de Bishop Simplificado, com diferença em torno de 4,5%. Essa diferença diminui na medida em que se aumenta o parâmetro de Janbu .

Wright *et al.* (1973) mostraram também resultados de análise não linear por elementos finitos, onde o fator de segurança foi ligeiramente maior que o obtido pelo método de Bishop Simplificado. Os resultados da análise não linear mostram que o fator de segurança aumenta com a elevação do Poisson. E que a diferença foi de 2% para um Poisson de 0, 3, e de 8% para um Poisson de 0,49. Wright *et al.* (1973) concluem que as hipóteses assumidas por Bishop (1955) para o cálculo do fator de segurança não levam a erros significativos, comparados com o fator de segurança calculado pelo método dos elementos finitos.

Além de querer determinar o fator de segurança, é desejável que se tenham informações sobre o desenvolvimento do mecanismo de ruptura. Naylor (1982) classificou os métodos que usam as tensões obtidas por elementos finitos para análise de estabilidade de taludes em dois: métodos diretos e métodos melhorados. Os métodos diretos se referem àqueles que utilizam os deslocamentos nodais, na análise por elementos finitos, para definir a superfície potencial de deslizamento. Nesse método, o fator de segurança é diretamente medido a partir de

análises sucessivas, onde os parâmetros de resistência do solo são reduzidos ou o carregamento do mesmo é aumentado, até que a ruptura seja indicada. No método melhorado, as tensões calculadas, na análise por elementos finitos, são utilizadas em conjunto com a hipótese de equilíbrio limite para determinar o fator de segurança. Naylor (1982) conclui, a partir das análises realizadas, que os métodos diretos são ferramentas eficientes na identificação do mecanismo de ruptura e que, nos métodos melhorados, uma malha refinada é necessária para se atingir resultados com acurada de 2% (comparando-se com uma malha infinitamente fina).

Farias & Naylor (1998) desenvolveram um método capaz de identificar os pontos no interior dos elementos, numa análise de tensões por elementos finitos, pertencentes a uma superfície potencial de deslizamentos e interpolar nesses pontos, as tensões normais, σ_n , e cisalhantes, τ_n , obtidas a partir das componentes de tensão ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$). Na análise realizada por Farias & Naylor (1998), o fator de segurança foi obtido a partir do campo de tensões, em conjunto com o método de equilíbrio limite convencional (método melhorado). O método mostrou-se eficiente na determinação do fator de segurança, bem como forneceu informações a respeito do desenvolvimento do mecanismo de ruptura, a partir dos gráficos de contornos do índice de sollicitação (OSR). Farias & Naylor (1998) mostraram que a análise linear elástica forneceu uma boa estimativa para o fator de segurança, mas que esse tipo de análise não deve substituir uma análise não linear, sugerindo, então, que a linear elástica tenha um papel preliminar na avaliação do fator de segurança.

2.3.3. Método do Abrangente

Revilla & Castillo (1977) apresentaram um método para a determinação do fator de segurança de um talude, baseado na teoria do cálculo variacional. O cálculo variacional é a generalização de um problema onde se estuda a maximização e/ou minimização de um funcional, em vez da própria função. Segundo Revilla & Castillo (1977), no caso da estabilidade de taludes, a função $y(x)$ é a linha de deslizamento, e o número real associado a essa linha é o fator de segurança. Revilla & Castillo (1977) explicam que a chave do método está em encontrar os dois pontos desconhecidos, que estão no contorno do talude, e que fazem parte da superfície de deslizamento. O método de Janbu Simplificado foi utilizado para determinação da tensão normal. Para resolver a equação do fator de segurança, a equação de

Euler foi generalizada juntamente com as condições de transversalidade, continuidade e contorno. Alguns casos de estudos foram apresentados e comparados com o método de Taylor. O fator de segurança determinado pelo cálculo variacional foi menor. E em alguns casos a diferença foi significativa.

Baker (1980) apresentou um procedimento de minimização baseado na programação dinâmica, em que a superfície crítica e o fator de segurança são determinados simultaneamente. De acordo com Baker (1980), a programação dinâmica tem sido desenvolvida como um procedimento numérico para problemas de decisão seqüencial em diversos estágios, conforme ilustrado pela Figura 2.8, não utilizando o conceito das derivadas e, portanto, adequado para perfis de solo com diferentes camadas e propriedades variáveis. O método de Spencer foi utilizado para se determinar o fator de segurança, vários casos foram estudados e os resultados, comparados com os métodos de Bishop Simplificado e GLE. Baker (1980) conclui que, para uma dada superfície, o fator de segurança foi quase idêntico àqueles reportados na literatura, e que, para as superfícies locadas pelo procedimento de programação dinâmica, o fator de segurança foi abaixo daqueles registrados na literatura.

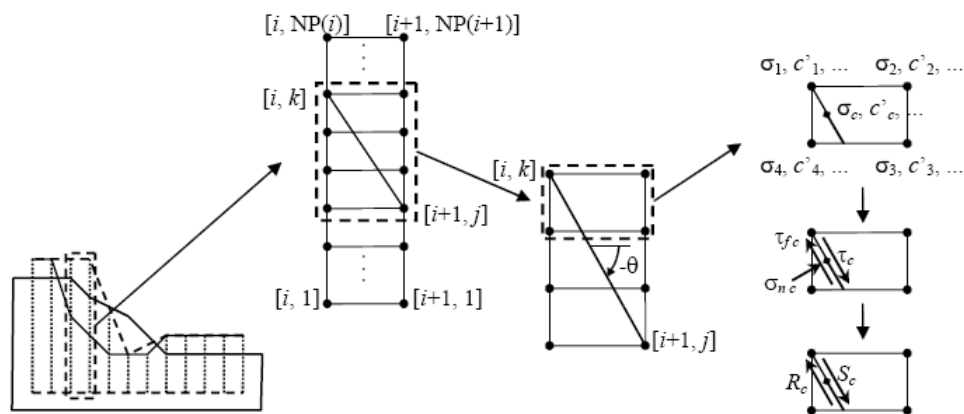


Figura 2.8 Esquema analítico do procedimento de busca (Gitirana Jr., 2005).

Zou *et al.* (1995) desenvolveram um procedimento chamado "improved dynamic programming method", IDPM. Segundo Pham (2002), teoricamente, o método foi baseado em um proposto por Yamagami & Ueta (1988), que, por sua vez, foi baseado no de Baker (1980). A melhoria feita no método de Zou *et al.* (1995) foi que, além de a superfície conter segmentos lineares conectados entre dois estágios sucessivos, ela também poderia ter

segmentos lineares conectando dois pontos de um mesmo estágio. Isso corresponde a dizer que a superfície crítica poderia conter um segmento na direção vertical.

No IDPM, a resistência ao cisalhamento mobilizada dentro do talude, obtida pela análise por elementos finitos, foi utilizada como indicativo para provável locação da superfície crítica de deslizamento e, portanto, servindo como parâmetro para definição da posição de um "grid" de busca da superfície crítica, conforme Figura 2.9.

Pham (2002) desenvolveu um programa de estudo onde verificou o efeito da variação dos parâmetros de resistência, coeficiente de Poisson e poro-pressão de água em taludes homogêneos e com múltiplas camadas. Os resultados obtidos mostraram que o coeficiente de Poisson exerce um importante papel na locação da superfície e no fator de segurança.

Pham (2002) também reanalisou o clássico caso do escorregamento de Lodalen, que deu notoriedade ao método de Bishop (1955). O resultado obtido em termos de locação da superfície foi idêntico ao observado no campo, à época.

Pham *et al.* (2001), Pham (2002), Gitirana Jr. e Fredlund (2004), e Brito (2003) apresentaram estudos detalhados da aplicabilidade do método da programação dinâmica combinada aos campos de tensões obtidos pelo método dos elementos finitos. Diversos taludes foram analisados, variando-se geometria, condições de poro-pressão e propriedades do solo. Os resultados desses estudos indicaram que o valor do Fator de Segurança F_s , obtido usando a solução proposta, é dependente do valor de Poisson.

A partir das análises, utilizando a programação dinâmica e métodos convencionais das fatias, mostrou-se que os valores de fator de segurança poderiam sofrer variação, dependendo do valor de Poisson. O método de programação dinâmico forneceu resultados similares quando comparado com o MEL convencional (Gitirana Jr., 2005).

2.3.4. Análise de Estabilidade de Talude Tridimensional

Todos os problemas envolvendo ruptura de talude possuem geometria tridimensional, entretanto, as análises de estabilidade de talude convencionalmente são realizadas utilizando simulações bidimensionais (2-D). Nas últimas três décadas, contudo, as atenções se voltaram

de forma crescente aos efeitos tridimensionais (3-D) da análise de estabilidade de taludes, e os métodos de equilíbrio limite foram estendidos para atender as características 3-D dos taludes.

Numerosos métodos tridimensionais para aplicações computacionais têm sido propostos nestes últimos anos. Baseado nos métodos do equilíbrio limite as configurações são espaciais e ao invés das fatias, utilizadas na análise 2-D, são utilizadas colunas no cálculo do fator de segurança. Duncan (1996) apresentaram uma revisão dos métodos diferentes neste aspecto. Stark & Eid (1998) investigaram desempenho de três programas de computador comercialmente disponíveis em suas tentativas de analisar o caso prático do deslizamento histórico. Vários métodos de análise de estabilidade de taludes 3-D têm sido propostos (Baligh & Azzouz (1975), Hovland (1977), Chen & Chameau (1982), Hungr (1987), Zhang (1987), Gens *et al.*, (1988), Hungr *et al.*, (1989), Lam & Fredlund (1993), Feng *et al.* (1999), Huang & Tsai (2000) e Chang (2002)).

Geralmente, estes métodos 3-D herdam a natureza aproximada dos métodos 2-D, ou seja, são herdadas as suposições e simplificações utilizadas nos problemas bidimensionais a fim de tornar o problema estaticamente determinado. Por causa do alto grau de indeterminação, conseqüentemente grande quantidade de suposições, os problemas 3-D são geralmente muito mais complicados do que 2-D (Chen *et al.*, 2005).

Além desses métodos, foram realizadas aproximações analíticas para as análises tridimensionais baseadas no método do equilíbrio limite e no cálculo variacional, propostas por Leshchinsky *et al.* (1985) e Leshchinsky & Baker (1986), citados por (Chen *et al.*, 2005). Em tais aproximações, o fator mínimo de a segurança e superfície associada da falha puderam ser obtido ao mesmo tempo. Entretanto, estes métodos são limitados a problemas homogêneos e simétricos.

Utilizando apenas os conceitos clássicos da plasticidade, Michalowski (1989), citados por Chen *et al.* (2005), introduziram uma rigorosa análise de estabilidade 3-D baseada na teoria do limite-superior, aproximada para materiais friccionais-coesivos e drenantes; entretanto, esta aproximação é limitada a taludes homogêneos. Mais recentemente, Farzaneh & Askari (2003) modificaram e estenderam a aproximação de Michalowski para tratar de casos simétricos e não homogêneo. Chen *et al.* (2001a, 2001b) apresentaram um outro método 3-D baseado na teoria do limite-superior, em que é necessário considerar o chamado 'plano neutro'. A superfície de ruptura é estendida na direção perpendicular do plano neutro.

Wang (2001) demonstrou as aplicações deste método a diversos projetos de grande escala. As características do teorema do limite-superior, acima mencionadas, são empregadas no método 3-D das colunas para construir um campo de velocidade cinematicamente admissível, tendo exatamente a mesma concepção e algoritmo, o qual envolve o processo de minimização do fator da segurança. A única diferença é que Michalowski (1989) e Farzaneh & Askari (2003) usam colunas verticais enquanto Chen *et al.* (2001a, 2001b) e Wang (2001) utilizaram colunas não verticais, permitindo maior flexibilidade quanto à representação de geometrias complicadas com a geometria de rochas e solos mergulhados.

Recentemente tem havido um rápido progresso das técnicas numéricas e matemáticas de programação permitindo a aplicação de técnica à análise de estabilidade de taludes a geometrias complexas, perfis de rocha e de solo, condições de fluxo, carregamentos complicados, e propriedades de materiais não homogêneos. Certamente, a combinação das vantagens da discretização numérica em conjunto com o poder dos teoremas de limite-superior e inferior tem motivado novas pesquisas a fim de encontrar de forma mais aproximada o valor do fator de segurança nas análises de estabilidade (Chen *et al.*,2005).

Um outro método promissor é baseado no método rígido de elemento finito (RFEM). Chen *et al.* (2003) apresentaram o desenvolvimento e a aplicação do teorema do limite-superior pelo método RFEM rígidos juntamente com programação não linear para problemas de estabilidade de talude 2-D e 3-D. Em RFEM, as camadas de solo e rocha são divididas em um número de elementos mutuamente conectado. O elemento em si é suposto rígido, a deformação ocorre somente entre os elementos. Deslocamento de algum ponto em um elemento rígido pode ser descrito como uma função da translação e da rotação do centróide do elemento.

2.3.4.1. Método de Bishop Tridimensional

Segundo Hungr (1987), a derivação do algoritmo tridimensional parte de duas condições propostas pelo método de Bishop tradicional:

- Forças cisalhantes verticais entre colunas são desconsideradas;
- Equilíbrio de forças verticais para cada coluna e o equilíbrio de momento global são condições suficientes para determinar todas as variáveis.

As condições de equilíbrio de forças horizontais nas duas direções (longitudinal e transversal) são desconsideradas, assim como no método 2D. As forças atuantes numa coluna são mostradas na Figura 2.9.

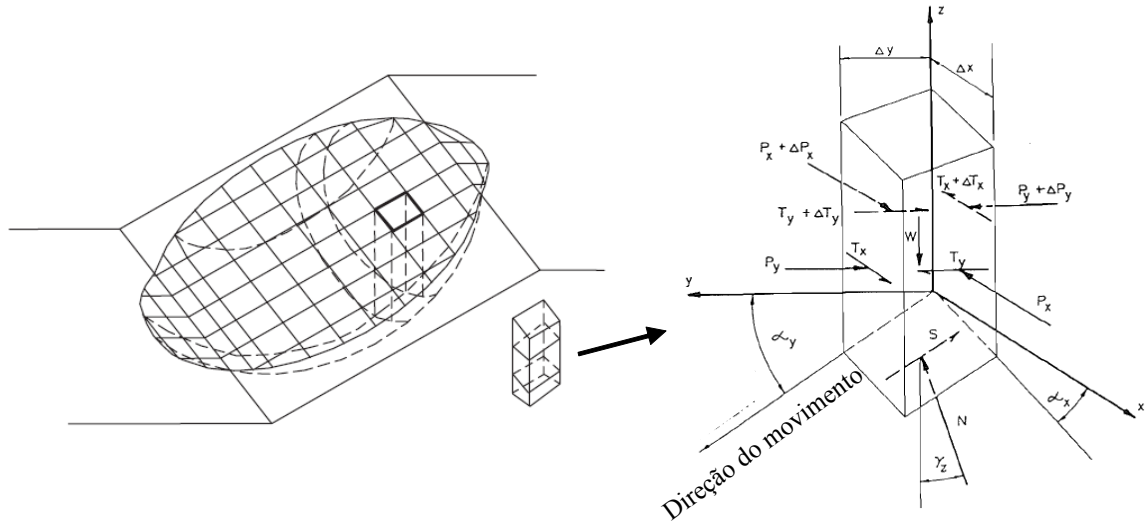


Figura 2.9 - Forças atuantes em uma coluna. 29

A força normal total N , que atua na base de cada coluna, é derivada do equilíbrio de forças verticais (Hunggr, 1987):

$$N = \frac{W - c.A.\text{sen}\left(\frac{\alpha_y}{FS}\right) + u.A \tan(\phi).\text{sen}\left(\frac{\alpha_y}{FS}\right)}{m_\alpha} \quad (2.13)$$

Onde W é o peso próprio da coluna; u é a poro-pressão no centro da base da coluna; c é a coesão; ϕ é o ângulo de atrito; FS é o fator de segurança; e A é a área da base da fatia.

Também:

$$A = \Delta_x.\Delta_y.\frac{\sqrt{1 - \text{sen}^2(\alpha_x).\text{sen}^2(\alpha_y)}}{\cos(\alpha_x)\cos(\alpha_y)} \quad (2.14)$$

$$m_\alpha = \cos(\gamma_z).\left(1 + \frac{\text{sen}(\alpha_y).\tan(\phi)}{\cos(\alpha_x)\cos(\alpha_y)}\right) \quad (2.15)$$

$$\cos(\gamma_z) = \sqrt{\frac{1}{\tan^2(\alpha_y) + \tan^2(\alpha_x) + 1}} \quad (2.16)$$

Onde:

γ é a profundidade no centro da coluna em relação à superfície de deslizamento;

Δx e Δy são a largura e o comprimento da coluna, respectivamente;

α_x e α_y são as inclinações (ângulos) da superfície de deslizamento na base da coluna nas direções dos eixos coordenados,

O fator de segurança F_s pode ser obtido iterativamente, a partir do somatório de momentos, ao redor de um eixo horizontal comum, paralelo ao eixo longitudinal:

$$F_s = \frac{\sum [c.A.R + (N - u.A \cdot \tan(\phi))]}{\sum (W.x) - \sum (N.f) + \sum (k.W.e) + E.d} \quad (2.17)$$

Onde R é o braço do momento da força resistente; x é o braço do momento do peso da coluna; f é o braço do momento da força normal; k: é o fator de multiplicação da força da gravidade (para considerar efeitos sísmicos) no ponto central de cada coluna; e é o braço do momento do terremoto; E é a resultante de todas as componentes horizontais das cargas pontuais aplicadas; e d é o braço do momento da resultante das componentes horizontais das cargas pontuais aplicadas E (as componentes verticais das cargas externas são incluídas no peso das colunas).

Para uma superfície rotacional, o eixo de referência também é o eixo de rotação e f é igual a zero em cada coluna. No caso de uma superfície de deslizamento não-rotacional, o resultado da Equação 2.17 irá depender da posição de referência do eixo que deve ser arbitrariamente escolhida.

Também é possível derivar o fator de segurança para o equilíbrio de forças horizontais na direção do movimento (transversal):

$$F_s = \frac{\sum [c.A \cdot \cos(\alpha_y) + (N - u.A) \cdot \tan(\phi) \cdot \cos(\alpha_y)]}{\sum [N \cdot \sin(\alpha_y)] + \sum (k.W) + E} \quad (2.18)$$

Essa equação é equivalente ao Método de Janbu Simplificado tridimensional, apresentado, aqui, sem o fator de correção.

Para uma superfície de deslizamento cilíndrica, α_x se iguala a zero e as equações acima se reduzem às formas conhecidas, relacionadas ao espaço bidimensional.

2.3.4.2. Método dos Fatores Bidimensionais Ponderados

O fator de segurança tridimensional também pode ser obtido com precisão suficiente a partir de uma ponderação de valores de fatores de segurança bidimensionais de seções transversais consecutivas. Essa técnica é a utilizada pelo Método dos Fatores Bidimensionais Ponderados, que considera a zona de influência de um determinado cálculo do fator de segurança bidimensional, a fim de obter o fator tridimensional para a superfície 3D considerada. A idéia desse método pode ser visualizada na Figura 2.10.

O valor do fator de segurança tridimensional F_{S3D} pode ser obtido por:

$$F_{S3D} = \frac{FS_{2D}^I \cdot A_I \cdot L_I + FS_{2D}^{II} \cdot A_{II} \cdot L_{II} + \dots FS_{2D}^N \cdot A_N \cdot L_N}{A_I \cdot L_I + A_{II} \cdot L_{II} + \dots + A_N \cdot L_N} \quad (2.19)$$

Onde F_{S2D} é o valor do fator de segurança bidimensional obtido para a seção i , cuja área da massa deslizante é igual a A_i , e L_i é a largura da zona de influência da seção transversal bidimensional considerada. É importante salientar que as superfícies de deslizamento das seções transversais bidimensionais não são, necessariamente, as superfícies críticas da seção considerada, e sim, a projeção da superfície pré-determinada da massa deslizante tridimensional, considerada na seção bidimensional específica. Porém, podem ocorrer situações onde a composição de várias superfícies deslizantes críticas bidimensionais formem uma possível massa deslizante tridimensional.

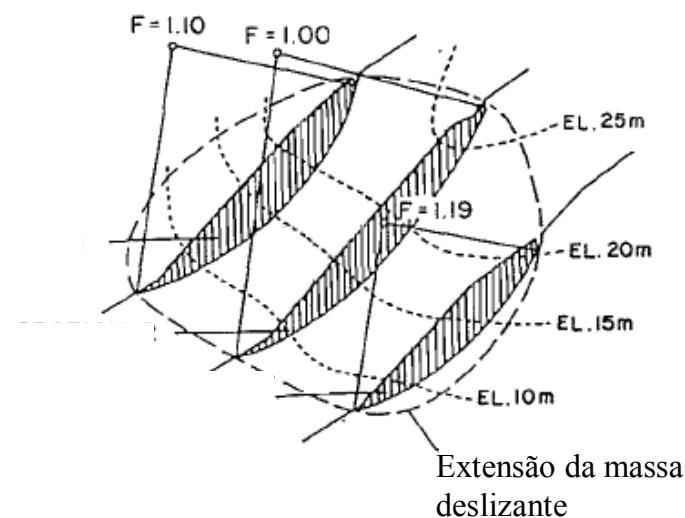


Figura 2.10 – Concepção do Método dos Fatores Bidimensionais Ponderados (modificado - Pereira, 1996).

O valor do fator de segurança obtido por este método se torna cada vez mais preciso (cada vez mais próximo do valor obtido de forma tridimensional), na medida em que são tomadas mais seções transversais para a mesma massa tridimensional deslizante. Ou seja, à medida que os valores de L_i (larguras das zonas de influência) sejam cada vez menores, aproximando cada vez mais as seções transversais bidimensionais uma das outras.

Outra grande vantagem desse método é a possibilidade de se levar em conta efeitos tridimensionais no cálculo do fator de segurança 3D. Para isto, basta que os fatores de segurança 2D, utilizados na ponderação, sejam determinados pelo uso do Método do Equilíbrio Limite Aperfeiçoado, por meio da técnica dos elementos finitos. Porém, a análise tensão-deformação realizada deve ser tridimensional, e os valores encontrados devem ser interpolados de forma correta, ao longo da superfície de deslizamento, para as seções transversais consideradas.

Capítulo 3

Fundamentos Teóricos

3.1. Introdução

Este capítulo apresenta os fundamentos teóricos utilizados para a análise da ruptura da Escavação Galeria. No item 3.2 são apresentados os fundamentos dos Métodos dos Elementos Finitos (MEF). Posteriormente, no item 3.3 é feita uma descrição do modelo constitutivo utilizado, no item 3.4, uma revisão no cálculo de estado de tensões espacial num ponto.

Posteriormente, são apresentados detalhes, de forma ilustrativa, do método da programação dinâmica. Por fim, são apresentados, com detalhes, conceitos e procedimentos para análise e cálculo do fator de segurança, considerando a geometria do problema tridimensional.

3.2. Método dos elementos finitos (MEF)

Com o acesso cada vez maior aos microcomputadores, os métodos numéricos têm sido mais utilizados como ferramentas computacionais na resolução dos diversos problemas de engenharia. Dentre esses métodos, o dos elementos finitos tem sido largamente utilizado, principalmente na solução de problemas, onde as hipóteses simplificadoras geram soluções analíticas de difícil ou de impossível resolução. Na engenharia geotécnica, o uso dos elementos finitos é aplicado na simulação de diversas obras, dentre elas: aterros, túneis, taludes e barragens (Orlandi, 2003).

O grande uso dessa ferramenta se deve à sua capacidade de simular diferentes condições de contorno e de carregamento, além de poder incorporar diferentes modelos constitutivos, e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. Inicialmente, o MEF foi desenvolvido para análise de problemas estruturais e, mais adiante, a sua teoria original foi modificada, de forma a permitir a análise de problemas envolvendo outros campos da engenharia (Aguero, 2004).

O domínio do problema deve ser inicialmente limitado dentro de uma região de possível influência dos esforços atuantes e, posteriormente, divididos em sub-regiões, chamadas de elementos finitos. Os elementos são interconectados através de seus lados e de pontos discretos, chamados nós ou pontos nodais. Os elementos podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Em uma análise bidimensional, esses elementos podem ser triângulos, ou quadriláteros; enquanto que no caso tridimensional, podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros. A Figura 3.1 ilustra alguns elementos tipicamente utilizados. Os mais utilizados em análises geotécnicas bidimensionais são quadriláteros de oito nós e os triangulares de seis nós. Em análises tridimensionais, geralmente utilizam-se os elementos paralelepípedos retangulares de oito ou vinte nós, e tetraedros em malhas irregulares.

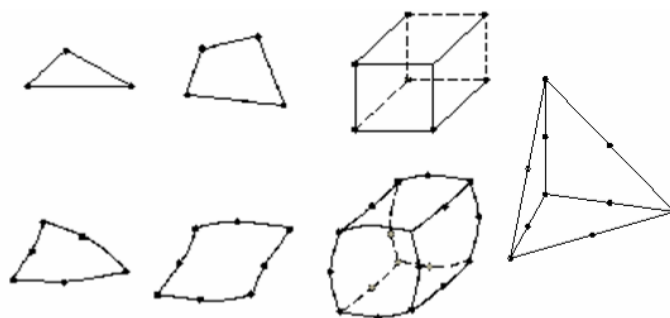


Figura 3.1 - Exemplo de alguns elementos finitos (modificado – Farias, 2006)

A divisão de um meio contínuo num conjunto de pequenos elementos interconectados é chamada de discretização, conforme Figura 3.2. As equações que governam o comportamento do contínuo governarão também no elemento. Desta forma, pode-se passar de um sistema contínuo (infinitos graus de liberdade) - que é regido por uma equação diferencial ou um sistema de equações diferenciais - para um sistema com um número de graus de liberdade finito, cujo comportamento se modela por um sistema de equações algébricas. A discretização do domínio em um conjunto de elementos e pontos nodais resulta em uma malha de elementos finitos para o problema. A adoção de uma malha adequada é fundamental para uma solução numérica acurada.

As condições de contorno devem ser tais que:

$$\Gamma_1 \cap \Gamma_2 = 0, \text{ ou seja, as condições naturais e essenciais nunca devem se interceptar;}$$

$\Gamma_1 \cup \Gamma_2 = \Gamma$, ou seja, as condições naturais e essenciais formam as condições de contorno total.

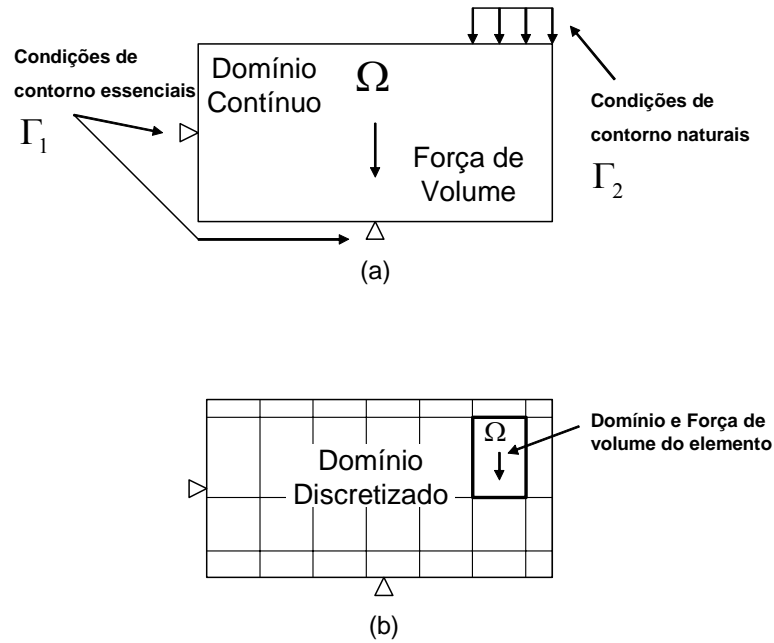
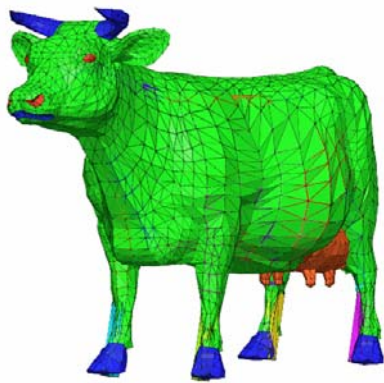
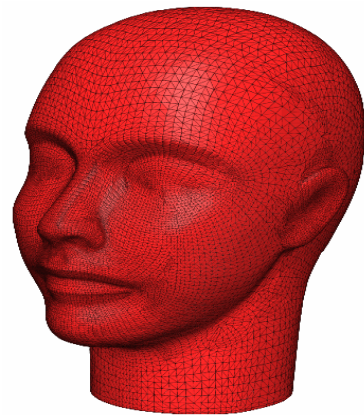


Figura 3.2 – (a) Condições de contorno (b) Discretização do domínio (Farias, 2006) .

Apresenta-se, a seguir, a discretização de algumas geometrias, onde se evidencia a vasta aplicabilidade da ferramenta, conforme pode ser visualizado nas Figuras 3.3a, 33.b.



(a)



(b)

Figura 3.3 – Discretização de alguns domínios (a) discretização de um animal (b) discretização de uma parte do corpo humano (tetgen.berlios.de/examples.html, 2006).

3.2.1. Conceitos Gerais e Formulação do Problema de Equilíbrio Estático

Sobre determinadas hipóteses simplificadoras, um grande número de problemas de engenharia pode ser reduzido a um sistema de equações diferenciais. Dependendo das condições de contorno, a solução analítica desses problemas pode ser impossível e, em geral, recorre-se a métodos numéricos para obter uma solução aproximada. Os métodos numéricos, em geral, caracterizam-se por buscar a solução em pontos discretos, reduzindo o problema a um sistema de equações algébricas ordinárias com um número finito de incógnitas.

A abordagem do problema de equilíbrio por meio do M.E.F. tem como objetivo a obtenção das incógnitas fundamentais, que são os deslocamentos nodais, para um contínuo discretizado através de forças e deslocamentos impostos.

3.2.2. Mapeamento do Elemento

A maioria das operações em elementos finitos não é realizada nos elementos reais, mas em elementos padronizados, para os quais os elementos reais são mapeados. Esses elementos padrões utilizam um sistema de coordenadas locais no próprio elemento, chamadas de coordenadas locais (ξ, η, ζ). Cada coordenada local varia entre intervalos fixos, geralmente entre -1 e $+1$.

Dessa forma, um elemento rombóide de 20 nós qualquer é sempre mapeado para um cubo, conforme indicado na Figura 3.4. No sistema (ξ, η, ζ), o elemento é sempre designado através da sua lista de conectividade por uma numeração que vai de 1 ao número n de nós do elemento.

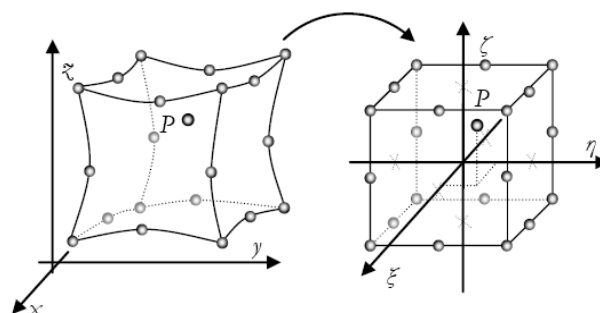


Figura 3.4 Mapeamento de elementos reais em elementos padronizados (Farfán, 2003).

3.2.2.1. Funções de Interpolação

Uma vez determinados os valores de uma incógnita qualquer, nos nós de uma malha de elementos finitos, pode-se avaliar o valor da variável em um ponto qualquer no interior de um dado elemento, a partir de uma interpolação dos valores nos pontos nodais daquele. Denotando-se por q_i , os valores conhecidos nos n pontos nodais do elemento ao qual pertence o ponto, pode-se calcular a variável q no ponto sob consideração, através da seguinte expressão:

$$q = \sum_{i=1}^n N_i(x, y, z) \cdot q_i \quad (3.1)$$

N_i é conhecida como função de interpolação, que fornece um peso para o valor q_i , conhecido no nó i . Este peso deve ser função da proximidade do ponto em relação a cada nó. Estas funções são geralmente polinômios $N_i(\xi, \eta, \zeta)$ escritos em termos das coordenadas locais e a ordem destes polinômios depende do número de nós do elemento. Essas funções devem ser de tal forma que, quando avaliadas no próprio nó ao qual se relacionam, forneçam um valor unitário; e quando avaliadas nos demais nós, dê um peso nulo. Em um ponto interno qualquer, a soma dos pesos de todos os nós deve ser unitária. Essas funções devem obedecer, portanto, a duas condições básicas conhecidas, descritas matematicamente como:

$$N_i(\xi_j, \eta_j, \zeta_j) = \begin{cases} 1, & \text{se } i = j \\ 0, & \text{se } i \neq j \end{cases} \quad (3.2)$$

$$\sum_{i=1}^n N_i(\xi_j, \eta_j, \zeta_j) = 1 \quad (3.3)$$

3.2.2.2. Matriz Jacobiana

O uso de elementos padrões mapeados em sistemas de coordenadas locais (ξ, η, ζ) tem a grande vantagem de permitir a programação das funções de interpolação, independentes das coordenadas do elemento real. A relação entre coordenadas locais (ξ, η, ζ) e globais (x, y, z) é obtida de forma semelhante à Equação 3.3 para cada coordenada independente.

$$x = \sum_{i=1}^n N_i(\xi, \eta, \zeta) \cdot x_i \quad (3.4)$$

$$y = \sum_{i=1}^n N_i(\xi, \eta, \zeta) \cdot y_i \quad (3.5)$$

$$z = \sum_{i=1}^n N_i(\xi, \eta, \zeta) \cdot z_i \quad (3.6)$$

As funções $N_i(\xi, \eta, \zeta)$ usadas na determinação da geometria do elemento, descritas pelas Equações 3.4, 3.5 e 3.6, são chamadas função de forma e não coincidem necessariamente com as funções de interpolação das variáveis principais do problema. Quando tais funções são idênticas, o elemento é dito “isoparamétrico”.

A relação inversa entre coordenadas globais (x, y, z) e locais (ξ, η, ζ) não é trivial, e não pode ser obtida por uma expressão fechada, uma vez que as Equações 3.4, 3.5 e 3.6 são geralmente não-lineares com respeito às coordenadas locais. Farias (1994) propôs um processo iterativo, baseado no cálculo da matriz Jacobiana de transformação entre coordenadas do sistema. A matriz Jacobiana é, por definição, dada por:

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Os elementos da matriz Jacobiana são facilmente determinados a partir das derivadas das funções de interpolação $N_i(\xi, \eta, \zeta)$, em relação às coordenadas locais (ξ, η, ζ) e das coordenadas dos nós dos elementos (x_i, y_i, z_i) .

A matriz Jacobiana permite ainda que se obtenha através de seu determinante $|J|$, a relação entre o volume (ou área, ou comprimento infinitesimal) de um elemento real e do elemento mapeado.

$$dV = |J| \cdot d\xi \cdot d\eta \cdot d\zeta \quad (3.8)$$

Dessa forma, toda operação de integração pode ser realizada sobre o elemento mapeado.

$$\int_v f(x, y, z) \cdot dV = \int_v f(\xi, \eta, \zeta) \cdot |J| \cdot dV \quad (3.9)$$

Onde V é o volume real, v , o volume do elemento mapeado, $dV = dx \cdot dy \cdot dz$ e $dv = d\xi \cdot d\eta \cdot d\zeta$.

3.2.3. Matriz Deslocamento Deformação

Para o caso geral tridimensional, a deformação em um ponto qualquer no interior de um elemento finito pode ser representada por um vetor $\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}\}^T$. Considerando-se a teoria das pequenas deformações, pode-se expressar cada componente em função das componentes de deslocamento (u, v, w) no ponto, como apresentado a seguir:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \\ \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \end{cases} \quad \begin{cases} \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \end{cases} \quad (3.10)$$

Cada componente de deslocamento (u, v, w) pode ser expresso em função dos valores nodais (u_i, v_i, w_i), de acordo com a Equação 3.1. Desse modo, pode-se obter a seguinte relação entre o vetor de deformação, ε , no ponto e o vetor de deslocamento nodal do elemento:

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{\delta\}^{(e)} \quad (3.11)$$

Onde $B = [B_1, B_2, B_3, \dots, B_n]$ é uma matriz formada de n sub-matrizes B_i para cada nó do elemento. No caso tridimensional, cada sub-matriz B_i é dada por:

$$[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix}$$

$$\{\delta\}^{(e)} = \{u_1, v_1, w_1, \dots, u_n, v_n, w_n\}^T$$

3.2.4. Matriz Tensão Deformação

Uma vez determinadas as deformações em um ponto, pode-se calcular o acréscimo de tensões correspondente $d\sigma = \{d\sigma_x, d\sigma_y, d\sigma_z, d\tau_{xy}, d\tau_{xz}, d\tau_{yz}\}^T$. Essa relação é dada pela matriz tensão-deformação **D**:

$$\{d\sigma\} = [D] \cdot \{d\varepsilon\} \quad (3.12)$$

No caso mais geral, a matriz D da Equação 3.11 é uma matriz tangente e depende do nível de tensões de acordo com o modelo constitutivo adotado para o elemento considerado.

3.2.4.1. Matriz de Rigidez Local

No método dos deslocamentos, que é a formulação mais comumente utilizada no M.E.F., procura-se estabelecer uma relação entre as forças externas (conhecidas) aplicadas aos nós de um elemento e os deslocamentos sofridos (incógnitas) por esses nós. Essa relação pode ser visualizada na Figura 3.5 e escrita como:

$$[K]^{(e)} \cdot \{\delta\}^{(e)} = \{F\}^{(e)} \quad (3.13)$$

Onde $[K]^{(e)}$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{\delta\}^{(e)}$ é o vetor de deslocamentos nodais e $\{F\}^{(e)}$ é o vetor de forças nodais equivalentes aplicadas naquele.

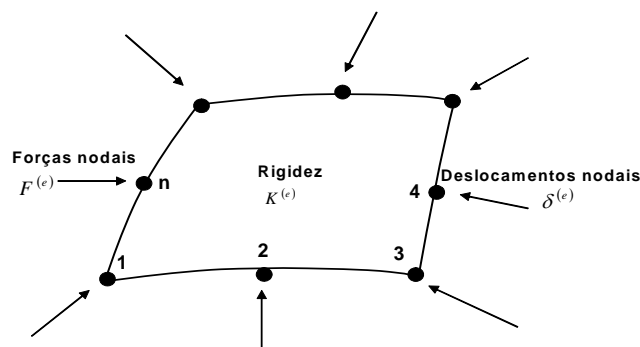


Figura 3.5-Forças nodais e deslocamento em um elemento (Modificado de Pereira, 1996).

O carregamento externo pode constar de forças aplicadas na superfície do elemento (cargas concentradas ou distribuídas) e forças de massa (peso próprio, por exemplo). As cargas distribuídas na superfície ou volume do elemento devem ser transformadas em “forças equivalentes” aplicadas nos pontos nodais. Os esforços equivalentes em um dado nó i podem conter termos de força propriamente dito $F_i = \{F_{xi}, F_{yi}, F_{zi}\}^T$. Portanto, o vetor de “forças nodais equivalentes”, $F^{(e)} = \{F_1, F_2, \dots, F_n\}^T$, consta de $(m.n)$ termos, onde m é o número de graus de liberdade em cada nó (igual a três em problemas tridimensionais) e n é o número de nós do elemento.

Os deslocamentos nodais constituem a incógnita do problema. O vetor de deslocamentos nodais $\delta^{(e)} = \{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n\}^T$ também consta de $(m.n)$ termos. O deslocamento de um dado nó i pode constar de termos de deslocamento propriamente dito, $\delta_i = \{u_i, v_i, w_i\}^T$.

A expressão geral para a matriz de rigidez de um elemento qualquer $K^{(e)}$ pode ser obtida de diversas formas. Em engenharia é mais comum o uso do princípio dos trabalhos virtuais para deduzir a seguinte equação:

$$[K]^{(e)} = \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV \quad (3.14)$$

Pela Equação 3.14, a rigidez de um elemento depende: do tipo de elemento conforme indicado pela matriz B ; do nível de tensões e propriedades do elemento determinantes da matriz $[D]$; e do tamanho do elemento, uma vez que a integral da Equação 3.14 é tomada sobre todo o volume do elemento. A matriz de rigidez do elemento $K^{(e)}$ tem dimensões $(m.n)$ por $(m.n)$.

3.2.4.2. Sistema Global

As forças atuantes em cada elemento são conhecidas. Geralmente, elas se distribuem na fronteira (forças de contato) ou no volume (forças de massa) do elemento. Através do Princípio dos Trabalhos Virtuais, podem-se determinar forças nodais equivalentes às forças distribuídas em cada elemento. Somando-se a contribuição de cada elemento nos nós comuns, pode-se determinar um vetor de forças global envolvendo todos os N nós da malha de elementos finitos $F = \{F_{x1}, F_{y1}, F_{z1}, \dots, F_{xN}, F_{yN}, F_{zN}\}^T$.

Essas forças F serão responsáveis por deslocamentos em todos os nós do sistema. Estes deslocamentos serão representados por um vetor de deslocamento global, escrito como $\delta = \{u_1, v_1, w_1, \dots, u_N, v_N, w_N\}^T$, e relacionam-se com F através de uma expressão do tipo:

$$[K] \cdot \{\delta\} = \{F\} \quad (3.15)$$

Onde K é uma matriz de rigidez global representativa de todo sistema, e é obtida a partir da condição de compatibilidade de deslocamentos nos nós de elementos vizinhos, sendo expressa simbolicamente como:

$$[K] = \sum_{e=1}^L [K]^{(e)} \quad (3.16)$$

O somatório da Equação 3.16 é feito para o número total L de elementos da malha, e cada elemento contribui em posições específicas da matriz de rigidez global de acordo com a numeração global de seus nós. Esse processo de “fusão” da rigidez de cada elemento na matriz de rigidez do sistema é chamado de “montagem” da matriz de rigidez global.

3.2.5. Condições de Contorno

A Equação 3.16 de continuidade global fornece um sistema indeterminado ($\det K = 0$), a menos que se conheça em alguns pontos o valor do deslocamento e, em outros pontos, os valores da força. Assim, o contorno pode ser dividido em duas regiões: uma região onde os deslocamentos são conhecidos e outra, onde as forças são conhecidas.

A região dos deslocamentos conhecidos pode ainda ser dividida em duas partes: uma em que os valores prescritos são diferentes de zero; e outra (mais comum) onde os valores fixos são nulos (deslocamentos restringidos). Em problemas de tensão-deformação, os deslocamentos prescritos podem ser especificados de forma independente para cada eixo coordenado (x , y e z).

A segunda parte do contorno (forças impostas) também pode ser dividida em duas: uma onde os valores de força prescritos são diferentes de zero e outra, onde os valores são nulos. Valores nulos de força não precisam ser explicitados. A região onde a força é diferente de zero pode ser prescrita de diversas formas: forças nodais, e forças distribuídas em linha, em

superfície e em volume (cabendo ao processador transformar estas, distribuídas em forças equivalentes nodais).

Nas regiões onde os deslocamentos são prescritos, a solução do sistema de equações fornece as forças nodais. Nas regiões onde as forças nodais são prescritas, a solução fornece os deslocamentos necessários para manter o valor imposto. Obviamente, o processador também fornece as incógnitas em todos os pontos destituídos de valor.

3.2.6. Deformações e Tensões

Uma vez calculado o vetor de deslocamentos globais δ , ficam automaticamente conhecidos os deslocamentos nodais de um elemento qualquer $\delta^{(e)}$. As deformações em um ponto qualquer no interior do elemento podem, então, ser calculadas usando-se a Equação 3.11, onde a matriz \mathbf{B} é avaliada no ponto em consideração. O acréscimo de tensões respectivo é, então, calculado de acordo com a Equação 3.12. Os incrementos de tensão e deformação são acumulados de forma a obter os valores finais ao término do carregamento (Farias, 2006).

Embora esse procedimento seja genérico e válido para qualquer ponto no interior de um elemento, geralmente as deformações e tensões são calculadas em pontos específicos que melhor representem o estado do elemento como um todo. Estes pontos ótimos de amostragem geralmente coincidem com os pontos de integração (Pontos de Gauss), os quais são pontos de coordenadas pré-especificadas, utilizadas para avaliarem integrais numericamente.

3.2.7. Formulação do Problema de Fluxo Permanente

A formulação de um problema específico, em termos de elementos finitos, pode ser atingida de diversas maneiras. Para o problema de equilíbrio tratado anteriormente, mostrou-se que a formulação básica em termos de deslocamento pode ser obtida por meio de equilíbrio nodal e compatibilidade de deslocamentos, entre outros métodos (minimização da energia total do sistema, princípio dos trabalhos virtuais e métodos variacionais).

Para o problema de fluxo, também é possível aplicar técnicas semelhantes. No entanto, como existe uma analogia perfeita entre o problema de fluxo permanente e o problema de equilíbrio estático, escolheu-se utilizar uma analogia direta entre esses problemas, a fim de formular o

de fluxo permanente para o MEF (Farias, 2006). Portanto, será apresentada a seguir uma tabela elucidativa descrevendo de forma sucinta as equações para o problema de fluxo, baseado na analogia com o problema de equilíbrio.

Tabela 3.1 – Resumo da comparação entre problemas de equilíbrio estático e fluxo permanente (Farias, 2006).

DESCRIÇÃO	EQUILÍBRIO ESTÁTICO	FLUXO PERMANENTE
Condição básica	Forças externas = Forças internas (equilíbrio)	Vazão que entra = Vazão que sai (continuidade)
Formulação em elementos finitos	$\mathbf{K} \cdot \delta = \mathbf{F}$	$\mathbf{K} \cdot \mathbf{h} = \mathbf{q}$
Valores nodais	Força F [F]	Vazão q [L^3/T]
Incógnita nodal	Deslocamento d [L]	Carga hidráulica total h [L]
“Rigidez”	Matriz de rigidez $\mathbf{K}^{(e)} = \int_V \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{B} \cdot dV$ $[L^{-1}] \cdot [F/L^2] \cdot [L^{-1}] \cdot [L^3] = [F/L]$	Matriz de fluxo $\mathbf{K}^{(e)} = \int_V \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{P} \cdot \mathbf{B} \cdot dV$ $[L^{-1}] \cdot [L/T] \cdot [L^{-1}] \cdot [L^3] = [L^2/T]$
Derivada da variável básica	Deformação ε []	Gradiente hidráulico i []
Variável interna	Tensão σ [F/L^2]	Velocidade de fluxo v [L/T]
Relação constitutiva (linear elástica)	Lei de Hooke generalizada $\sigma = \mathbf{D} \cdot \varepsilon$	Lei de Darcy generalizada $\mathbf{v} = -\mathbf{P} \cdot \mathbf{i}$
Matriz da relação constitutiva	Tensão-deformação \mathbf{D} [F/L^2]	Matriz de permeabilidade \mathbf{P} [L/T]

3.3. Modelo Constitutivo

Das idealizações necessárias para a análise de taludes por elementos finitos, provavelmente a mais importante é a escolha de um modelo constitutivo que melhor se encaixe ao comportamento dos materiais envolvidos. Há sempre a necessidade de conciliação entre a simplicidade do modelo e a qualidade dos resultados a serem obtidos.

A princípio, o modelo ideal para uma análise deveria considerar, e incorporar, alguns dos principais aspectos do comportamento geomecânico (Naylor et al, 1981):

- Não linearidade da relação tensão x deformação;

- Trajetória de tensões seguida durante a história de carregamento;
- Efeito do tempo: uma parcela das deformações é causada por fenômenos tais como a consolidação e escorregamento;
- Anisotropia: carregamentos aplicados em direções diferentes resultam em deformações com magnitudes diferentes, especialmente em solos compactados;
- Dilatância: tensões cisalhantes podem causar também aumento de volume;
- Aumento da rigidez do material no recarregamento.

A seguir, serão apresentadas as principais características dos modelos: elástico linear, utilizados nesta dissertação, e elastoplásticos.

3.3.1. Modelo Elástico Linear

Para baixos níveis de tensão ou durante trajetórias de descarregamento, o acréscimo de tensões varia linearmente com o acréscimo de deformações (Aguero, 2004). A relação tensão-deformação é dada pela lei de Hooke generalizada. E a matriz da relação constitutiva elástica linear isotrópica apresenta a seguinte forma, para o caso tridimensional:

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

Para o caso de deformação plana, a matriz $[D]$ apresenta a seguinte forma:

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

O modelo elástico linear tem sido largamente empregado devido à sua simplicidade. O material é representado por apenas dois parâmetros independentes: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Apesar de sua simplicidade, o modelo elástico linear apresenta uma série de limitações, sendo as principais delas: não prever ruptura; não prever deformações permanentes; e não prever dilatação.

No entanto, para o caso em estudo, o uso do modelo constitutivo prioriza o cálculo do estado de tensões ao longo do maciço de solo a partir da análise numérica, para posterior análise de estabilidade. Portanto, considerando que houve interesse apenas no cálculo do estado de tensões e que a maior parte de um maciço está sujeito a trajetória de descarregamento durante uma escavação, considera-se que o modelo elástico linear pode ser aplicado satisfatoriamente.

3.4. Teoria das Tensões

Para generalização do Método de Equilíbrio Limite Melhorado, faz-se necessário o direcionamento das forças atuantes na superfície de ruptura, a fim de que o cálculo do fator de segurança seja realizado de forma correta. Portanto, é necessário o conhecimento de técnicas para o direcionamento dos vetores de tensão.

3.4.1. Estado de Tensões em um Ponto

O vetor de tensões num ponto depende do plano de referência. Mostra-se, na Figura 3.6 a seguir, que, conhecendo-se os vetores de tensão atuantes em três planos ortogonais (x,y,z), pode-se determinar o vetor de tensões atuante em qualquer outro plano, passando pelo ponto (Chou & Pagano, 1967). Sendo dA a área do elemento diferencial.

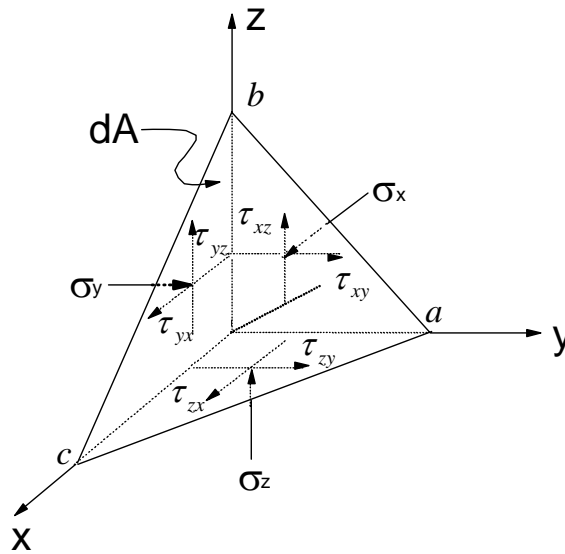


Figura 3.6 – Tensões num Ponto.

A partir das tensões apresentadas na Figura 3.7, tem-se que, para o equilíbrio das forças na direção x, obtém-se a seguinte expressão:

$$\sigma_x \frac{1}{2} dydz + \tau_{yz} \cdot \frac{1}{2} dx dz + \tau_{zx} \cdot \frac{1}{2} dx dy = p_{nx} dA \quad (3.19)$$

Para cada um dos planos em que são aplicadas as tensões, tem-se que as áreas correspondentes são representadas pela projeção de dA no plano de aplicação da tensão, portanto:

$$\frac{1}{2} dy dz = dA \cdot \cos(n, x) \quad (3.20)$$

$$\frac{1}{2} dx dz = dA \cdot \cos(n, y) \quad (3.21)$$

$$\frac{1}{2} dx dy = dA \cdot \cos(n, z) \quad (3.22)$$

Obtém-se:

$$p_{nx} = \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) + \tau_{xz} \cos(n, z) \quad (3.23)$$

De forma semelhante, $\sum F_y = 0$ e $\sum F_z = 0$, conforme é apresentado na Figura 3.7, fornecem:

$$p_{ny} = \tau_{xy} \cos(n, x) + \sigma_y \cos(n, y) + \tau_{zy} \cos(n, z) \quad (3.24)$$

$$p_{nz} = \tau_{xz} \cos(n, x) + \tau_{yz} \cos(n, y) + \sigma_z \cos(n, z) \quad (3.25)$$

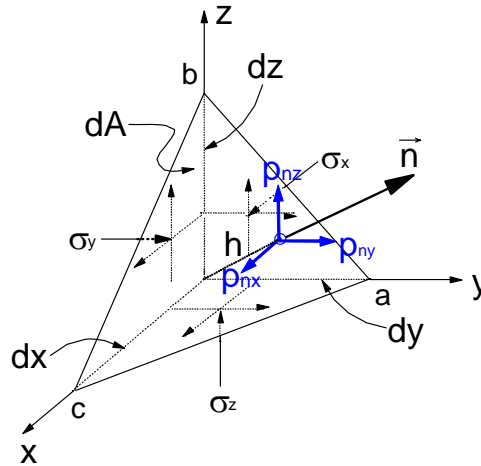


Figura 3.7 – Componentes do vetor de tensão projetados segundo as direções principais x,y,z, onde \vec{n} representa o vetor normal ao plano abc.

Esses vetores de tensão são apresentados na forma matricial segundo a equação 3.26, ou simplesmente por meio da equação 3.27 :

$$\begin{Bmatrix} p_{nx} \\ p_{ny} \\ p_{nz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \cos(n, x) \\ \cos(n, y) \\ \cos(n, z) \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

$$\{p\} = [S][n] \quad (3.27)$$

Onde:

- $[S]$ é a matriz de tensão ou tensor de tensões;
- $\{p\}$ é o vetor de componentes de tensão atuantes no plano de normal $\{n\}$

3.4.2. Tensões Normais e Cisalhantes em um Ponto Qualquer

Com o vetor de tensões atuante num plano, passando pelo ponto, podem-se determinar, agora, as tensões normais e cisalhantes no referido plano. Conforme ilustrado na Figura 3.8, define-se:

- p_n a tensão resultante no plano;
- σ_n a tensão normal ao plano;
- τ_n a tensão cisalhante ao plano.

Seja o vetor normal $\{n\}=(l, m, n)$, onde $l = \cos(n,x)$, $m = \cos(n,y)$, $n = \cos(n,z)$, são os cossenos diretores. O vetor normal ao plano também pode ser obtido por meio da derivada da função que determina o plano, segundo as direções do sistema de eixos adotado este procedimento pode ser realizado através do script do programa FlexPDE.

Projetando os componentes do vetor de tensões no plano da $\{p\} = \{p_{nx}, p_{ny}, p_{nz}\}^T$ normal, tem-se:

$$\sigma_n = p_{nx}l + p_{ny}m + p_{nz}n \quad (3.28)$$

$$\sigma_n = \{n\}^T \{p_n\} \quad (3.29)$$

A tensão resultante no plano é:

$$p_n^2 = p_{nx}^2 + p_{ny}^2 + p_{nz}^2 \quad (3.30)$$

Logo:

$$\tau_n = \sqrt{p_n^2 - \sigma_n^2} \quad (3.31)$$

Dessa maneira, obtemos a tensão normal σ_n e a tensão cisalhante τ_n para um plano qualquer.

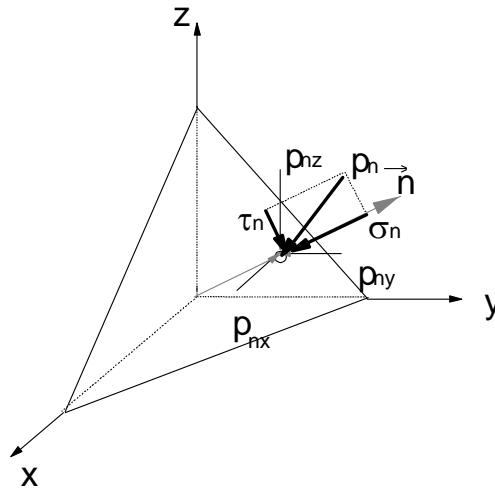


Figura 3.8 - Tensão normal e cisalhante.

A partir dos valores de σ_n e u_w , determinados para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura, sendo σ_n obtido conforme descrito anteriormente e u_w calculado em análise de fluxo, pode-se calcular a tensão resistente por meio do critério de Mohr-Coulomb.

A fim de facilitar a implementação dos procedimentos descritos anteriormente para o cálculo da tensão normal e tensão cisalhante na base da superfície de ruptura, serão apresentadas as equações descritas por Chou & Pagano (1967). Observa-se a aplicação dessas equações durante o cálculo das tensões normal e cisalhante na base da superfície de ruptura, para obtenção do fator de segurança da análise de estabilidade de talude tridimensional, Capítulo 7.

$$\sigma_n = \sigma_x a_{11}^2 + \sigma_y a_{21}^2 + \sigma_z a_{31}^2 + 2\tau_{xy} a_{11} a_{21} + 2\tau_{yz} a_{21} a_{31} + 2\tau_{zx} a_{31} a_{11} \quad (3.32)$$

$$\text{Onde: } \begin{cases} a_{11} \\ a_{21} \\ a_{31} \end{cases} = \begin{cases} \frac{\frac{\partial f}{\partial x}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ \frac{\frac{\partial f}{\partial y}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ \frac{\frac{\partial f}{\partial z}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \end{cases}$$

Pode-se decompor a tensão cisalhante resultante no plano em duas componentes ($\tau_{nx'}$ e $\tau_{ny'}$) as quais interessarem para o cálculo do fator de segurança. Assume-se um sistema de eixos x' , y' , z' com x' e y' , coincidindo com as direções de interesse da posição da tensão cisalhante para o cálculo do fator de segurança, e z' coincidindo com a direção normal. Cada componente ($p_{nx'}, p_{ny'}, p_{nz'}$), com relação ao novo sistema de eixos x', y', z' , pode ser calculada como a projeção das antigas componentes cartesianas (p_{nx}, p_{ny}, p_{nz}) nas direções dos eixos x' , y' e z' , respectivamente (Modificado de Farias, 2006), conforme representado na Figura 3.9 e posteriormente descrito pelas equações 3.33 e 3.34.

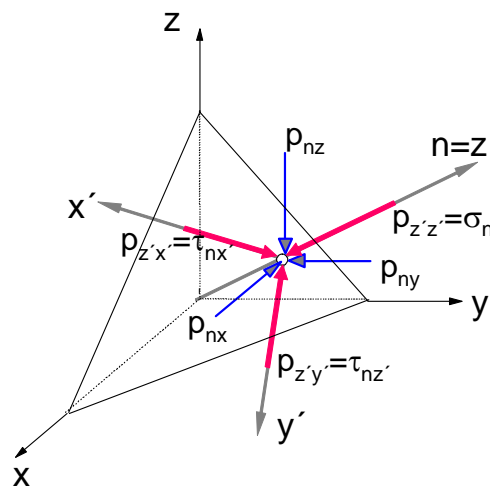


Figura 3.9 - Tensão cisalhante decomposta segundo novo sistema de eixos.

$$\tau_{z'y'} = \sigma_x a_{11} a_{12} + \sigma_y a_{21} a_{22} + \sigma_z a_{31} a_{32} + \tau_{xy} (a_{11} a_{22} + a_{21} a_{12}) + \tau_{yz} (a_{21} a_{32} + a_{31} a_{22}) + \tau_{zx} (a_{31} a_{12} + a_{11} a_{32}) \quad (3.33)$$

$$\tau_{x'z'} = \sigma_x a_{11} a_{13} + \sigma_y a_{21} a_{23} + \sigma_z a_{31} a_{33} + \tau_{xy} (a_{11} a_{23} + a_{21} a_{13}) + \tau_{yz} (a_{21} a_{33} + a_{31} a_{23}) + \tau_{zx} (a_{31} a_{13} + a_{11} a_{33}) \quad (3.34)$$

Os índices utilizados nas formulações acima podem ser entendidos como o cosseno do ângulo formado entre os dois sistemas de eixos utilizados, conforme representado na Tabela 1. Sendo x , y e z , o sistema de eixos original e x' , y' e z' , o de eixos utilizados para decomposição da tensão cisalhante, onde z' coincide com o vetor normal a superfície.

Tabela 2 – Representação dos cossenos dos ângulos entre os sistemas de eixos (Chou & Pagano, 1967)

	z'	y'	x'
x	a_{11}	a_{12}	a_{13}
y	a_{21}	a_{22}	a_{23}
z	a_{31}	a_{32}	a_{33}

Onde a_{11} é o cosseno do ângulo entre z' e x , a_{23} é o cosseno do ângulo entre x' e x , e assim sucessivamente.

Tendo os valores das tensões resistente ao cisalhamento, τ_r , e mobilizada, τ_m , calculadas para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura é possível calcular o fator de segurança global para um talude qualquer, bastando para isso integrar os valores de τ_r e τ_m ao longo da superfície de ruptura, e em seguida dividir o valor de τ_r por τ_m encontrando o fator de segurança global para superfície de ruptura proposta.

3.5. Método da Programação Dinâmica

3.5.1. Procedimento de Otimização

Uma malha de procura é usada sobre a geometria do problema, conforme ilustrado na Figura 3.10. As colunas da malha são denominadas ESTÁGIOS, e estão numeradas do Estágio Inicial 1 até o Estágio Final $n+1$. Em cada estágio, os pontos, linha por linha, são denominados pontos de estado.

O procedimento supõe que a superfície de deslizamento crítica pode ser aproximada por segmentos entre estágios consecutivos, resultando em n segmentos lineares. Cada segmento linear conecta dois pontos de estado localizados em dois estágios sucessivos, conforme Figura 3.10.

A fim de quantificar o Fator de segurança global, F_s , ao longo da superfície de deslizamento, faz-se uma somatória das forças resistentes, R_i , e mobilizadas, S_i , calculadas em cada segmento discretizado da superfície de ruptura. Então se tem a seguinte equação (Gitirana & Fredlund, 2003):

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{fi} \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i \Delta L_i} \quad (3.35)$$

Onde: n é o número total de segmentos; R_i é a força resistente, em kN/m; S_i é a força atuante, em kN/m; τ_{fi} é a tensão resistente, em kPa; ΔL_i é o comprimento do segmento i ; τ é a tensão atuante, e todas essas variáveis se referem ao longo do segmento i .

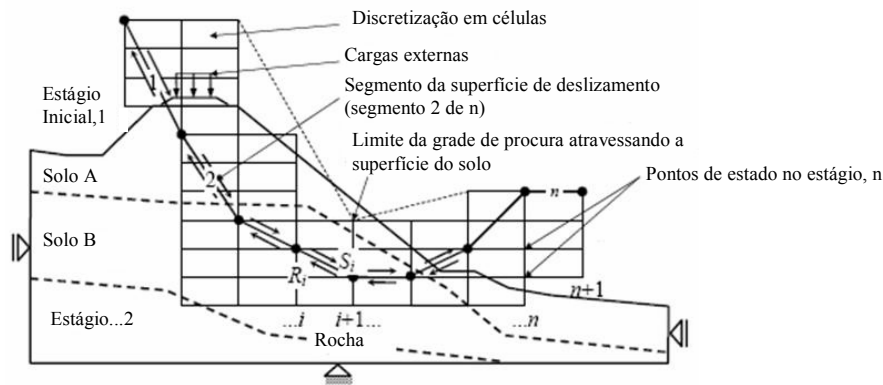


Figura 3.10 - Malha de Procura usada na Programação Dinâmica (Gitirana Jr.& Fredlund, 2003.).

Com o objetivo de se obter um funcional linear, a Equação 3.36 pode ser reescrita como:

$$G = \sum_{i=1}^n (\tau_{fi} \Delta L_i - F_s \tau_i \Delta L_i) \quad (3.36)$$

Assim, quando G tender a "zero" o F_s atingirá o valor mínimo (Baker, 1980). Com o objetivo de minimizar o funcional G , primeiro, busca-se minimizar o funcional entre dois estágios consecutivos i e $i+1$, ou seja, onde o valor $|\tau_{fi} \Delta L_i - F_s \tau_i \Delta L_i|$ entre dois estágios é o mínimo.

Daqui para frente, essa expressão vai ser denominada função $DG_{i+1}(j,k)$, conhecida por função de retorno. Para facilitar a execução da iteração e procura do segmento crítico entre dois estágios, identifica-se com a letra k um ponto de estado no estágio i , e com a letra j , um ponto no estágio $i+1$.

Na Figura 3.11, determinam-se os dois primeiros segmentos críticos, observando-se que unindo os segmentos críticos, do estágio 1 aos 3, surge uma trajetória, que é a superfície crítica baseada no denominado "Princípio de otimização". Conseqüentemente, define-se uma função ótima $H_3(j)$, a qual vai ser igual à soma de $DG_2(j,k)$ e $DG_3(j,k)$ (Figura 3.11). Posteriormente, considera-se um novo segmento crítico entre dois estágios posteriores 3 e 4, cujo novo valor $H_4(j)$, vai ser a soma do $H_3(j)$ e $DG_4(j,k)$. Esse procedimento pode se resumir na seguinte equação de Bellman, (1957), citado por Gitirana Jr., & Fredlund (2003):

$$H_{i+1}(j) = \min[H_i(k) + DG_{i+1}(j,k)] \quad (3.37)$$

Com: $i=1, \dots, n$; $j=1, \dots, NP(i+1)$; $k=1, \dots, NP(i)$; sendo $NP(i)$ o número de Pontos de Estado sobre o Estágio i ; e $DG_{i+1}(j,k) = \tau_{fi} \Delta L_i - F_s \tau \Delta L_i$. O esquema de otimização descrito pela equação acima é apresentado na Figura 3.12. Deve-se notar que $H_1(j) = 0$ e $H_2(j) = \min [DG_2(j,k)]$.

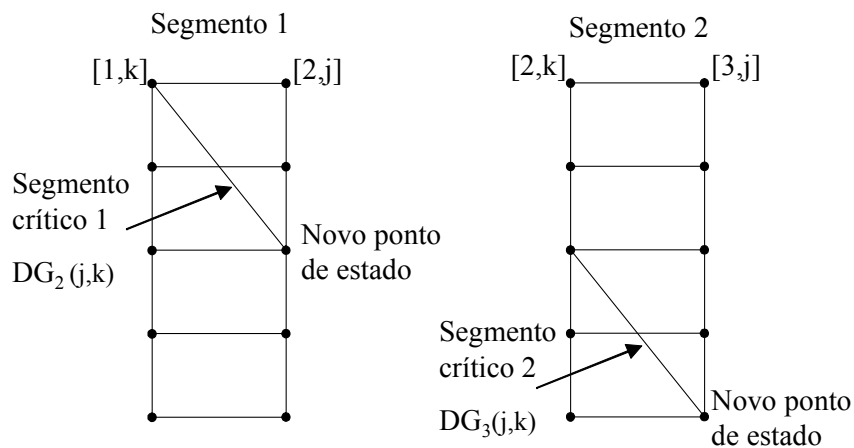


Figura 3.11 – Trajetória da Superfície Crítica.

O último valor mínimo de G corresponde ao mínimo valor de H em $n + 1$, isto é, $H_{(n+1)}(j)$. Num primeiro momento, assume-se um valor arbitrário para o Fator de Segurança Inicial. Feita essa primeira iteração, pode-se determinar a nova superfície de ruptura e calcular o novo valor de Fator de Segurança Global (F_s). Este novo valor é usado na iteração seguinte. Esse processo tem que ser repetido até que a diferença entre os valores consecutivos de F_s convirja para um valor que possa estar dentro da tolerância de erro, conforme Figura 3.12.

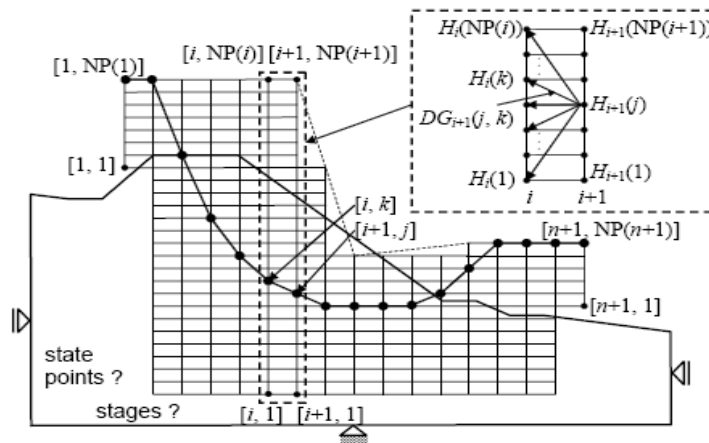


Figura 3.12 - Função ótima: detalhe mostrando dois estágios adjacentes (Gitirana Jr.& Fredlund, 2003.)

3.5.2. Resistência à Tensão Cisalhante Dentro da Malha de Procura

A resistência ao cisalhamento, a tensão normal e a tensão cisalhante em qualquer ponto de estado devem ser determinadas a fim de resolver as Equações 3.35 e 3.36. Essas variáveis são obtidas da interpolação do campo de tensões, adquirido na análise do método de elementos finitos.

Para um segmento que atravessa mais que uma célula da malha, as tensões obtidas pelo método de elementos finitos nos nós da malha ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$) devem ser interpoladas no centro de cada sub-segmento, dentro de cada célula (σ_{int}, τ_{int}). A interpolação pode ser feita usando interpolação lagrangiana para elementos retangulares bi-lineares. Uma vez determinadas as tensões no centro do sub-segmento, estas são rotacionadas na direção do segmento, determinando as tensões $\tau_{fi}, \sigma_{ni}, \tau_i$.

As forças resistentes (Ri), e as forças atuantes (Si), em cada segmento, serão iguais à soma das forças resistentes (Rc) e forças atuantes (Sc) de todos os sub-segmentos, conforme mostrado na Figura 3.13.

Os valores de Rc, forças resistentes, e Sc, forças atuantes, em cada sub-segmento, são determinados multiplicando-se as tensões resistentes e atuantes, respectivamente, pelos correspondentes comprimentos dos sub-segmentos.

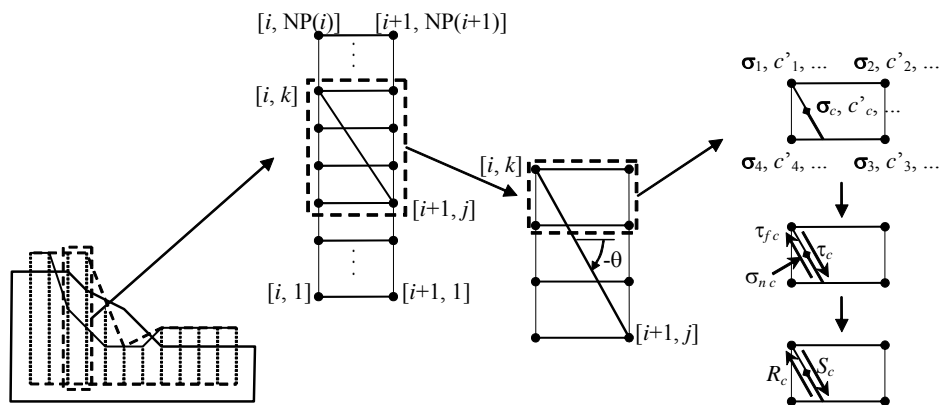


Figura 3.13 - Forças resistentes e atuantes, tensões atuantes e resistentes (Gitirana Jr. & Fredlund, 2003).

3.6. Cálculo do Fator de Segurança Tridimensional

Análises tridimensionais são cada vez mais utilizadas nos problemas de estabilidade de taludes, como nos casos de superfícies de deslizamentos estreitas, taludes carregados por cargas concentradas, cortes de escavações estreitos ou taludes em que a geometria, as propriedades ou as condições piezométricas variem na direção transversal.

Um número satisfatório de métodos tridimensionais para aplicações computacionais tem aparecido nestes últimos anos. O mais utilizado é o Método das Colunas, uma extensão natural do Método das Fatias bidimensional.

O Método Ordinário das fatias, desconsiderando todas as forças entre fatias, foi estendido para três dimensões, por (Hovland (1977). Chen e Chameau (1983) derivaram uma extensão do Método de Spencer (1967). Algumas das suas suposições e resultados têm sido questionados (Hutchinson e Sarma (1985), Hungr (1987)). Um algoritmo mais simples, relacionado ao Método de Spencer, foi apresentado por Xing (1988).

O Método de Bishop Simplificado, que desconsidera as forças cisalhantes verticais entre fatias, é particularmente satisfatório para o uso tridimensional. Como mostrado a seguir, a sua extensão para a condição tridimensional não requer nenhuma consideração adicional àquelas feitas na derivação bidimensional original. A importância desse método deve-se à

simplicidade matemática e à grande precisão numa enorme variedade de casos, quando comparado com outros métodos mais complexos.

3.6.1. Método da Análise Utilizando Método dos Elementos Finitos

Conforme explicado anteriormente, no Capítulo 2, com o desenvolvimento das ferramentas computacionais e utilização do método dos elementos finitos, facilitou-se a resolução de problemas complexos, possibilitando maior rigor na resolução das análises bidimensionais e tridimensionais de estabilidade de taludes. O rigor se deu devido à eliminação das simplificações utilizadas por alguns dos métodos, como o das colunas.

A partir da inserção do modelo constitutivo; dos parâmetros geomecânicos; das equações diferenciais que representam de forma bem aproximada os fenômenos que ocorrem no interior do maciço de solo, seguido da discretização do domínio, utilizando uma malha de elementos finitos, conforme observado na Figura 3.14, as equações são resolvidas. Logo, o problema é resolvido numericamente.

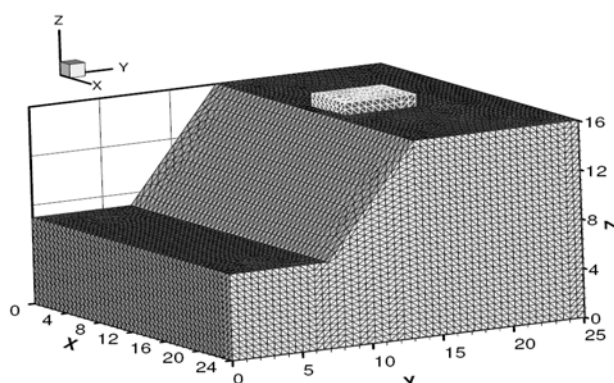


Figura 3.14 Representação da discretização do domínio através de uma malha de elementos finitos (Stianson, 2006).

Para a análise de estabilidade tridimensional utilizando o MEF, é necessário que se localize no domínio discretizado pela malha de elementos finitos, a superfície de ruptura, já que as tensões nesta superfície serão utilizadas no cálculo do fator de segurança. A partir da superfície de ruptura localizada, conforme pode ser observado na Figura 3.15, as tensões atuantes na superfície são rotacionadas para direção de interesse. Em seguida, a tensão resistente e a tensão mobilizada ao longo da superfície são integradas ao longo da superfície de ruptura. Sendo assim, pode-se calcular o fator de segurança global para superfície.

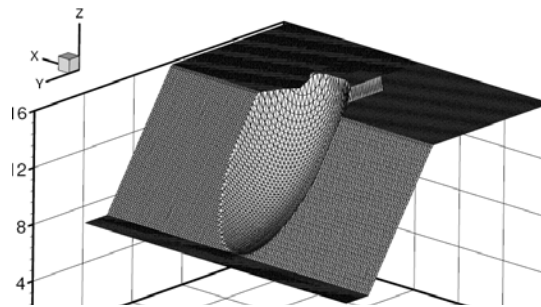


Figura 3.15 Representação da localização da superfície de ruptura no domínio discretizado.

Esse método foi utilizado neste trabalho para a análise de estabilidade de taludes e posterior determinação do fator de segurança, No Capítulo 7 serão detalhados os procedimentos de uso desta técnica.

Capítulo 4

Materiais e Métodos

4.1. Introdução

Com o intuito de conhecer as propriedades do solo ao longo da profundidade e visando à utilização de dados de entrada para posterior análise, foram realizados ensaios de caracterização, condutividade hidráulica, cisalhamento direto, ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD) e consolidado não-drenado (CU), curva característica, resistência à tração, resistência à compressão não confinada e ensaio SPT. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, a seguir, é apresentada a metodologia adotada para a realização destes ensaios.

Apresentam-se neste capítulo, também, uma breve descrição dos programas FlexPDE e do programa de estabilidade SAFE-DP, utilizados nesta pesquisa.

4.2. Caracterização Geotécnica

Para a realização dos ensaios foram utilizadas amostras indeformadas, as quais foram retiradas próximo ao local de ruptura. O solo utilizado para este trabalho localiza-se no Setor de Transporte Rodoviário e Carga Sul, trecho 2, Conjunto A, ao lado do lote ½ - Guará- DF. A retirada dos blocos se deu para as profundidades de 2,4m, 5,0m, 7,7m, 11,7m, conforme pode ser visto na Figura 4.1. Estes blocos, com 30 cm de aresta, foram devidamente parafinados, identificados e acomodados em câmara úmida para a posterior realização de ensaios conforme NBR/9604.



Figura 4.1 - Retirada das amostras de blocos indeformados para os ensaios.

A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações constantes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir:

- Umidade natural e higroscópica (w , %):

Realizado de acordo com a norma da ABNT, NBR/6457/1986, calculando-se a média de três determinações por ponto. As medidas foram obtidas para todos os perfis. Foram realizadas medições de umidade natural e higroscópica, dados obtidos por Carvalho (2005). Essa medição ocorreu imediatamente após a chegada dos blocos ao laboratório de Geotecnia da UnB.

- Peso específico (γ , kN/m^3):

Utilizando-se a NBR2887/1998, método da balança hidrostática. Foram moldadas e ensaiadas 3 amostras e em seguida calculada a média para cada profundidade;

- Peso específico dos sólidos (γ_s , kN/m^3):

Determinada pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508/1984, sendo utilizados os grãos passados na peneira N° 10 (#2 mm). Os valores de γ_s assim obtidos foram utilizados nos ensaios de granulometria;

- Limite de liquidez pelo método de Casagrande (w_L , %):

Determinado graficamente, obtendo-se a reta interpolada por 5 pontos, de acordo com a norma de ensaio NBR 6459/1984;

- Limite de plasticidade (w_p , %):

Obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a norma de ensaios NBR 7180/1984;

- Granulometria:

Determinada segundo os procedimentos da norma de ensaios NBR 7181/1984. Segundo Paixão & Carvalho (1994) o solo de Brasília é formado por microconcreções de argila, com grãos do tamanho de silte e areia e estrutura interna bastante porosa, oriunda da cimentação de partículas menores. Devido às características, optou-se pela realização de duas análises granulométricas por amostra de solo: uma com uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra apenas com água destilada, objetivando a análise da estabilidade estrutural das microconcreções.

A partir dos índices apresentados neste item, foram calculados os demais: peso específico aparente seco (γ_d), índice de plasticidade (I_p), índice de vazios (e), porosidade (n) e grau de saturação (S_r). Esses índices, obtidos indiretamente, são essenciais para complementar a caracterização do solo.

4.3. Ensaio de Condutividade Hidráulica

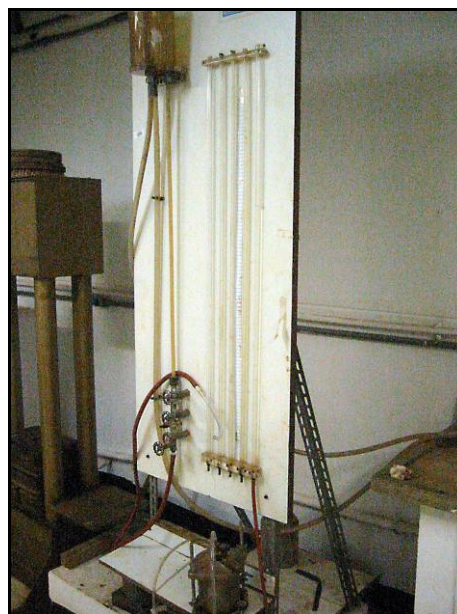
O coeficiente de permeabilidade à água do solo saturado, ou condutividade hidráulica, k^w , é um parâmetro necessário para a obtenção da função de permeabilidade do solo, que, por sua vez, tem papel importante na compreensão da distribuição de água no solo e na interação solo-atmosfera. Esse parâmetro foi determinado por meio de ensaios de permeabilidade em laboratório com uso de permeâmetro. Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante e determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, segundo as especificações constantes na ABNT, NBR13292/1995 e NBR14545/2000, respectivamente.

Corpos de prova foram preparados com altura e diâmetro de 10cm. Todo corpo de prova deve ser posicionado no centro da base do cilindro do permeâmetro e, em seguida,

envolvido com argila plástica de baixa permeabilidade, bentônita, a fim de induzir o fluxo de água unicamente através do corpo de prova. Conforme as Figuras 4.2a e 4.2b. Logo após, com o fechamento do sistema é iniciada a percolação ascendente de água de forma a saturar o sistema e retirar as bolhas oclusas do solo.



(a)



(b)

Figura 4.2 - (a) Preparação da amostra com adição de bentônita (b) Execução do ensaio de permeabilidade.

Uma vez saturado o solo, o procedimento de medição da permeabilidade teve início. Para esta fase o fluxo é descendente. São feitas quatro medições do coeficiente de permeabilidade, relativamente próximas. A partir desses valores é calculado o valor médio da permeabilidade.

4.4. Ensaio de Cisalhamento Direto

O principal objetivo da realização dos ensaios de cisalhamento direto foi a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do perfil de solo: coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ , resistência de pico e resistência residual da amostra ensaiada. Além das amostras ensaiadas em condições naturais de umidade, foram ensaiadas as amostras na condição inundada: com isso obtiveram-se os valores de coesão efetiva, c' , e ângulo de atrito efetivo, ϕ' .

A metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto seguiu basicamente os procedimentos descritos por Head (1982), sendo que os ensaios foram do tipo consolidado drenado (CD). Neles se aplica a tensão vertical e espera-se a estabilização das deformações verticais para, em seguida, iniciar o cisalhamento da amostra a uma velocidade necessariamente baixa que garanta a drenagem. Consequentemente, constante dissipação de poropressões. Todos os procedimentos foram realizados na prensa de cisalhamento direto com aquisição automática de dados, do laboratório de Geotecnia da UnB, conforme Figura 4.3.

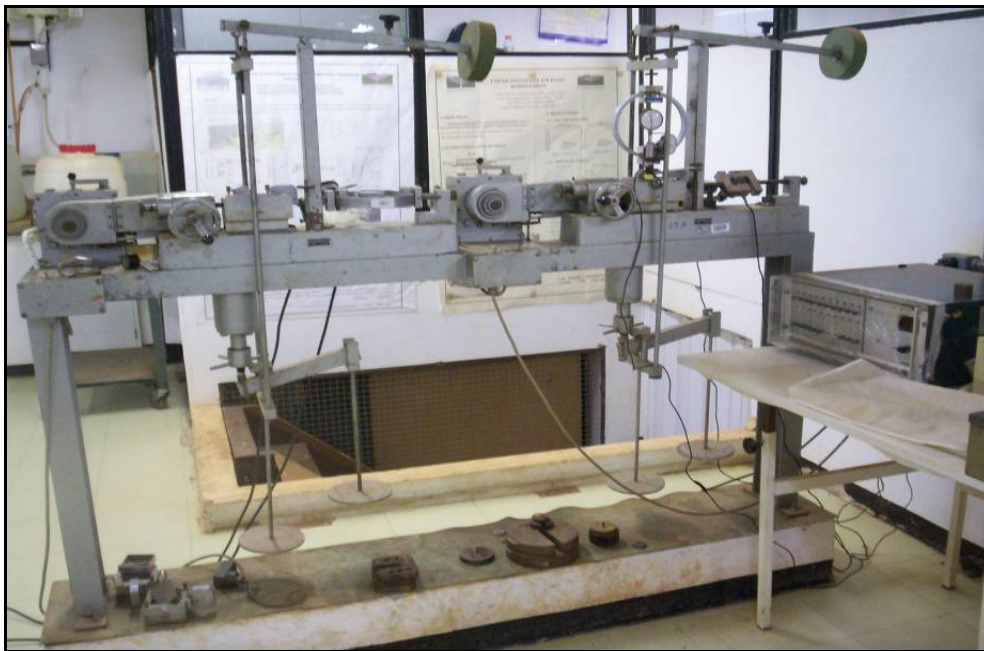


Figura 4.3 - Prensa de cisalhamento direto com aquisição automática de dados.

Para as amostras em condição saturada, realizou-se primeiro o procedimento de saturação da amostra. Para isso a amostra foi inundada por um período mínimo de 12 horas, tempo mínimo de inundação, sob a carga normal do ensaio. Os ensaios foram realizados com tensões verticais de 25kPa, 50kPa e 100kPa para cada um dos blocos, retirados à altura diferentes. Esses valores de tensão vertical foram escolhidos por englobarem os valores representativos de tensões verticais dentro das profundidades das quais os bloco foram retirados. Na Figura 4.4, tem-se que cada seta representa a altura de solo que está sobre cada bloco, portanto, o carregamento normal sobre cada bloco, representado pelo intervalo de 2,4 a 6,4m.

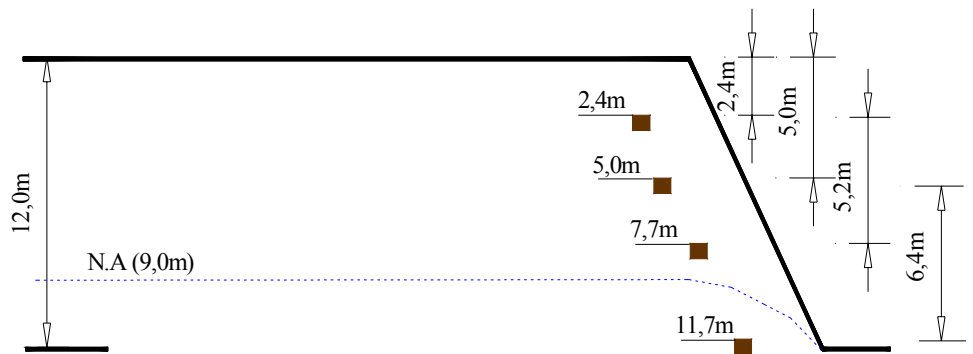


Figura 4.4 - Representação do local de retirada dos blocos indeformados.

Vale ressaltar que os blocos foram retirados próximos à face do talude. Sendo assim, conforme mostrado na Figura 4.4, os valores de tensão arbitrados são cabíveis, uma vez que as camadas de solo sobre as amostras são pequenas, da ordem de 2,4m a 6,4m. Haja vista a presença da escavação ter gerado um alívio de tensões sobre os pontos de retirada de blocos indeformados. Levando-se em conta que o peso próprio desse material está em uma faixa entre 13 a 15kN/m³, tem-se que as tensões verticais nos pontos de interesse têm valores na faixa entre 31kPa a 96kPa.

4.5. Ensaio Triaxial

Por meio do ensaio triaxial de compressão axial, do tipo deformação controlada, puderam-se obter os parâmetros efetivos de resistência saturada, para o perfil solo. Além de possibilitar a verificação da representatividade dos resultados do ensaio de cisalhamento direto. Observa-se que para o ensaio triaxial há melhor controle das etapas do ensaio, tais como, controle de condições de saturação e controle da variação do estado de tensões.

Para o ensaio foi necessário definir procedimentos adequados para a preparação de corpos de prova, ajuste do equipamento, velocidade de ensaio e condição de drenagem. Para se resolver esses problemas, foram realizados ensaios pilotos, com o fim de se identificar eventuais dificuldades os quais se buscou solucionar.

4.5.1. Preparação da Amostra

Inicialmente, é necessário que se definam quais as dimensões do corpo de prova a ser ensaiado, sempre respeitando a relação de 1 para 2 entre base e altura. Essas dimensões são funções da base do equipamento e da câmera, Figuras 4.5a e 4.5b. Tomando-se a base disponível para o ensaio, assim como a câmera escolhida, as dimensões dos corpos de prova foram de 5 cm de diâmetro por 10cm de altura. A partir de então, a amostra é moldada, podendo ser tanto por corte simples quanto por cravação.

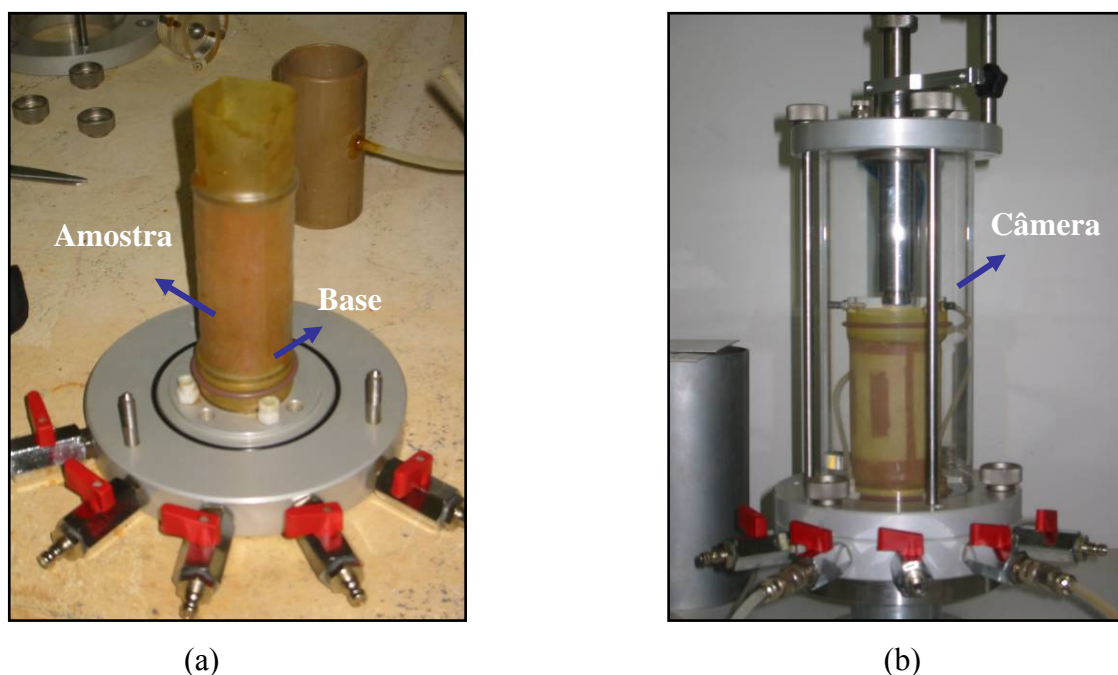


Figura 4.5 (a) Detalhamento da amostra e base do equipamento (b) Triaxial montado.

Foram consideradas duas técnicas de moldagem de corpos de prova. O corte simples, recomendado para solos coesivos, consiste em cortes cuidadosos no bloco indeformado de solo a fim de moldá-lo em um formato cilíndrico. Posteriormente, é dado acabamento à amostra, conforme Figura 4.6a e 4.6b, com topo e base paralelos. Para esse processo foram usados estilete e outros materiais de corte.



(a)



(b)

Figura 4.6 - (a) Retirada do material do bloco de solo (b) Modelagem do Corpo de prova.

Já a moldagem dos corpos de prova por cravação, recomendada para solos pouco coesivos ou friáveis, consiste na cravação de um cilindro de aço bipartido com paredes untadas com vaselina, a fim de diminuir o atrito e amolgamento da amostra, conforme Figuras 4.7a e 4.7b. O cilindro garante o confinamento da amostra durante o processo de retirada. São usados instrumentos cortantes para auxiliar a retirada da amostra do bloco e, posteriormente, é feito o acabamento no topo e base da amostra, respeitando-se as dimensões e o paralelismo entre topo e base.



(a)



(b)

Figura 4.7 - (a) Moldagem do corpo de prova por cravação (b) Detalhe do cilindro bipartido durante a retirada do corpo de prova.

Após a execução dos dois procedimentos para retirada do corpo de prova para o ensaio triaxial convencional, observou-se que, para o material em questão, o corte simples apresentava-se trabalhoso e pouco eficiente, visto que o solo apresentava-se friável durante a moldagem, rompendo-se facilmente. Já a retirada por cravação mostrou-se mais eficiente, permitindo a moldagem com maior facilidade. Portanto, optou-se por utilizar o processo de retirada de amostra por cravação para os demais ensaios.

Após a moldagem, eram tomadas três medidas de diâmetro e de altura. Assim como era medida a massa de cada corpo de prova. Em seguida, a amostra era envolvida por um saco plástico e devidamente identificada. Por fim, a amostra era guardada em uma caixa de isopor dentro da câmara úmida, dessa forma, a amostra era preservada até o instante do ensaio. Esse procedimento de acondicionamento se justifica devido a retirada de vários corpos de prova no mesmo dia, como os corpos de prova não podiam ser ensaiados simultaneamente, foi necessário o acondicionamento para os corpos de prova mantivessem suas características preservadas.

4.5.2. Ajuste do Equipamento

O ajuste do equipamento é uma das tarefas mais importantes no desenvolvimento do ensaio. A partir dos ajustes foram verificados os procedimentos do ensaio, assim como a checagem das peças para verificação e correção de possíveis defeitos em cada uma das fases do ensaio.

O ensaio consiste em 6 fases:

- Preparação e montagem do corpo de prova para o início do ensaio;
- Percolação de água da base para o topo, para retirada de bolhas de ar do corpo de prova;
- Saturação do corpo de prova, através da aplicação de contra-pressão;
- Consolidação do corpo de prova;
- Cisalhamento do corpo de prova.
- Aquisição de dados, aquisição automática de dados e obtenção de dados de resistência.

Durante as 6 fases, verificou-se bom funcionamento dos componentes, exceto o funcionamento do transdutor de poro-pressão. Os processos de funcionamento do equipamento é todo automatizado, dessa forma a pressão confinante era controlada automaticamente, assim como a velocidade de subida do pistão e o processo de contra-pressão para a saturação da amostra.

Os principais componentes do equipamento triaxial podem se vistas na Figura 4.8. Cada um dos componentes possui as seguintes funções:

- Deaerador: é responsável pela retirada de ar da água utilizada.
- Bureta: possui a função de indicar a variação de volume ocorrida durante o ensaio.
- Prensa: é responsável pelo deslocamento axial aplicado para o cisalhamento.
- Câmera: onde a amostra é ensaiada sob a ação de pressão confinante.
- Aquisição de dados: responsável pelo armazenamento dos dados.

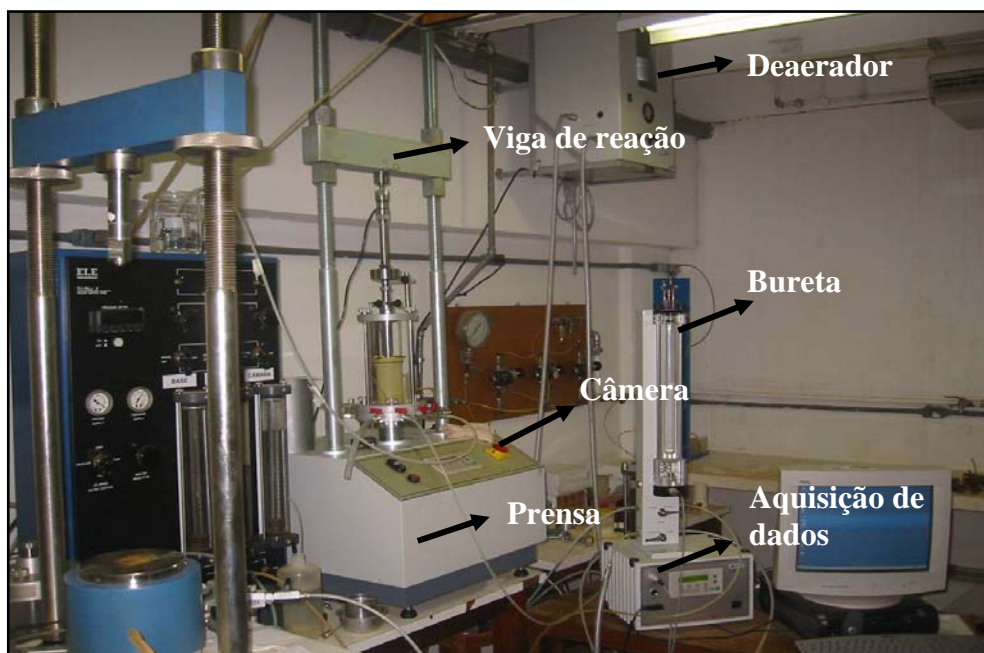


Figura 4.8 - Componentes do equipamento de ensaio triaxial.

4.6. Curva característica pela técnica do papel filtro.

A determinação das curvas características para o perfil de solo teve como objetivo caracterizar o comportamento hidráulico do solo não saturado. Além disso, as curvas características permitem a determinação indireta, aproximada, da sucção nos ensaios de

laboratório e campo, sendo que, os principais fatores que influem na forma da curva característica são a estrutura (índice e distribuição de vazios) e a mineralogia da fração fina do solo (Oliveira, 2003).

Quando os solos de textura grossa são submetidos a uma pequena variação de sucção, a maioria dos poros se esvazia e há uma brusca variação do teor de umidade. Já nos solos finos, quando estes são submetidos a pequenas variações de sucção, apenas uma parcela da água contida nos poros é drenada, acarretando em uma pequena variação de umidade (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Em certos solos estruturados, como solos argilosos compactados no ramo seco e solos tropicais, há a ocorrência de distribuição de poros não homogênea, frequentemente de formato bimodal, mesmo que a distribuição de grãos não seja bimodal. (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2000; Camapum de Carvalho *et al.*, 2002). As curvas características bimodais apresentam dois pontos de entrada de ar e dois pontos residuais distintos, em um total de quatro pontos.

A curva inicial segue um trecho horizontal até que o primeiro ponto de entrada de ar, correspondente à entrada de ar dos macroporos, seja atingido. A curva, então, declina até que o primeiro ponto residual seja atingido. Nesse ponto os microporos continuam predominantemente saturados, até que seja atingida a segunda pressão de entrada de ar, correspondente aos microporos. A curva apresenta, então, um segundo declínio, até que o segundo ponto residual seja atingido (Gitirana Jr & Fredlund, 2004). No próximo capítulo, serão apresentados alguns resultados de curvas características bimodais.

Utilizou-se a técnica do papel-filtro a fim de se obter a curva característica. Utilizaram-se papéis em contato para a medição da sucção matricial. Admitiu-se que mudanças na sucção total em campo foi função apenas da mudança da parcela de sucção matricial. Para tanto, foi utilizado papel filtro Whatman nº 42. Na medida da sucção matricial, o papel filtro foi colocado em contato direto com o solo, conforme Figura 4.9.

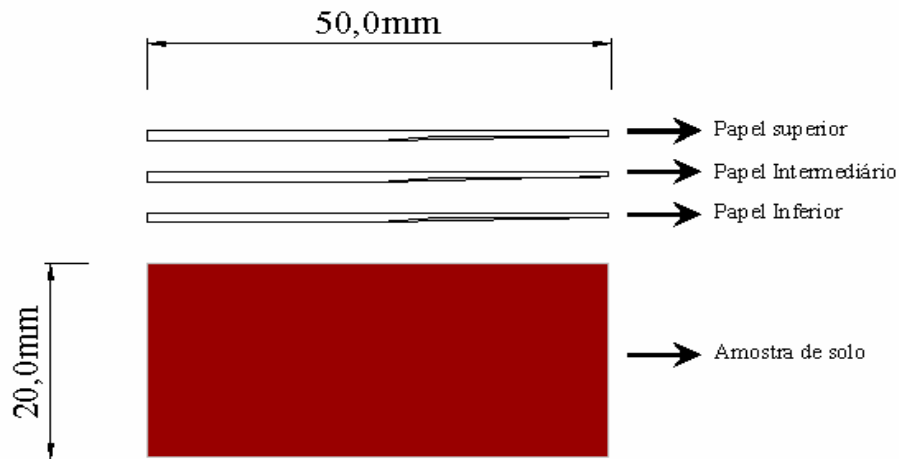


Figura 4.9 - Representação do ensaio de sucção matricial usando a técnica do papel filtro.

Segundo Marinho (1995), o método do papel filtro, por sua simplicidade, induz a uma falta de cuidado para sua adequada execução, podendo conduzi-nos a erros sistemáticos. Para a determinação das curvas características apresentadas neste trabalho, seguiram-se o procedimento detalhado em Fredlund & Rahardjo (1993) e as recomendações de Marinho (1994 e 1995). São citados a seguir importantes aspectos da metodologia adotada:

- As amostras foram retiradas dos blocos indeformados utilizando-se discos de moldagem de PVC de 20mm de altura e 53mm de diâmetro, sendo, a seguir, submetidas à secagem prévia até a umidade higroscópica ao ar livre, conforme Figura 4.10. Após a secagem, elas foram umedecidas até umidades gravimétricas desejadas. Este tipo de procedimento caracteriza a curva característica como mista já que parte das amostras são secas ao ar e a outra parte é umedecida.



Figura 4.10 - Corpos de prova retirados de bloco inderformado para o ensaio de curva característica.

- Papéis filtro encontravam-se inicialmente secos, armazenados dentro de saco plástico e embalados por uma caixa de papelão; permanecendo, assim, secos.
- Foram colocados os três papéis filtro, sendo que apenas dois foram utilizados para a determinação das sucções matriciais, papel filtro superior e papel filtro intermediário, sendo assim, o papel filtro inferior foi descartando, uma vez que se apresentava em contato com a amostra de solo, portanto, possuía presença de fragmentos da amostra, os quais poderiam influenciar no resultado.
- O conjunto foi envolvido em uma camada de filme plástico e em papel alumínio, preso com fita adesiva e identificado. Todo processo feito em torno de vinte e cinco segundos. Logo em seguida, o conjunto foi inserido em uma caixa de isopor, conforme Figura 4.11 e levado à câmara úmida por um período mínimo de 15 dias.



Figura 4.11 - Corpos de prova acondicionados em caixa de isopor.

- Após 15 dias, os papéis filtro eram removidos um a um com uso de pinça e pesados em balança de precisão com 4 casas decimais, conforme Figura 4.12. Foram pesados apenas o papel filtro intermediário e o superior. O processo de desembalar a amostra e pesagem dos papéis consumiu, aproximadamente, 30 segundos.

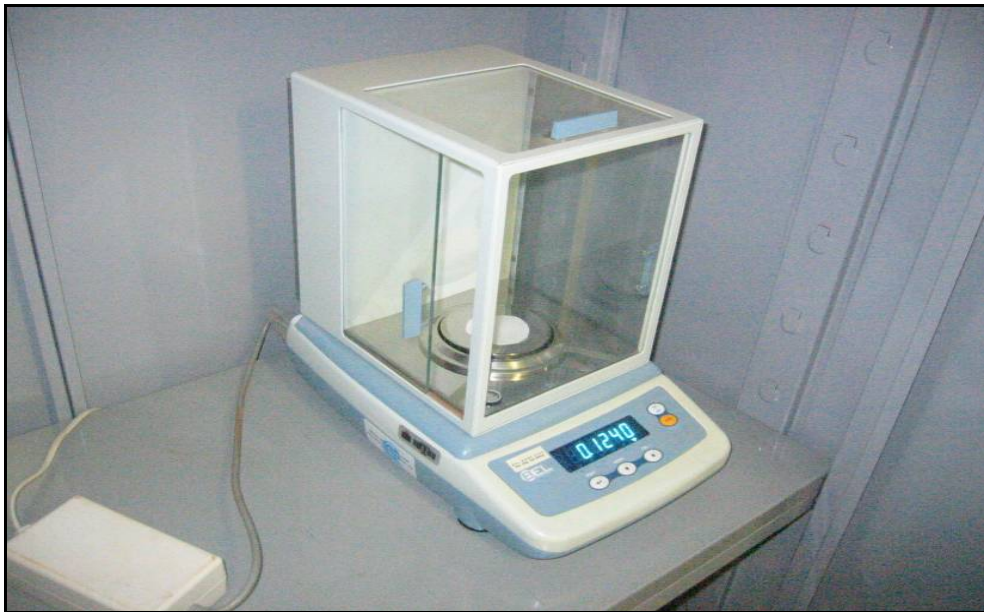


Figura 4.12 - Foto da balança de precisão para medir a massa do papel filtro.

- Ao fim da pesagem dos papéis filtro, estes foram levados à estufa por um período de 2 horas, a uma temperatura de 105°C, e em seguida, repesados.

Para a determinação dos valores de sucção foram utilizadas as equações 4.1 e 4.2, propostas por Chandler *et al.* (1992), citado por Marinho (1994 e 1995).

- Para $w > 47\%$

$$\text{sucção} = 10^{(6,05-2,48 \times \log w)} \quad (4.1)$$

- Para $w \leq 47\%$

$$\text{sucção} = 10^{(4,84-0,0622 \times \log w)} \quad (4.2)$$

onde:

w = umidade relativa da amostra.

Ressalta-se que o termo “sucção”, nas formulações acima, tanto é válido para o cálculo

de sucção total quanto para o cálculo da sucção matricial, dependendo da forma como a sucção é medida. ou seja, a medição pode ser feita usando o papel diretamente em contato com o solo, ou não.

Caso o papel não esteja em contato direto com o solo, o fluxo ocorre apenas através de vapor. O papel filtro medirá a sucção total, uma vez que estará incorporando as energias osmóticas e capilares que retêm a molécula de água. Já quando o papel for colocado em contato com o solo, tem-se que o fluxo ocorre apenas por capilaridade, portanto, neste caso, se mede sucção matricial. Como foi utilizado o procedimento com contato entre o solo e o papel filtro, a sucção medida corresponde à sucção matricial do solo.

4.7. Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de compressão diametral, conhecido no exterior como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido pelo professor Fernando Luis Lobo B. Carneiro para determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de concreto de cimento Portland. Inspirado nesse trabalho pioneiro, o professor Icarahy da Silveira sugeriu a utilização do ensaio de compressão diametral em amostras compactadas de solo coesivo. (Medina, 1997).

Ensaio de compressão diametral foram executados para determinar a resistência à tração do solo na condição não saturada. A execução desses ensaios foi motivada pela disponibilidade de corpos de prova de dimensões e condição de umidade controlada, preparados para a obtenção da curva característica pela técnica do papel filtro.

4.7.1 Resistência à Tração

Por meio da teoria da elasticidade, considerando a aplicação pontual de carga e o não-confinamento da amostra, tem-se a distribuição de tensão de tração e de compressão nos planos diametraux e y conforme a Figura 4.13:

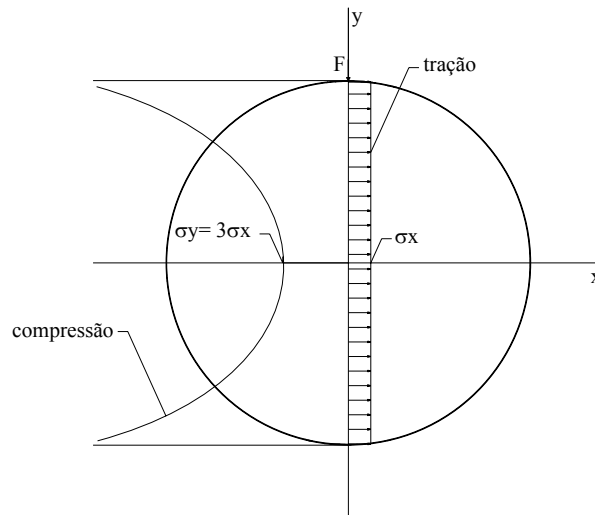


Figura 4.13 - Distribuição de tensões nos planos diametraes (Medina modificado de 1997)

Observa-se, ao longo do plano vertical de simetria, uma distribuição de tensão de tração constante (σ_x). Todavia a tensão de compressão (σ_y), ao longo desse plano varia de forma crescente do centro para as extremidades. Ressalte-se que não há tensão cisalhante no plano vertical de simetria, plano de ruptura. Na parte central do corpo de prova tem-se uma relação entre a tensão de tração e tensão de compressão, sendo que esta equivale a três vezes o valor da tensão de tração, conforme Medina (1997). Os valores compressão e tração no centro da amostra são dados pelas Equações 4.3 e 4.4.

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (4.3).$$

$$\sigma_y = \frac{-6 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (4.4).$$

onde:

σ_x – resistência à tração estática;

F – carga aplicada;

D – diâmetro do corpo de prova;

H – altura do corpo de prova.

4.7.1.1 Procedimentos do Ensaio de resistência a Tração

Na Figura 4.14 são destacados os componentes do equipamento para realização do ensaio. O ensaio consiste em:

- Medir-se a altura do corpo de prova com o paquímetro em quatro posições diametralmente opostas e os diâmetros em três posições paralelas, adotando-se as respectivas médias aritméticas das leituras;
- Colocar-se frisos curvos metálicos. O primeiro é colocado na base, entre o pistão da prensa e o corpo de prova na posição horizontal. O outro friso é colocado no topo, entre a célula de carga e o corpo de prova. Devem ser observados a retilidade das geratrizes de contato com ambos os frisos.
- A prensa é ajustada até que seja obtida uma pequena compressão que fixe o corpo de prova na posição. Aplica-se a carga progressivamente com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até que se dê a ruptura com a separação das duas metades do corpo de prova, a partir do plano diametral;
- Anota-se a carga de ruptura, F , e calcula-se o estado de tensões no plano de ruptura (σ_x e σ_y).

Seguindo estes procedimentos, realizou-se esse ensaio no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. O equipamento foi ajustado por meio de ensaios piloto, a fim de se identificar possíveis dificuldades e obter resultados confiáveis para as diversas amostras posteriormente ensaiadas.

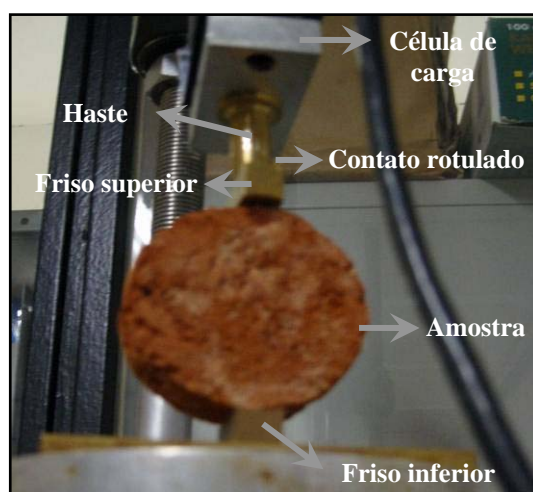


Figura 4.14 - Representação do ensaio de compressão diametral.

Por meio da subida do pistão a uma velocidade constante são aplicados acréscimos de força no corpo de prova. A célula de carga registra o carregamento sobre o corpo de prova com acurácia na medição da força, equivalente a 1kN. Foi utilizado um extensômetro com finalidade de medir deslocamentos verticais ao longo do ensaio.

O extensômetro também tinha a função de padronizar as leituras dos acréscimos de carga, já que a leitura de carga era realizada a cada décimo de milímetro registrado no extensômetro. A leitura final de carga era dada pelo início do decréscimo do carregamento lido, ou seja, na ruptura. Sendo assim, era possível saber qual o pico de força do ensaio, assim como o deslocamento correspondente a este pico.

Foi observado, durante a execução de ensaios pilotos que o terminal de contato com a amostra apresentava problema, pois gerava excentricidade durante aplicação de carga. Devido à excentricidade gerada pelo desalinhamento entre o eixo da célula de carga e o eixo do topo da amostra, ocorreu ruptura por cisalhamento ao em vez de ruptura por tração.

Na tentativa de se eliminar a excentricidade, foi executado um contato rotulado entre a haste de contato da célula de carga e o friso superior, com intuito de as peças se ajustarem mais facilmente. Além disso, foi diminuído o comprimento da haste de contato entre a célula de carga e o friso superior. Com essas mudanças e com o alinhamento do friso inferior, manualmente, eliminou-se o problema. O ensaio começou a apresentar bons resultados, ou seja, ruptura ocorrendo por tração, através do plano central vertical da amostra. A partir de então, foram iniciados os ensaios dos demais corpos de prova.

O ensaio foi realizado em condição não confinada durante o ensaio. Logo, as deformações nas amostras ensaiadas puderam ocorrer em todas as direções. Além disso, foram realizados em condições não drenadas, com carregamento também não drenado, ou seja, os ensaios foram executados com velocidades relativamente altas de compressão, a fim de evitar a perda de água do corpo de prova ensaiado, fato que não é representativo em termos de poro-pressão para amostras com baixo teor de umidade.

Esta hipótese é razoável quando o grau de saturação é relativamente baixo e quando as variações volumétricas durante a compressão são baixas. As pressões de ar nos poros consideradas constantes devido à estrutura porosa e interconectada do solo. (correspondente ao parâmetro de poro-pressão para carregamento uniaxial, D , do solo, Fredlund & Rahardjo, 1993).

Para os ensaios, foram usadas as amostras advindas do ensaio de curva característica. Os corpos de prova eram mantidos acondicionados até o início do ensaio. Ao iniciar o ensaio, os corpos de prova eram retirados das embalagens um a um, e em seguida eram tomadas suas dimensões: diâmetro e espessura. A partir de então, o corpo de prova era levado à prensa. Todo esse procedimento foi realizado com extremo cuidado, contudo, da maneira mais rápida possível, a fim de preservar as condições originais de umidade da amostra. Todo o procedimento compreendia aproximadamente 2,0 minutos.

Observou-se que para a velocidade especificada, a ruptura ocorre em 1,5 minutos, em média. A velocidade de ruptura relativamente elevada minimiza trocas de umidade dos corpos de prova com o ambiente, minimizando, por consequência, mudanças de sucção durante o ensaio.

Observou-se nos ensaios realizados que as trincas de rupturas sempre ocorriam do centro para as extremidades do corpo de prova. Este fato pode ser útil para determinar qual a região de maior relevância na análise da tensão de compressão em uma análise numérica, haja vista a variação de valores apresentada na Figura 4.13.

Para cada bloco de amostra indeformada foram moldados e rompidos 13 corpos de prova, dos quais alguns resultados foram descartados devidos a problemas nas amostras, as quais apresentaram pequenas trincas de retração, devido ao excessivo ressecamento durante o ensaio de sucção, o que gerava planos preferenciais de ruptura e uma queda nos valores de resistência máxima da amostra.

Ao final do ensaio eram conhecidos para cada amostra: a força e o deslocamento no momento da ruptura, as dimensões do corpo de prova, o grau de saturação de cada amostra e a sucção para cada corpo de prova, obtido pelo papel filtro. Esses dados foram usados posteriormente como dados de entrada em um programa computacional,

FlexPDE, para averiguar os valores de tensão ao longo do plano de ruptura.

Após a obtenção dos valores de tensão por meio de análise numérica, foi utilizada a Equação 4.5 (Fredlund & Rahardjo, 1993), para determinação dos valores do intercepto coesivo para as amostras de solo não saturado. Portanto, além dos resultados até então obtidos, acrescenta-se o valor de coesão para cada uma das amostras usadas no ensaio de resistência à tração.

$$c = \frac{q_f}{\cos \phi'} - p_{f.} \tan \phi' \quad (4.5).$$

onde:

c = coesão

$$q_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$$

$$p_{f.} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)_f$$

ϕ' = ângulo de atrito efetivo.

4.8 Ensaio de Resistência à Compressão não Confinada

Foram realizados ensaios de Resistência à Compressão não Confinada com intuito de obter valores de referência para o cálculo do valor da coesão. Uma vez que a análise dos resultados deste ensaio é de fácil entendimento, enquanto a análise dos resultados do ensaio de compressão diametral tem maior grau de dificuldade durante a sua interpretação, exigindo várias análises numéricas para o mesmo ponto. Portanto, por meio do ensaio de resistência à compressão não confinada é possível validar ou não as análises dos resultados dos ensaios de compressão diametral.

Para que houvesse uma comparação pertinente entre os valores dos ensaios de resistência à tração e do ensaio de resistência à compressão não confinada, deveria ser conhecida a sucção atuante dos corpos de prova, Sendo assim, após o ensaio de compressão simples ter sido realizado, foi obtido, imediatamente, o valor da umidade do corpo de prova rompido. Logo após este procedimento foi catalogado o ensaio de compressão diametral com umidade compatível. Em seguida, retiraram-se os valores

das tensões de compressão e de tração atuantes, e só então os ensaios puderam ser comparados. Foram realizados os ensaios de resistência à compressão não confinada, conforme Figura 4.15, somente para os blocos de 7m e 11m de profundidade.

Para este ensaio respeitaram-se as determinações de proporções entre diâmetro e altura, assim como velocidade do ensaio e demais condições, a fim de garantir representatividade dos resultados das amostras ensaiadas conforme as especificações constantes na ABNT, NBR12770/1992.



Figura 4.15 - Ensaio de resistência à compressão.

Da mesma forma que para o ensaio de resistência à tração, para este ensaio as leituras de carga foram feitas a cada décimo de milímetro, até que fosse observada a ruptura. Além disso, verifica-se que, devido à baixa umidade dos corpos de prova, a influência do parâmetro de pressão nos poros (D) é pequena, sendo que a variação de umidade e sucção durante os ensaios pode ser negligenciada. Foram obtidos, ao fim deste ensaio, a carga de ruptura e o deslocamento vertical máximo da amostra.

4.9 Ensaio SPT

Foram realizados ensaios SPT no intuito de medir a resistência à penetração do solo. Além disso, esse ensaio pode revelar a profundidade do lençol de água, como também a

composição das camadas de solo e a umidade presente em cada uma delas. Dessa forma, foram realizados três furos em locais estratégicos: FS 01 no local da ruptura do talude, FS 02 no trecho reto da escavação e FS 03 no local de uma futura escavação, mostrados na Figura 4.16. Esses furos foram realizados pela Empresa Brasileira de Engenharia e Fundação, EMBRE.

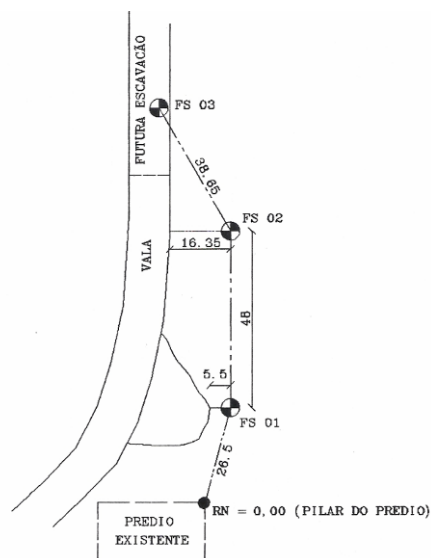


Figura 4.16 - Representação dos locais dos ensaios SPT feitos na obra.

4.10 Ferramenta Numérica FlexPDE

Para resolução do sistema de equações diferenciais parciais (EDP), será utilizado o programa FlexPDE. O programa FlexPDE é uma ferramenta que oferece um ambiente de solução integrado, incluindo a linguagem para a descrição do problema, a modelagem numérica e a saída gráfica das soluções. O programa não tem uma lista definida de equações. A escolha da EDP é de responsabilidade total do usuário. Maiores detalhes podem ser encontrados no Manual do Usuário do FlexPDE (PDE Solutions, 2001) ou na página da internet <http://www.pdesolutions.com>.

O FlexPDE pode resolver sistemas de EPDs de primeira e segunda ordem em duas dimensões, com sistema de coordenadas a cartesiano ou axi-simétrico ou em três dimensões, com sistema de coordenadas cartesiana. As EPDs, que podem ser resolvidas de forma acoplada, independentemente da quantidade, podem ser lineares ou não lineares. Em sistemas não lineares, é utilizado um procedimento da família dos métodos

de Newton. É permitida, também, qualquer quantidade de regiões do domínio com diferentes propriedades do material.

O programa FlexPDE combina diversos módulos para fornecer a solução completa dos problemas. Há um módulo de edição de um roteiro, com as facilidades de um editor de textos e visualizador do domínio. Um analisador de equações simbólicas, que expande os parâmetros definidos, realiza a discretização espacial e aplica integração simbólica, por partes, para reduzir os termos de segunda ordem e criar equações de Galerkin simbólicas. Em seguida, essas equações são diferenciadas, para criar a matriz Jacobiana (PDE Solutions, 2001).

Há um módulo gerador da malha que constrói uma malha de elementos finitos triangulares no domínio bidimensional. Em problemas tridimensionais, a malha 2D é estendida em malha tetraédrica, abrangendo um número arbitrário de níveis não planos. Os elementos utilizados são isoparamétricos, de primeira ordem (lineares), de segunda ordem (quadráticos) ou de terceira ordem (cúbicos). Um módulo de análise numérica de elementos finitos seleciona um esquema de solução apropriada para problemas estacionários, transientes ou autovalores, com procedimentos separados para sistemas lineares ou não lineares (PDE Solutions, 2001).

Um procedimento de estimativa de erro mede a adequação da malha e dos passos de tempo e refina onde o erro é superior ao valor estabelecido pelo usuário. O sistema itera o refinamento da malha e dos passos de tempo, até que a tolerância definida pelo usuário seja atingida (PDE Solutions, 2001).

Um módulo gráfico aceita funções algébricas arbitrárias da solução e desenha contornos, superfícies, vetores ou gráficos em função das coordenadas geométricas (“elevation”) ou do tempo (“history”). Um módulo de exportação de dados pode escrever relatórios de texto em muitos formatos, incluindo tabelas e dados da malha de elementos finitos (PDE Solutions, 2001).

4.11 Ferramenta Numérica SAFE-DP

O programa SAFE-DP, desenvolvido por Gitirana Jr. (2005), utiliza as tensões obtidas de uma análise feita por elementos finitos para busca da superfície crítica, dentro de uma região especificada pelo usuário. A cada superfície fornecida pela sub-rotina de otimização, o fator de segurança global é calculado e comparado com o valor previamente fornecido. O erro entre o valor fornecido e o calculado é verificado e, se necessário, é recalculado um novo fator de segurança global para uma nova busca. A análise se processa iterativamente até que o fator de segurança global convirja, considerando um erro admitido pelo usuário. Assim, simultaneamente, são fornecidos a superfície crítica e o fator de segurança (Gitirana Jr., 2005).

Capítulo 5

Análise dos resultados experimentais

5.1. Introdução

Este capítulo apresenta os resultados experimentais, assim como as análises dos resultados. São apresentados os resultados e as análises dos ensaios de caracterização geotécnica, curva característica, condutividade hidráulica do solo saturado, cisalhamento direto do solo saturado, triaxiais tipo CU e CD para o solo saturado, resistência não saturada à compressão diametral, resistência não saturada à compressão não confinada e ensaio SPT. Dessa forma, são definidas as propriedades de interesse ao presente estudo.

5.2. Caracterização Geotécnica

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resultado dos ensaios de caracterização geotécnica.

Amostra (m)	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	w (%)	S_r (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
2,4	25,5	12,3	1,83	36,9	52,4	48	35	13
5,0	25,2	14,2	1,49	40,9	70,5	60	40	20
7,7	25,4	15,2	1,24	35,6	74,3	66	43	23
11,7	25,3	15,8	1,10	35,5	80,5	56	41	15

O perfil de solo estudado nesta pesquisa apresentou-se com uma textura relativamente homogênea ao longo da profundidade. Verifica-se que o peso específico dos sólidos, γ_s ,

praticamente não varia para as camadas de solo, situando-se em torno de 25,0 kN/m³. Segundo Guimarães (2002), o peso específico dos sólidos em torno de 25,5 kN/m³ é típico deste solo, formado por argilomineral do tipo caolinita ($\gamma_s = 25,5$ kN/m³), mineral quartzo ($\gamma_s = 25,6$ kN/m³), óxido-hidróxido de ferro (hematita, $\gamma_s = 51,0$ kN/m³) e alumínio (gibbsita, $\gamma_s = 24,0$ kN/m³).

Os pesos específicos naturais, γ , encontram-se em uma faixa de 12 a 16 kN/m³. Percebem-se valores mais altos com o aumento de profundidade. Para o índice de vazios, nota-se diminuição em seus valores com o aumento de profundidade. Observaram-se valores entre 1,9 a 1,1. Por meio desses resultados pode-se calcular a porosidade do solo, que neste caso é maior que 52%. Segundo Fedá (1966) o principal fator para um solo ser classificado como colapsível é apresentar uma porosidade maior que 40%. Entretanto, é importante ressaltar que o colapso é função de outros fatores tão ou mais importantes, em certos casos, que o valor da porosidade por si só, como é o caso do grau de saturação, de tensões atuantes e, sobretudo, da natureza da cimentação.

O grau de saturação, S_r , obtido logo após a retirada dos blocos indeformados, a partir da relação entre índices físicos umidade, w , índice de vazios, e , densidade dos grãos sólidos e grau de saturação, S_r , apresentou-se em 52,4% para a primeira camada de solo e entre 70% a 75% para as camadas próximas ao nível de água, esses valores são compatíveis com a distância do nível de água, encontrado a partir de 9m de profundidade, já a última camada o valor do grau de saturação apresenta-se a baixo de 100%, embora esteja localizado abaixo do nível de água, observado no ensaio SPT. Provavelmente o valor observado ocorreu devido a perda de água durante a retirada da amostra. Limite de liquidez, w_L , limite de plasticidade, w_P , e Índice de plasticidade, I_p , também foram medidos para complementar a caracterização geotécnica do material. Verificou-se que w_L permaneceu entre 49 e 67%, enquanto I_p apresentou-se entre 13 a 24%.

Observa-se na Tabela 5.1 que, em geral, os valores dos parâmetros geotécnicos estão dentro da faixa de valores já obtidos para a argila porosa de Brasília, não só do Campo experimental da UnB, mas também de outros pontos do Distrito Federal, conforme pode ser visto na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília (Guimarães, 2002).

Parâmetro	Faixa de valores
γ (kN/m ³)	15 – 19
e	1,0 - 2,1
w_L (%)	26 – 78
w_P (%)	21 – 34
I_P (%)	5 – 44

Comparando-se as curvas granulométricas, apresentadas nas Figuras 5.1, sem uso de defloculante, e 5.2, com uso de defloculante observa-se que sem o uso de defloculante o material se apresenta como uma areia, já para a granulometria utilizando defloculante a o material se apresenta como na faixa granulométrica silte. Portanto, o silte forma microagregados areno-siltoso, ou seja, o solo apresenta características de areia para as camadas de solo, porém, quando os microagregados são desfeitos o solo apresenta-se com grande porcentagem de argila.

Segundo Camapum de Carvalho et. al. (1996) e Araki (1997), citados por Guimarães (2002), para obtenção de correlações a partir de ensaios granulométricos, estes devem ser realizados sem defloculante, de tal modo que os resultados reflitam o comportamento real do solo. Sendo assim, admite-se que a condição sem defloculante é mais representativa, uma vez que é a condição encontrada em campo.

Utilizou-se a granulometria sem defloculante para a classificação do solo, por meio da Classificação Unificada, baseada no valor de w_L e I_P tem-se que para a primeira camada de solo, 2,4m, o solo é classificado como silte de baixa compressibilidade, ML. Já para as demais camadas, tem-se que o solo é classificado como silte de alta compressibilidade, MH.

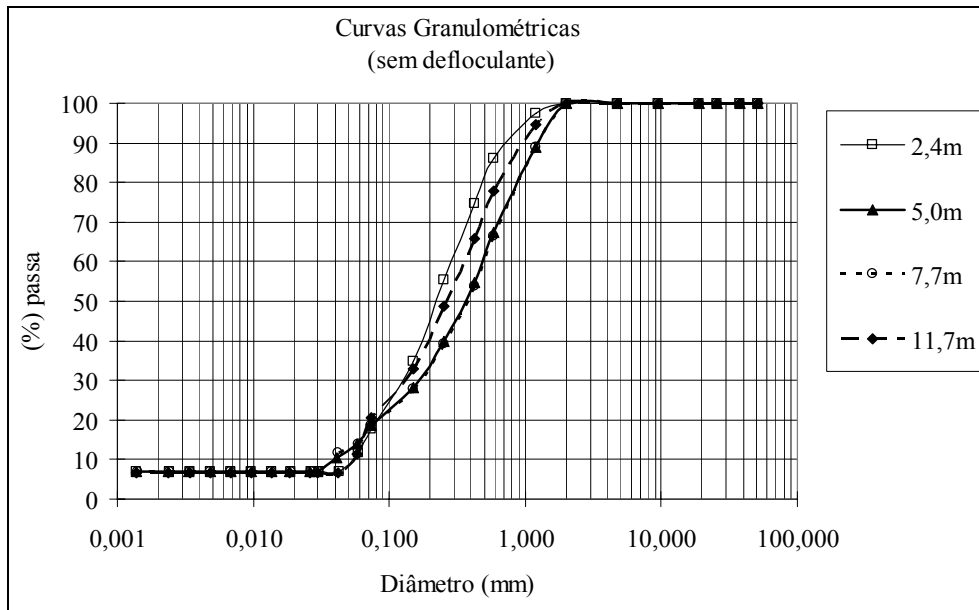


Figura 5.1 curva granulométrica sem uso de defloculante para as camadas de solo.

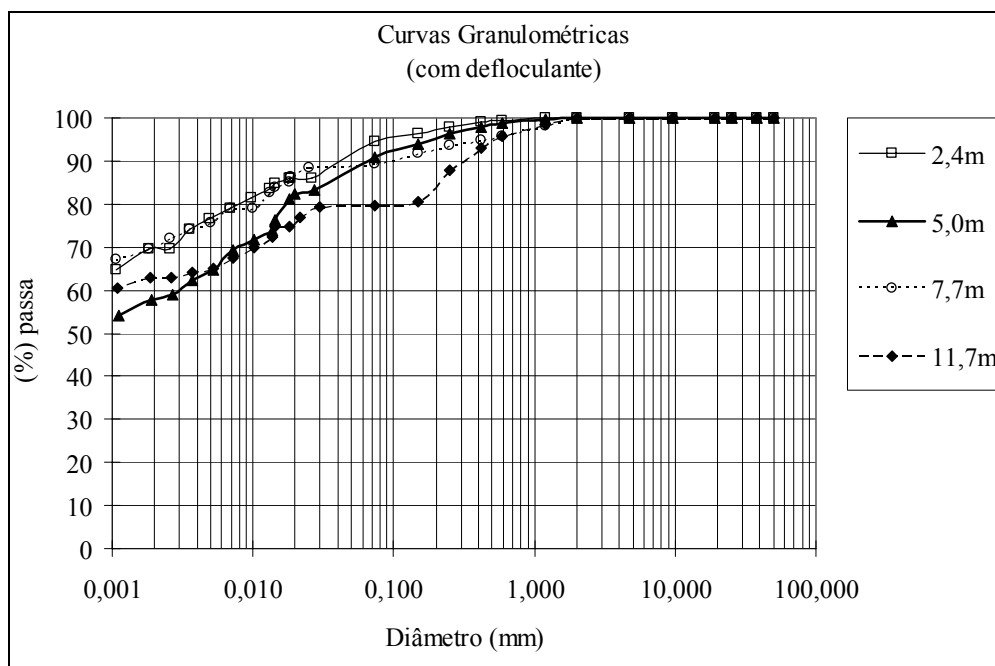


Figura 5.2 curva granulométrica com uso de defloculante para as camadas de solo.

5.3. Curvas Características.

O formato das curvas depende do tipo da distribuição granulométrica de solo, portanto da distribuição e tamanho dos poros. Os solos com distribuição mal graduada de poros tendem a apresentar variações bruscas de umidade (saturação) e solos com distribuição bem graduada mostram variações mais suaves quando a sucção atinge o ponto de

entrada de ar (Guimarães, 2002).

5.3.1. Ajuste da Curva Característica.

Existem diversas equações propostas para o ajuste de curvas características. Leong & Rahardjo (1997) e Sillers *et al.* (2001), citados por Gitirana Jr. & Fredlund (2004), fizeram uma revisão das equações existentes para curvas unimodais e realizaram análises paramétricas. Gerscovich (2001), citado por Gitirana Jr. & Fredlund (2004), apresenta diversas proposições matemáticas para modelagem da curva característica e avalia sua aplicabilidade a solos brasileiros. Um problema comum a todas elas é que todas foram desenvolvidas para o ajuste de curvas unimodais. Para representar apropriadamente as características de retenção de solos com sistema de poros heterogêneos, Durner (1994), citado por Gitirana Jr. & Fredlund (2004), apresenta uma função de retenção multimodal, que é construída através de superposição linear de sub-curvas, do tipo van Genuchten (1980). Mesmo assim um problema ainda persiste: os parâmetros não são totalmente independentes e não têm significado físico.

A equação de ajuste utilizada foi a equação de Gitirana Jr. & Fredlund (2004), que apresentam equações que ajustam curvas características unimodais, com um e dois pontos de inflexão, e bimodais. Os parâmetros utilizados são as coordenadas dos pontos de inflexão, além de um parâmetro adicional que é relacionado com a suavidade das transições nos pontos de inflexão. São eles:

- ψ_{b1} primeiro valor de entrada de ar (macroporos);
- ψ_{res1} primeiro valor de sucção residual (macroporos);
- S_{res1} primeiro grau de saturação residual (macroporos);
- ψ_{b2} segundo valor de entrada de ar (macroporos);
- S_b segundo grau de saturação (microporos);
- ψ_{res2} segundo valor de sucção residual (microporos);
- S_{res2} segundo grau de saturação residual (microporos);
- a parâmetro relacionado com a suavidade das transições.

Quatro hipérboles são necessárias para modelar uma curva características bimodal. Elas são delineadas por cinco assíntotas, definidas pelos pontos $(0,1)$, $(\psi_{b1}, 1)$, (ψ_{res1}, S_{res1}) , (ψ_{b2}, S_b) , (ψ_{res2}, S_{res2}) , e $(10^6, 0)$. As quatro hipérboles são combinadas utilizando-se a seguinte equação:

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b1} \psi_{res1}})^{d_1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{res1} \psi_{b2}})^{d_2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_{b2} \psi_{res2}})^{d_3}} + S_4 \quad (5.1)$$

onde, para $i = 1, 2, 3, 4$:

$$S_i = \frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2) \ln(\psi / \psi_b)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} - \frac{(1 + \tan^2 \theta_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2(\psi / \psi_b) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)}{(1 + \tan^2 \theta_i)}} + 1 \quad (5.2)$$

onde:

$$\theta_i = -\lambda_i / 2 \quad \text{ângulo de rotação da hipérbole;}$$

$$r = \tan(\lambda_i / 2) \quad \text{ângulo de abertura da tangente;}$$

$$\lambda = \arctan \left[1 / \left(\ln \left(10^6 / \psi_b \right) \right) \right] \quad \text{é a inclinação da dessaturação;}$$

$$S_1^a = 1; S_2^a = S_{res1}; S_3^a = S_b; S_4^a = S_{res2}; S_5^a = 0;$$

$$\psi_1^a = \psi_{b1}; \psi_2^a = \psi_{res1}; \psi_3^a = \psi_{b2}; \psi_4^a = \psi_{res2}; \psi_5^a = 10^6;$$

$$d_i = 2 \cdot \exp \left(1 / \ln \left(\psi_{j+1}^a / \psi_j^a \right) \right) \quad \text{são os pesos, } j=1, 2, 3.$$

A primeira derivada da Equação 5.1 é necessária para definir o coeficiente de armazenamento de água em análises transientes. Ele pode ser escrito da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \frac{dS}{d\psi} &= \frac{dS_1/d\psi - dS_2/d\psi}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b1} \psi_{res1}} \right)^{d_1}} + \frac{dS_2/d\psi - dS_3/d\psi}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{res1} \psi_{b2}} \right)^{d_2}} + \frac{dS_3/d\psi - dS_4/d\psi}{1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b2} \psi_{res2}} \right)^{d_3}} + \frac{dS_4}{d\psi} \\ &- \frac{S_1 - S_2}{\left[1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b1} \psi_{res1}} \right)^{d_1} \right]^2} \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b1} \psi_{res1}}} \right)^{d_1} \frac{d_1}{d\psi} - \frac{S_2 - S_3}{\left[1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{res1} \psi_{b2}} \right)^{d_1} \right]^2} \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{res1} \psi_{b2}}} \right)^{d_2} \frac{d_2}{d\psi} \\ &- \frac{S_3 - S_4}{\left[1 + \left(\psi / \sqrt{\psi_{b2} \psi_{res2}} \right)^{d_3} \right]^2} \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b2} \psi_{res2}}} \right)^{d_3} \frac{d_3}{d\psi} \end{aligned} \quad (5.3)$$

onde:

$$\frac{dS_i}{d\psi} = \frac{1}{\psi} \left[\frac{\tan \theta_i (1 + r_i^2)}{1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i} + (-1)^i \cdot \frac{r_i^2 \ln(\psi/\psi_i^a)(1 + \tan^2 \theta_i)/(1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)}{\sqrt{r_i^2 \ln(\psi/\psi_i^a) + a^2 (1 - r_i^2 \tan^2 \theta_i)/(1 + \tan^2 \theta_i)}} \right] \quad (5.4)$$

para $i = 1, 2, 3, 4$.

O ajuste apresentado na Equação 5.3 utilizou a Equação 5.1 Um excelente ajuste foi obtido. A equação utilizada é flexível e de fácil ajuste, uma vez que os parâmetros de ajuste se confundem com propriedades matematicamente independentes. Embora a Equação 5.1 seja expressa em função da sucção total (ψ), ela foi usada para ajustar a curva característica expressa em termos da sucção matricial ($u_a - u_w$), conforme comentado na seção 5.3. Os principais valores dos parâmetros que compõe as curvas características bimodais, para cada uma das alturas, são apresentados na Tabela 5.3.

Por meio dos ensaios de curva característica descritos no capítulo anterior foram compostas as curvas características apresentadas na Figura 5.3. Até o primeiro valor de entrada de ar, o solo se encontra saturado e tem-se o valor máximo de condutividade hidráulica. À medida que o solo perde umidade, a fase gasosa vai se tornando contínua e na fase líquida, menos contínua, com aparecimento de meniscos. Assim, a condutividade hidráulica diminui.

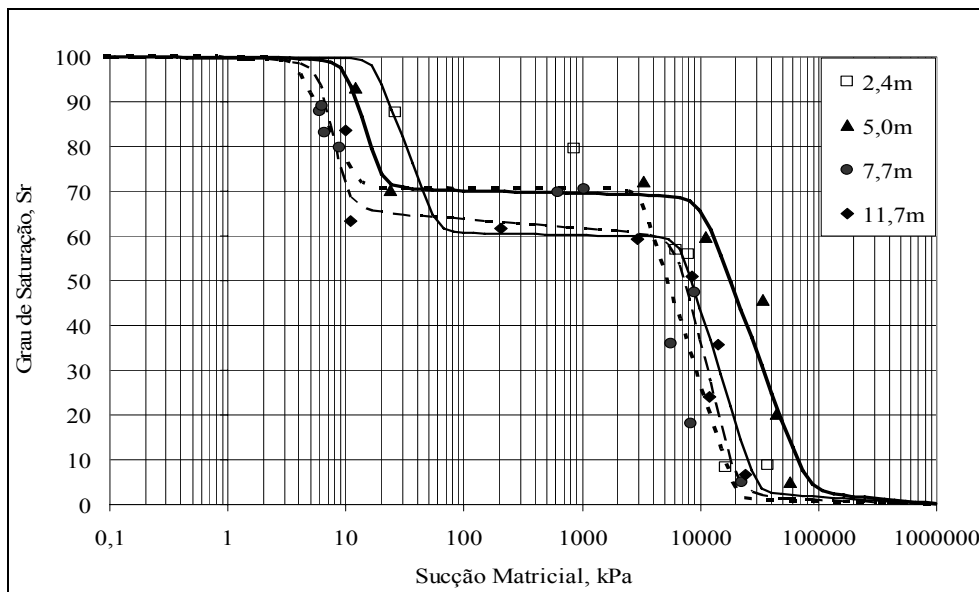


Figura 5.3 Curvas características para as camadas de solo de 2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m.

Para as curvas apresentadas na Figura 5.3, tem-se o ponto de entrada de ar variando entre 4 e 15kPa. Observa-se, ainda que o final da drenagem dos macroporos se dá em uma faixa de 12 a 100kPa. Já a entrada de ar nos microporos está no intervalo entre 4.500kPa, a 10.000 kPa. Portanto, para que se inicie a saída de água do microporos, é necessário que a sucção seja muito elevada. Observa-se, para esse solo, que há grande retenção de água nos microporos, uma vez que, após a saída de água dos macroporos, o grau de saturação desse solo é da ordem de 60 a 70%.

Tabela 5.3 – Parâmetros para o ajuste da curva característica bimodal.

Parâmetros	Profundidade das Amostras (m)			
	2,4	5,0	7,7	11,7
ψ_{b1} (kPa)	15,0	10,0	3,6	6,0
ψ_{res1} (kPa)	60,0	20,0	12,7	10,0
S_{res1} (%)	60,5	70,0	70,5	65,0
ψ_{b2} (kPa)	6500	10000	3000	6286
S_b (%)	60,0	69,0	70,0	61,0
ψ_{res2} (kPa)	30000	80000	20000	20000
S_{res2} (%)	2,0	2,0	1,	1,0
a	0,02	0,04	0,02	0,02

Segundo Aubertin *et al.* (1998), citado por Guimarães (2002), espera-se que o ponto de entrada de ar varie entre 0,2kPa a 1kPa em areias grossas, 1kPa a 3,5kPa em areias médias, 3,5kPa a 7,5kPa em areias finas, 7kPa a 25kPa em siltes e mais de 25kPa para as argilas. Esse cálculo pode ser feito baseado na equação de capilaridade, considerando o diâmetro das partículas representativo do diâmetro dos poros.

5.4. Condutividade Hidráulica do Solo Saturado

O valor da condutividade hidráulica para o solo saturado, k^w , na direção vertical, foi obtido através do procedimento descrito no Capítulo 4. Para esse ensaio foram obtidos os valores apresentados na Tabela 5.4 para cada uma das camadas de solo.

Tabela 5.4. Condutividade hidráulica do solo saturado.

Profundidade (m)	k^v (m/s)
2,40	3,90E-06
5,00	2,50E-06
7,70	2,20E-06
11,70	3,80E-05

Observam-se valores semelhantes para as camadas analisadas, com coeficientes de permeabilidade próximos de $1 \cdot 10^{-6}$ m/s. Para a camada de 11,7m, contudo, foi obtido um valor de permeabilidade de $3,8E-05$, consideravelmente superior aos demais. Este valor pode ser explicado pela presença de canalículos observados na amostra. Estes canalículos favorecem a passagem de água pela amostra, resultando em um grande aumento da permeabilidade. Apresenta-se na Figura 5.4, faixas esbranquiçadas no material de solo, locais preferenciais de passagem de água.



Figura 5.4. Canais preferências para passagem de água.

5.4.1. Determinação da Função de Condutividade Hidráulica

A função de condutividade hidráulica está diretamente ligada ao cálculo do fluxo no maciço de solo. A aplicação dessas equações é útil no Capítulo 7, quando será analisado o fluxo bidimensional e tridimensional.

De acordo com o método de Brooks & Corey (1964), a condutividade hidráulica de um solo não saturado pode ser escrita através da seguinte expressão:

$$k = k^w \quad \text{para } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b$$

$$k = k^w \left[\frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right]^\eta \quad \text{para } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad (5.5)$$

onde:

$(u_a - u_w)_b$ valor de entrada de ar, kPa;

$$\eta = 2 + 3\lambda \quad (5.6)$$

λ índice de distribuição de poros, definido pela de inclinação da curva sucção versus saturação efetiva $S_e = (S - S_{res}) / (1 - S_{res})$, em escala bi-logarítmica.

Foram utilizados no cálculo de S_e os valores de S e S_{res} , correspondentes ao trecho da curva característica relativo aos macroporos. Logo se admitiu grau de saturação apenas acima do valor de S_{res1} , primeiro grau de saturação residual (macroporos). Já que se acredita que o fluxo de água ocorra quase que em sua totalidade na região dos macroporos, uma vez que na região dos microporos a água é armazenada nos vazios das concreções, portanto, não contribuindo para o estabelecimento do fluxo de água, conforme pode ser exemplificado na Figura 5.5, para um processo de secagem.

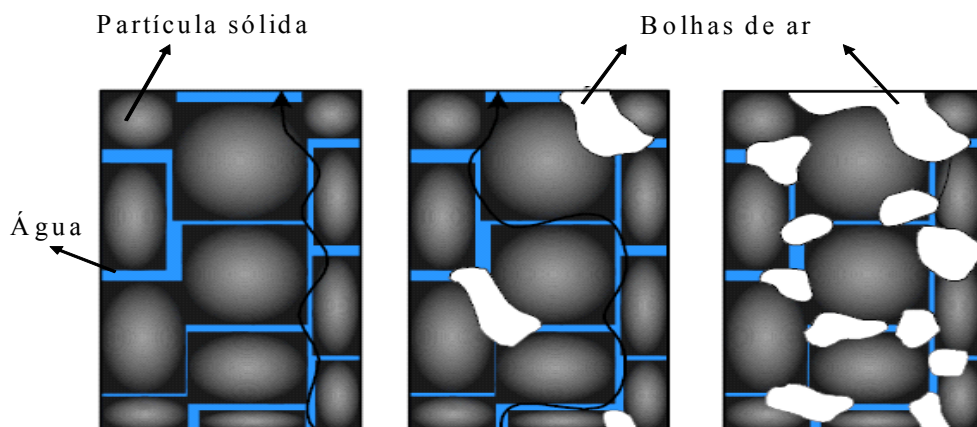


Figura 5.5. Fluxo de água ao longo do perfil de solo com variação do grau de saturação (Modificado de Geo-Slope, 1994).

A Figura 5.5 representa três graus de saturação para o mesmo perfil de solo. Observa-se que na medida em que a quantidade de água nos macroporos diminui, o grau de dificuldade para que uma partícula de água atravesse o perfil do solo aumenta, dificultando a continuidade do fluxo, até que haja uma grande descontinuidade entre a parte fluida e, assim, o fluxo de água é impedido.

No entanto, essa hipótese merece estudos aprofundados, a fim de checar-se o comportamento hidráulico de forma mais ampla, ou seja, trata-se de verificar a parcela de contribuição dos macroporos e microporos no fluxo de água para diversos solos, sob diferentes circunstâncias.

Os valores de λ , calculados seguindo a formulação de Brooks e Corey (1964), são apresentados na Tabela 5.5. A partir desses valores é possível calcular os demais parâmetros utilizando-se o valor do k^w , o valor de entrada de ar, ψ_{bl} e os valores de sucção de cada ponto em estudo.

Tabela 5.5. Valores calculados de λ utilizando-se a função de Brooks e Corey (1964).

Profundidade (m)	λ
2,4	0,099
5,0	0,426
7,7	1,649
11,7	0,884

5.5. Cisalhamento Direto

Conforme procedimentos descritos no Capítulo anterior, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para as quatro profundidades de solo (2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m), com o intuito de obter valores de coesão efetiva, c' , e ângulo de atrito efetivo, ϕ' . A fim de elucidar a forma como foram obtidos os valores de coesão e ângulo de atrito, apresenta-se, a seguir, as Figuras 5.6 e 5.7, as quais mostram a relação tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e envoltória de ruptura, respectivamente.

Para esse exemplo, é usada a amostra para o solo a 11,7m na condição saturada. Para

que as leituras fossem feitas com melhor precisão, o eixo tensão cisalhante, do gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, Figura 5.6, foi colocado na escala logarítmica. As leituras de tensão cisalhante, feitas a partir da Figura 5.6, são para as tensões correspondentes ao valor de 4 mm de deslocamento horizontal, indicadas na figura abaixo.

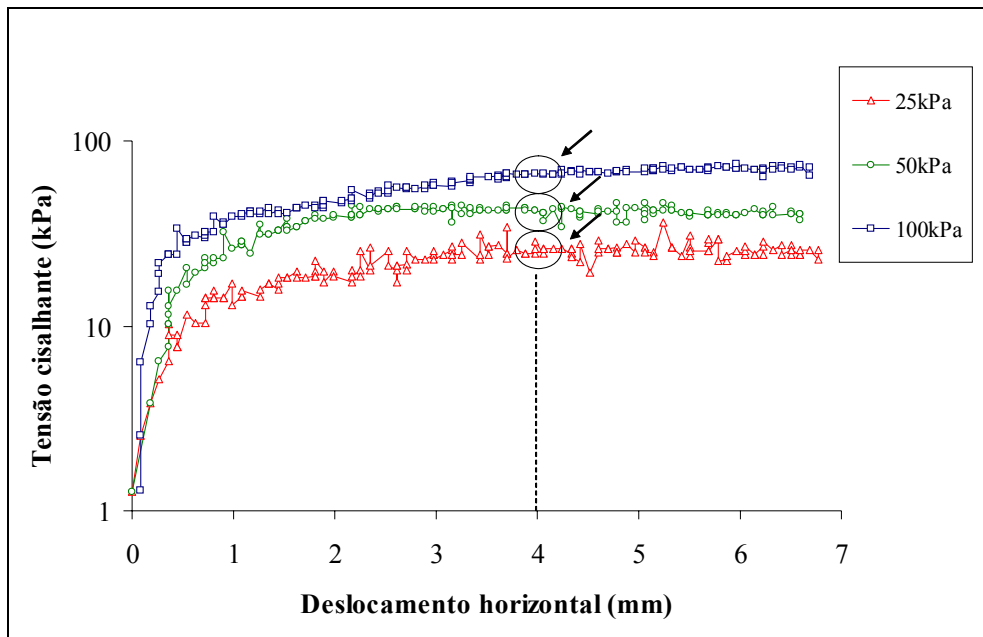


Figura 5.6 - Gráfico tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para 11,7m.

A partir dos valores de tensão cisalhante, obtidos na Figura 5.6, e tendo em vista que são conhecidas as tensões normais para cada uma das curvas, é plotada a relação tensão normal tensão cisalhante.

A partir desse gráfico são retirados os valores de coesão e ângulo de atrito, uma vez que se conhece a equação que compõe a reta a qual representa a envoltória de resistência do material, Figura 5.7.

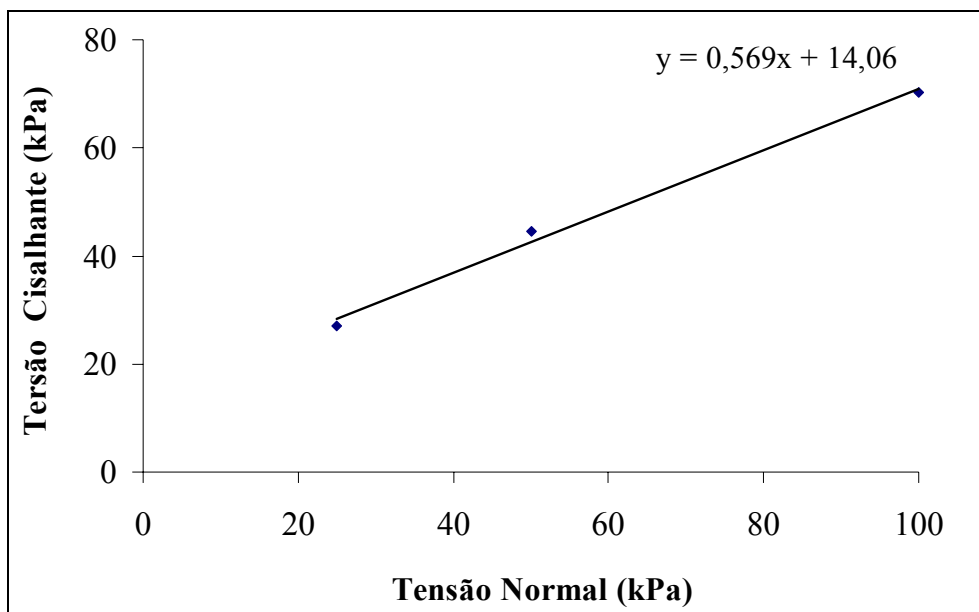


Figura 5.7 - Envoltória de ruptura para o ensaio de cisalhamento direto para 11,7m de profundidade.

5.5.1. Resultado dos Ensaios de Cisalhamento Direto.

Seguindo os procedimentos descritos no item anterior são apresentados a seguir, Tabela 5.6, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em condições naturais de umidade e em condições saturadas.

Tabela 5.6. Resultados do ensaio de cisalhamento direto sob condição natural de umidade e sob condição saturada.

Profundidade (m)	Cisalhamento Direto Natural		Cisalhamento Direto Inundado	
	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
2,40	20	29	3,0	27
5,00	20	27	4,7	27
7,70	27	36	4,2	30
11,70	35	31	14,0	30

Os valores de c e ϕ , para o ensaio de cisalhamento direto na condição natural de umidade não serão utilizadas para análise de estabilidade. No entanto, esta análise servirá para balizamento dos resultados obtidos da relação sucção coesão, ou seja, a resistência na condição natural oferece uma importante informação sobre a condição não saturada.

Observa-se que para os resultados do ensaio de cisalhamento direto, na condição saturada, o ângulo de atrito varia pouco e encontra-se na faixa de 27 a 30kPa. Já a coesão tem maior variação com a profundidade. Apontando para uma tendência crescente de valores de coesão a partir da primeira camada de solo até atingir o maior valor para a profundidade de 11,7m. No entanto, os valores efetivos de coesão não ultrapassam 14kPa.

Sendo os valores da coesão relativamente baixos e adicionando o excessivo ressecamento, devido ao período de seca, são formadas trincas de retração, na superfície do solo, conforme se observa na Figura 5.8.



Figura 5.8 - Visualização das trincas de retração no perfil do talude em estudo.

5.6. Ensaio Triaxial

Foram realizados os ensaios triaxiais convencionais do tipo consolidado Drenado (CD) e do tipo consolidado não Drenado (CU). A bateria de ensaios triaxiais foi realizada para as profundidades de 5,0m, 7,7m e 11,7m. Como o bloco indeformado de solo para a profundidade de 2,4m se apresentou bastante friável, o material logo se esgotou não sendo proveitosa a retirada de outros blocos, uma vez que o material era de difícil moldagem. Além disso, seus parâmetros de resistência já podiam ser previamente estimados através do ensaio de cisalhamento direto do tipo saturado.

Inicialmente, foi realizado um ensaio “piloto” do tipo CU, para a mostra de 5,0m, cujo tempo de duração é bem inferior ao do ensaio CD. O parâmetro de resistência efetiva para a amostra ensaiada pode ser obtido uma vez que, u_w é medida. Este ensaio foi executado para a verificação da qualidade do equipamento, dos devidos ajustes do sistema de aquisição automática de dados, além da calibração dos valores de velocidade do ensaio.

Apresentam-se a seguir, Figura 5.9, os resultados do ensaio triaxial “piloto” do tipo CU. Apresentam-se as relações: acréscimo de poro-pressão versus deformação axial, tensão desviadora versus deformação axial e envoltória de resistência em termos de p e q.

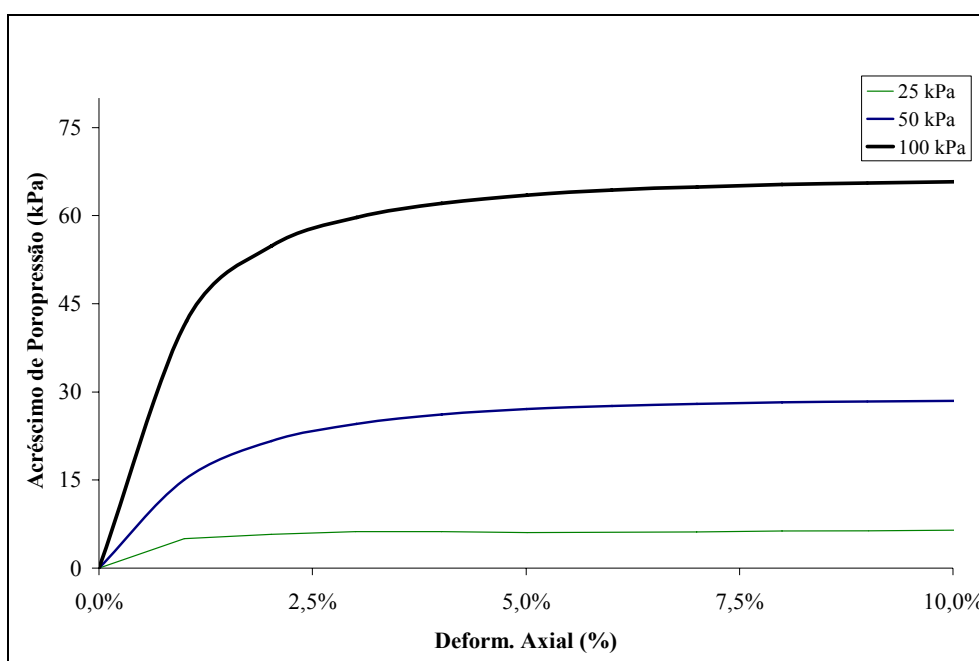


Figura 5.9 Acréscimo de poro pressão durante o ensaio triaxial para diferentes tensões confinantes, 25, 50 e 100kPa, para a profundidade de 5,0m.

A partir deste resultado, observa-se que o acréscimo de poro-pressão é considerável apenas para tensões confinantes a partir de 50kPa. Já que para a tensão confinante de 25kPa este material apresentou pouca geração de poro-pressão, aproximadamente 5kPa, e para os valores de 50 e 100kPa, aproximadamente 28 e 70kPa, respectivamente. A Figura 5.10 representa graficamente a relação tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$), com a deformação axial.

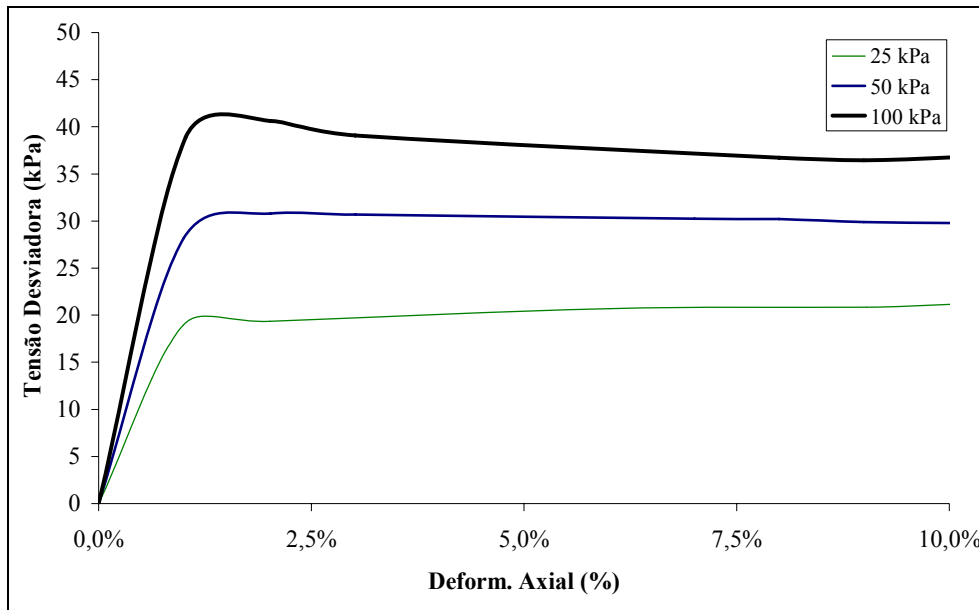


Figura 5.10 - Tensão desvio versus a deformação axial, para a profundidade de 5,0m.

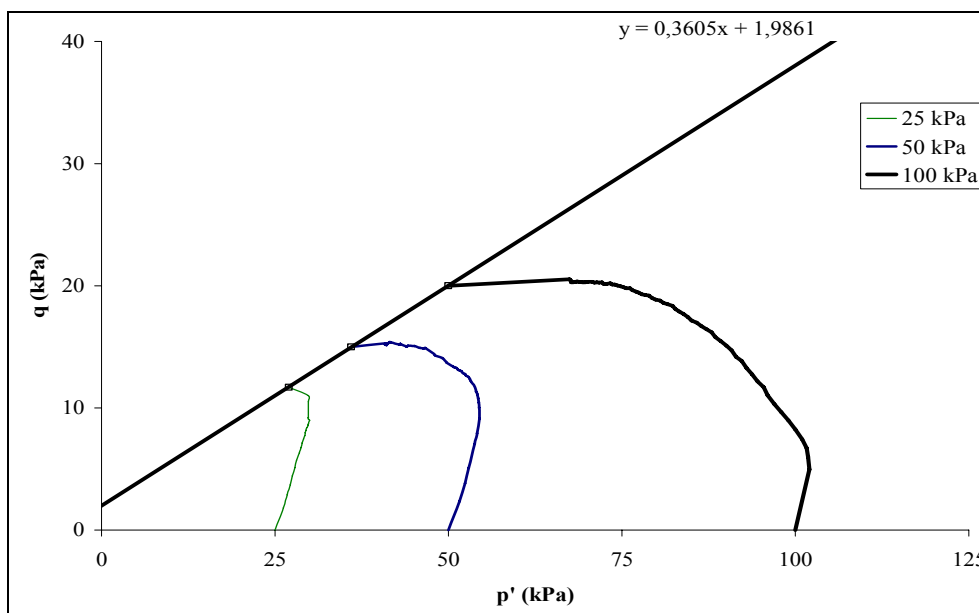


Figura 5.11 - Trajetória de tensões no espaço p e q , para a profundidade de 5,0m.

É apresentada a trajetória de tensões em função de p' e q na Figura 5.11. Observa-se que a trajetória de tensões tem um formato curvo, devido ao efeito do rápido aumento da pressão de água nos poros. Logo, é evidenciada a diminuição da resistência do solo, visto que a pressão de água nos poros não foi dissipada.

Apresenta-se a equação da envoltória de ruptura que intercepta as três trajetórias de tensões. Por meio da envoltória de ruptura em termos de τ e σ relacionada a envoltória

de ruptura em termos de p' e q é possível obter c' e ϕ' a partir de, a' e α' , a partir das relações geométricas entre as envoltórias dada pelas equações:

$$\operatorname{tg} \alpha' = \operatorname{sen} \phi' \quad (5.7)$$

$$a = c' \cos \phi' \quad (5.8)$$

Utilizando as equações acima, tem-se que para o caso apresentado pela Figura 5.11 que os valores de c' e ϕ' iguais a $2,1^\circ$ e 21kPa , respectivamente. No entanto, apesar do ensaio triaxial tipo CU ser executado em menor tempo, optou-se pelo ensaio triaxial convencional tipo consolidado drenado CD para realização dos demais ensaios. Uma vez que para este tipo de ensaio não há necessidade da medição de poro-pressão para obtenção dos parâmetros efetivos de resistência, ou seja, possíveis problemas no funcionamento do transdutor de poro-pressão, não afetariam obtenção dos resultados de c' e ϕ' .

Sendo assim, são apresentados a seguir a relação tensão desviadora versus deformação axial, a envoltória de resistência em termos de p' e q e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb em função em termos de τ e σ , para cada uma das profundidades em que as amostras foram ensaiadas conforme as figuras subseqüentes.

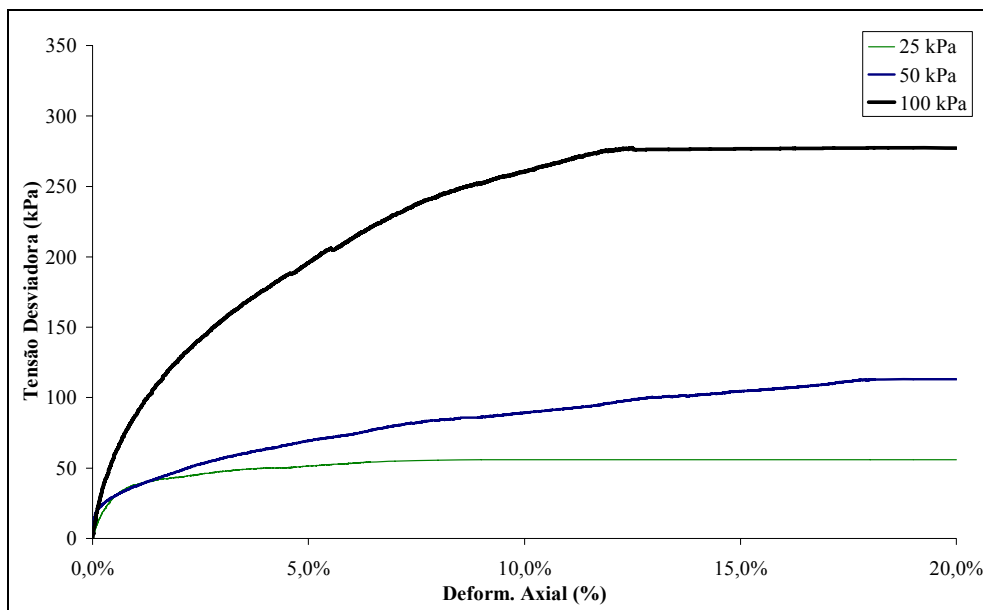


Figura 5.12 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 5,0m.

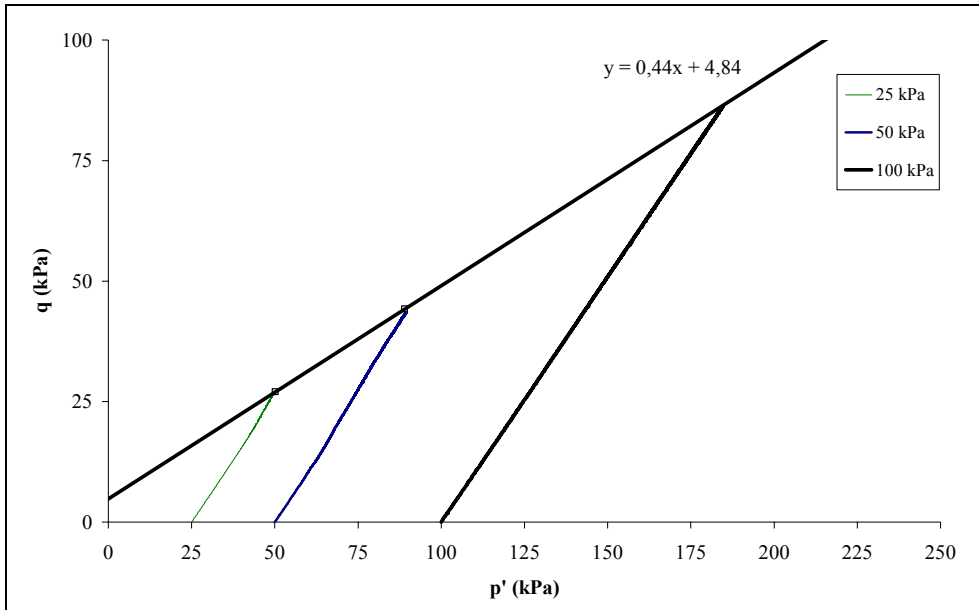


Figura 5.13 - Representação das trajetórias de tensões efetivas do tipo p' e q , para a profundidade de 5,0m.

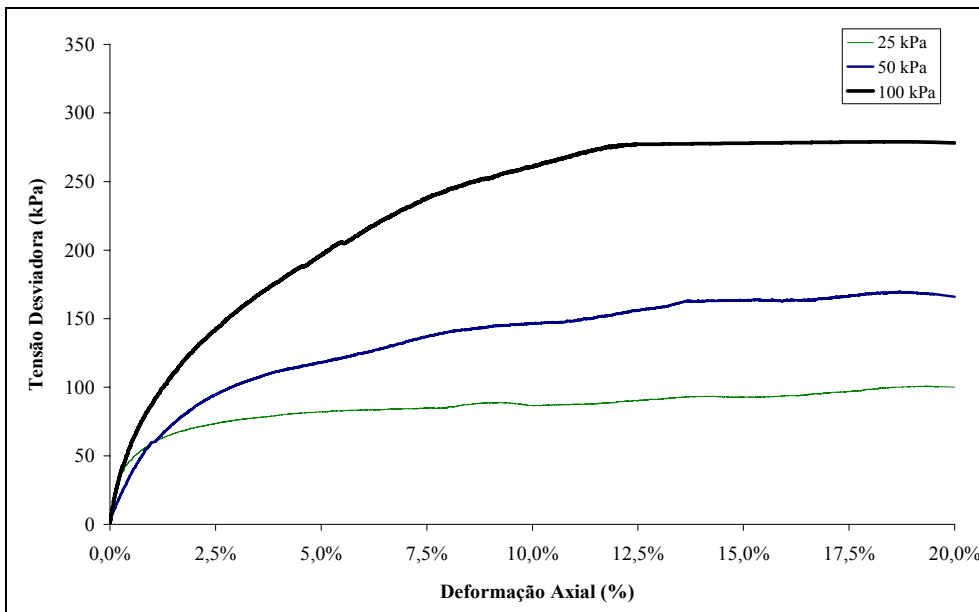


Figura 5.14 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 7,7m.

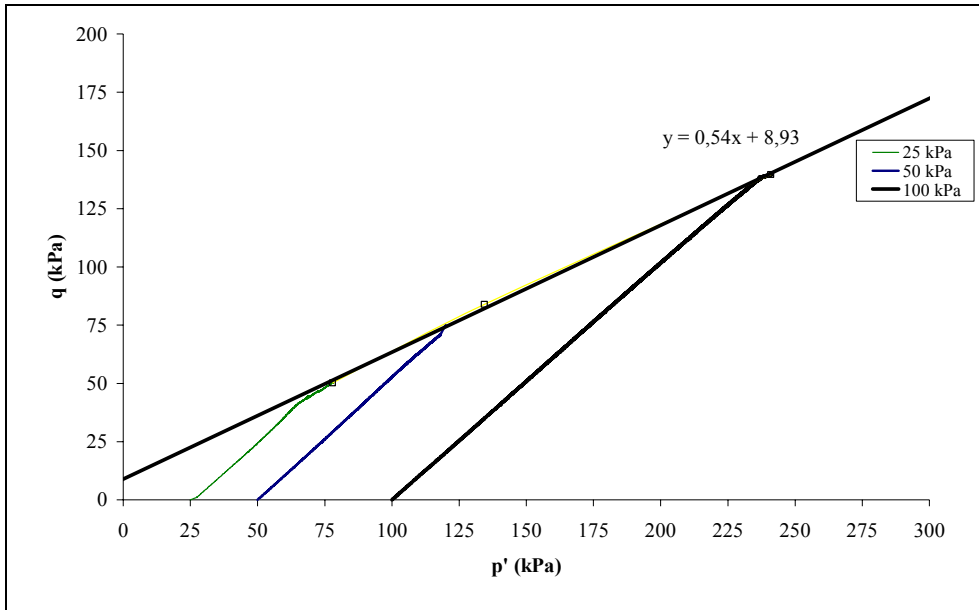


Figura 5.15 - Representação das trajetórias de tensões efetivas do tipo p e q , para a profundidade de 7,7m.

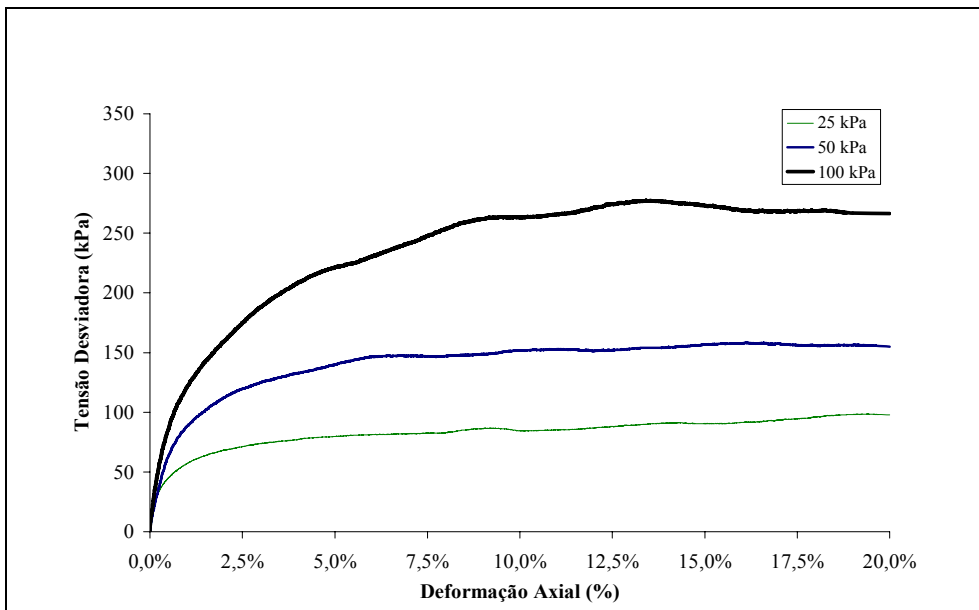


Figura 5.16 - Tensão desvio versus a deformação axial para a profundidade de 11,7m.

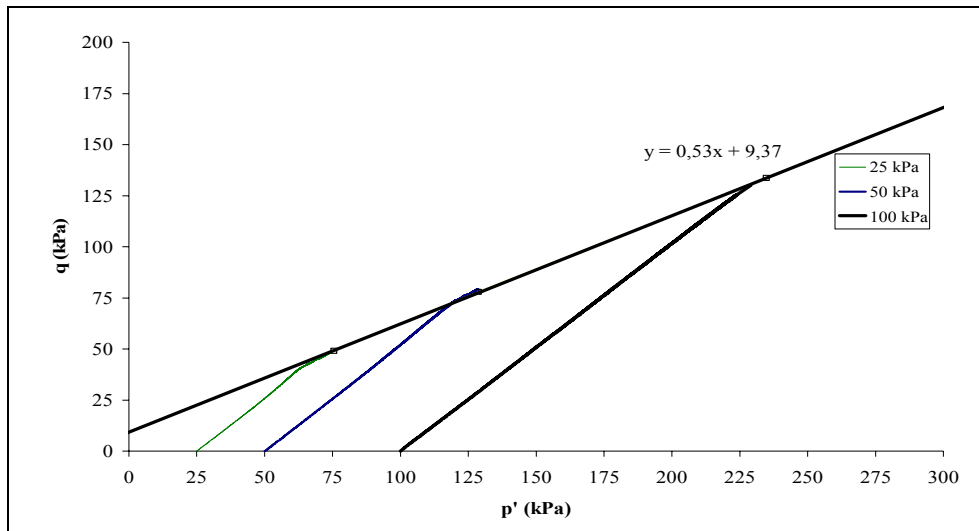


Figura 5.17 - Trajetórias de tensões efetivas do tipo p e q, para a profundidade de 11,7m.

Foi utilizado, como critério para estabelecimento da tensão de ruptura, uma deformação de 15%. Observa-se que, para as três camadas de solo analisadas, o solo apresenta um comportamento dúctil durante o ensaio, uma vez que os valores de tensão desviadora não apresentam uma queda brusca após o valor de pico.

Outro dado que pode confirmar essa hipótese é o formato da amostra ao fim do ensaio, a qual se apresenta com um embarrigamento radial, característica que aponta para um aumento constante de tensão desviadora e aumento da deformação, logo sem um plano determinado de ruptura, conforme Figura 5.18.



Figura 5.18 - Corpo de prova ao final do ensaio.

A seguir, são apresentados os círculos de Mohr e as envoltórias de ruptura do tipo Mohr-Coulomb, conforme Figura 5.19, onde todas as profundidades ensaiadas foram plotadas. Para plotar estas envoltórias foram utilizados os valores de tensão confinante aplicados, ou seja, 25kPa, 50kPa e 100kPa. A partir destes valores, utilizando o critério de deformação igual a 15% para obter o valor da tensão desviadora, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, foi encontrado o valor da tensão axial. Tangenciando a envoltória de ruptura aos três círculos, para cada uma das profundidades, foi possível obter os valores dos parâmetros de resistência efetivos.

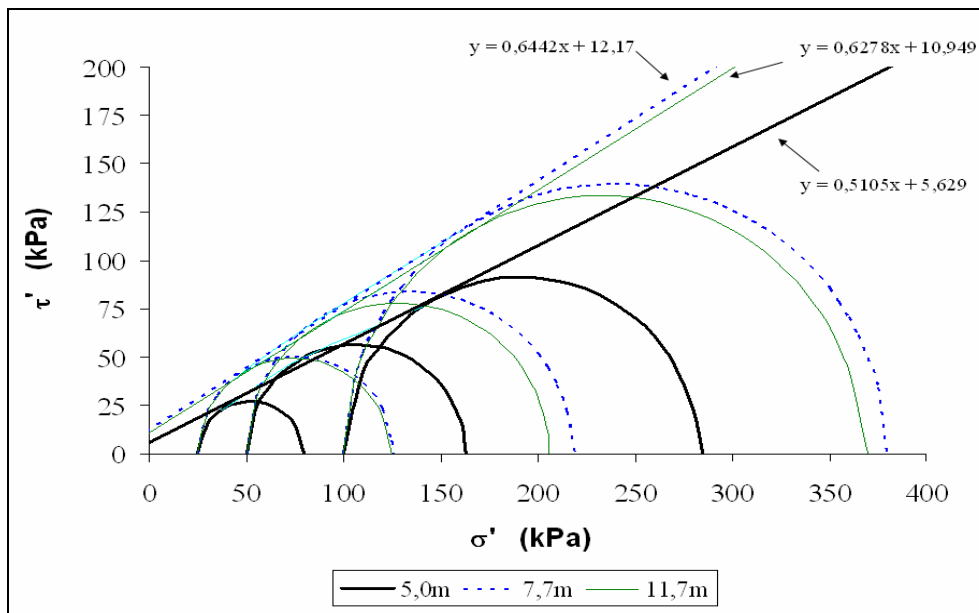


Figura 5.19 - Representação dos círculos de Mohr e das envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb para o ensaio triaxial de cada uma das camadas.

Apresentam-se os resultados do ensaio triaxial na Tabela 5.7. São indicados os valores de c' e ϕ' ao longo das camadas de solo. Observa-se que para o bloco retirado a 5,0m os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo são bem menores quando comparados aos resultados realizados com os blocos de 7,7m e 11,7m os quais possuem valores próximos.

Tabela 5.7 parâmetros de resistência, ensaio Triaxial.

Profundidade (m)	Triaxial (CD)	
	c (kPa)	ϕ (°)
5,00	6,0	26,0
7,70	12,0	33,0
11,70	11,0	32,0

Estes valores são próximos dos valores de c' e ϕ' obtidos no ensaio de cisalhamento direto inundado. Observa-se, contudo, uma discrepância no valor da coesão para a profundidade de 7,7m. Esta diferença pode ser explicada, devido às condições distintas dos ensaios triaxial e cisalhamento direto.

Tendo em vista que para o bloco de 2,4m não foi realizado o ensaio triaxial, serão adotados, nas análises numéricas posteriores, os parâmetros de resistência obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto inundado realizado para esta profundidade. Para as demais profundidades serão usados os valores apresentados na Tabela 5.7.

5.7. Ensaio de Compressão Diametral

Os ensaios de compressão diametral realizados seguiram procedimentos descritos no Capítulo 4. Com base nestes procedimentos, foram obtidos valores de força e deslocamento até o instante da ruptura por meio de curvas que relacionam deslocamento com força, conforme apresentado na Figura 5.20. Valores os quais compõem juntamente com grau de saturação, S_r , e sucção, conhecidos por meio do ensaio de papel filtro, as Tabelas 5.8(a), (b), (c) e (d) para os blocos a 2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m de profundidade.

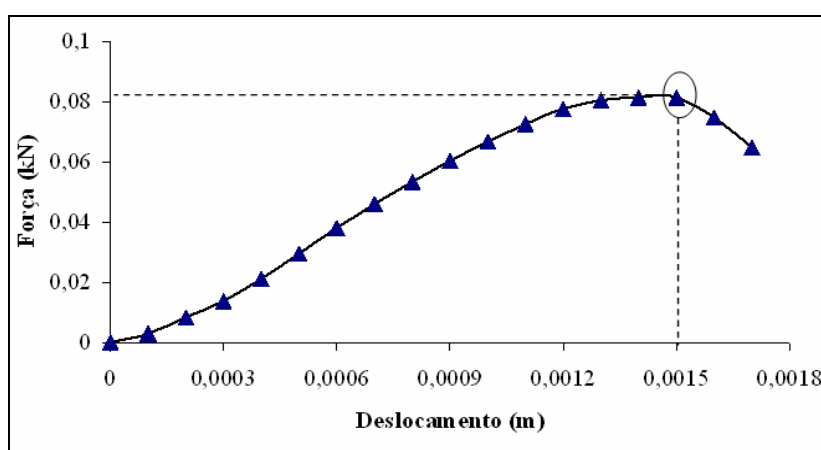


Figura 5.20 – Representação da variação do deslocamento versus força e obtenção dos valores máximos a serem utilizados na análise numérica.

A Figura 5.19 apresenta os valores de forças versus deslocamento do ensaio de compressão diametral para o corpo de prova cp8 a 7,7m de profundidade, Tabela 5.8c.

Tabelas 5.8 – Valores dos ensaios de compressão diametral e papel filtro.(a) Amostra a 2,4m (b) Amostra a 5,0m (c) Amostra a 7,7m (d) Amostra a 11,7m. 105

(a)

Profundidade de 2,4m.				
Corpo de Prova	Compressão Diametral		Curva característica	
	Força (kN)	Deslocamento (m)	Sucção (kPa)	Sr (%)
cp1	0,026	0,0009	37307	8,8
cp2	0,010	0,0004	16170	8,3
cp5	0,023	0,0004	7962	56,0
cp6	0,024	0,0009	6208	56,8
cp7	0,009	0,0008	854	79,6
cp8	0,005	0,0005	26	87,5
cp11	0,017	0,0008	3	70,8
cp12	0,022	0,0012	2	75,4

(b)

Profundidade de 5,0m.				
Corpo de Prova	Compressão Diametral		Curva característica	
	Força (kN)	Deslocamento (m)	Sucção (kPa)	Sr (%)
cp1	0,083	0,00035	57767	5,1
cp2	0,076	0,0005	43927	20,3
cp3	0,220	0,0006	33601	45,7
cp4	0,161	0,0006	11089	59,7
cp5	0,093	0,00127	3328	72,1
cp6	0,010	0,0004	24	70,3
cp7	0,006	0,0004	12	93,1
cp8	0,007	0,0008	2	83,5
cp9	0,003	0,0004	2	74,3

(c)

Profundidade de 7,7m.				
Corpo de Prova	Compressão Diametral		Curva característica	
	Força (kN)	Deslocamento (m)	Sucção (kPa)	Sr (%)
cp1	0,021	0,0004	22446	4,9
cp2	0,064	0,0008	6749	6,5
cp3	0,031	0,0007	8331	18,0
cp4	0,067	0,0008	5700	35,9
cp5	0,075	0,001	8877	47,4
cp6	0,124	0,001	5771	70,7
cp7	0,051	0,0013	1031	70,6
cp8	0,082	0,0015	617	69,8
cp9	0,010	0,0005	34	92,4
cp10	0,012	0,0005	9	79,7
cp11	0,005	0,0007	6	87,9
cp12	0,005	0,0005	6	88,9
cp13	0,004	0,0007	7	83,2

(d)

Profundidade de 11,7m.				
Corpo de Prova	Compressão Diametral		Curva característica	
	Força (kN)	Deslocamento (m)	Sucção (kPa)	Sr (%)
cp1	0,032	0,0005	23833	6,7
cp2	0,055	0,0008	11824	24,1
cp3	0,041	0,00025	14208	35,7
cp4	0,073	0,00065	8567	51,0
cp5	0,082	0,00085	2963	59,2
cp6	0,024	0,00073	204	61,6
cp7	0,010	0,0004	10	63,2
cp8	0,008	0,0005	11	83,6
cp9	0,003	0,0004	1	86,3

A partir dos valores apresentados nas Tabelas 5.8(a), (b), (c) e (d), observou-se que os valores das forças no instante da ruptura aumentam simultaneamente com o aumento dos valores de sucção, no entanto, este aumento se deu para o intervalo de sucção entre 10kPa e 10.000kPa equivalente ao grau de saturação na faixa de 60 a 70% faixa que equivale ao início da entrada de ar nos microporos. Ou seja, a partir desse valor não há contribuição da sucção matricial na variação da resistência.

5.7.1. Análise Numérica do Ensaio de Compressão Diametral

Foram realizadas análises numéricas para obtenção das tensões agindo no plano de ruptura do ensaio de compressão diametral. A partir desses valores, foi possível calcular os valores de coesão para cada uma dos corpos de prova, com diferentes umidades. As análises foram motivadas pelo fato das soluções analíticas existentes apresentadas por Medina (1997), considerar condições distintas dos ensaios realizados:

- Plano de ruptura não é localizado no eixo de simetria;
- Aplicação da carga não é pontual;
- Condição de tensões planas é garantida próxima do ponto de aplicação da carga.

A partir de dados obtidos do ensaio de compressão diametral, como carga de ruptura e deslocamento vertical na ruptura, foi possível simular numericamente o ensaio utilizando um programa de elementos finitos. A simulação numérica resultou no conhecimento do estado de tensões ao longo do corpo de prova, sendo que, as tensões de compressão e tração atuantes ao longo do plano de ruptura foram fundamentais para

geração de soluções analíticas que se aplicassem aos ensaios de compressão diametral realizados. As equações descritas por Medina (1997) são apresentadas a seguir.

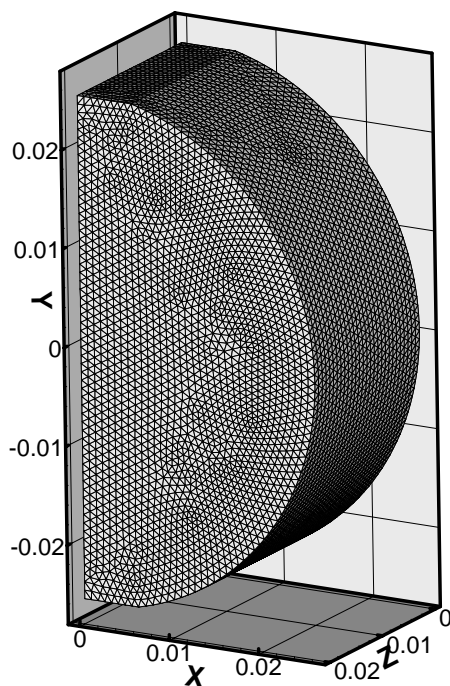
$$\sigma_t = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (5.9)$$

$$\sigma_y = \frac{-3 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (5.10)$$

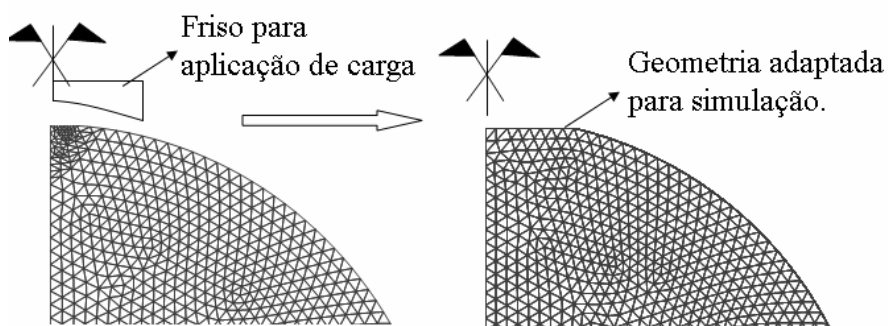
Posteriormente, apresentam-se os procedimentos utilizados para o cálculo das tensões utilizando-se a ferramenta numérica com condições de contorno bem próximas das condições reais. Para isso, utilizou-se o programa de elementos finitos FlexPDE.

5.7.1.1. Geometria e Condições de Contorno do Problema

Para a simulação do ensaio de compressão diametral foi realizada análise numérica tridimensional, a fim de representar de forma correta as condições do ensaio. Devido à simetria do problema, foi utilizada apenas metade da geometria do corpo de prova para a simulação. A esta geometria foi acoplado dois pequenos trechos retilíneos no topo e na base da geometria a fim de representar o friso superior e o friso inferior onde foi aplicado o carregamento e a restrição de movimento, respectivamente. A representação da geometria utilizada para simulação numérica e detalhe do trecho retilíneo na geometria são apresentados na Figura 5.21a e 5.21b, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 5.21 – (a) Geometria utilizada para a simulação ensaio de compressão diametral (b) Detalhe do topo da geometria utilizado na análise.

Para simulação do problema, admitiram-se as condições de contorno presentes no ensaio. Ou seja, restrição de movimentação na direção x para o plano de simetria, restrição de movimentação na direção y para o plano equivalente à posição do friso inferior, base do corpo de prova. Aplicação do deslocamento total, equivalente à ruptura, no topo da geometria, friso superior. Para todo o restante do contorno não foi restringido o movimento em nenhuma das direções, conforme observado na Figura 5.22a e 5.22b.

Optou-se por impor o deslocamento total no topo da geometria ao invés de aplicar a força. Essa escolha surgiu a fim de evitar possíveis erros na aplicação da condição de contorno para metade da geometria no tocante a força, uma vez que para meio corpo de prova ocorre todo deslocamento medido, no entanto, apenas metade da força total é aplicada para metade da geometria.

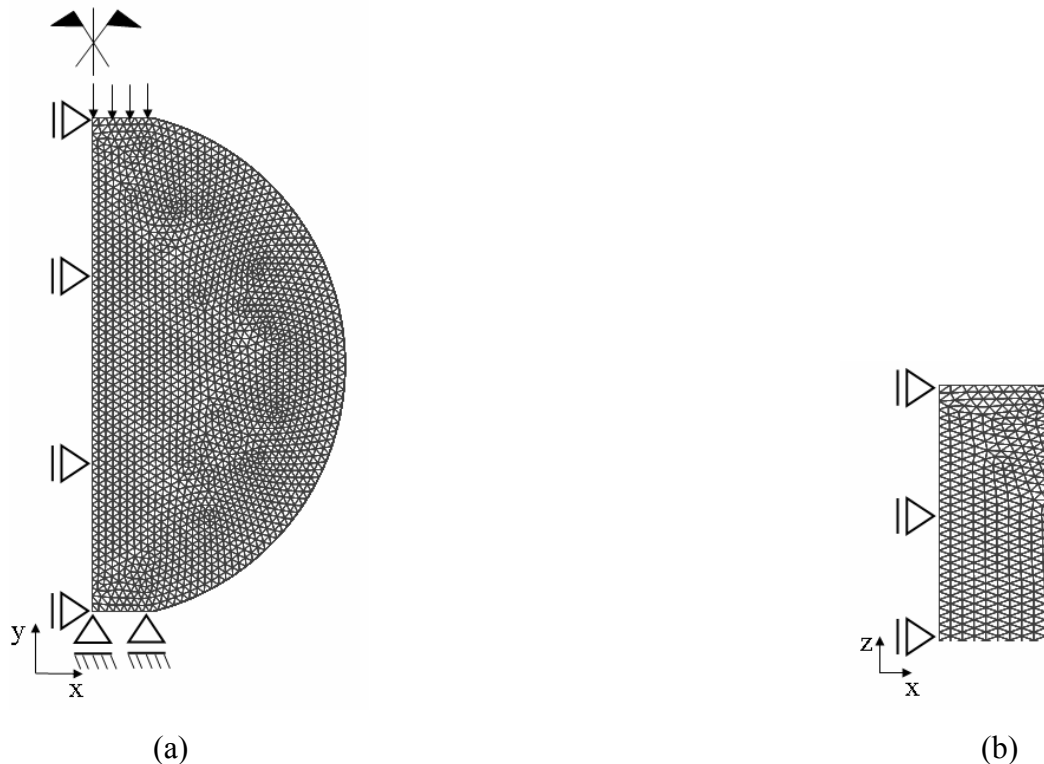


Figura 5.22 - Representação em duas dimensões das condições de contorno (a) Condições de contorno segundo os eixos x e y. (b) Condições de contorno segundo os eixos x e z do problema.109

5.7.1.2. Representação da Análise Numérica

Definidas a geometria e as condições de contorno para o problema, foram implementados cada um dos casos, utilizando o programa FlexPDE. Utilizaram-se os valores de deslocamento e força apresentados na Tabela 5.8a, 5.8b, 5.8c e 5.8d. O modelo constitutivo usado para esta análise foi Elástico Linear devido à sua facilidade para esse caso.

A partir da análise numérica, obtiveram-se distribuição dos deslocamentos e tensões nas direções x, y e z, a distribuição dos deslocamentos e tensões principais ao longo do corpo de prova. Os resultados obtidos foram analisados principalmente no plano de ruptura, sendo que este se deu um pouco afastado do plano central vertical do corpo de prova. A forma como o deslocamentos e as tensões variam foram representados pelas Figuras 5.23a, 5.23b e 5.23c.

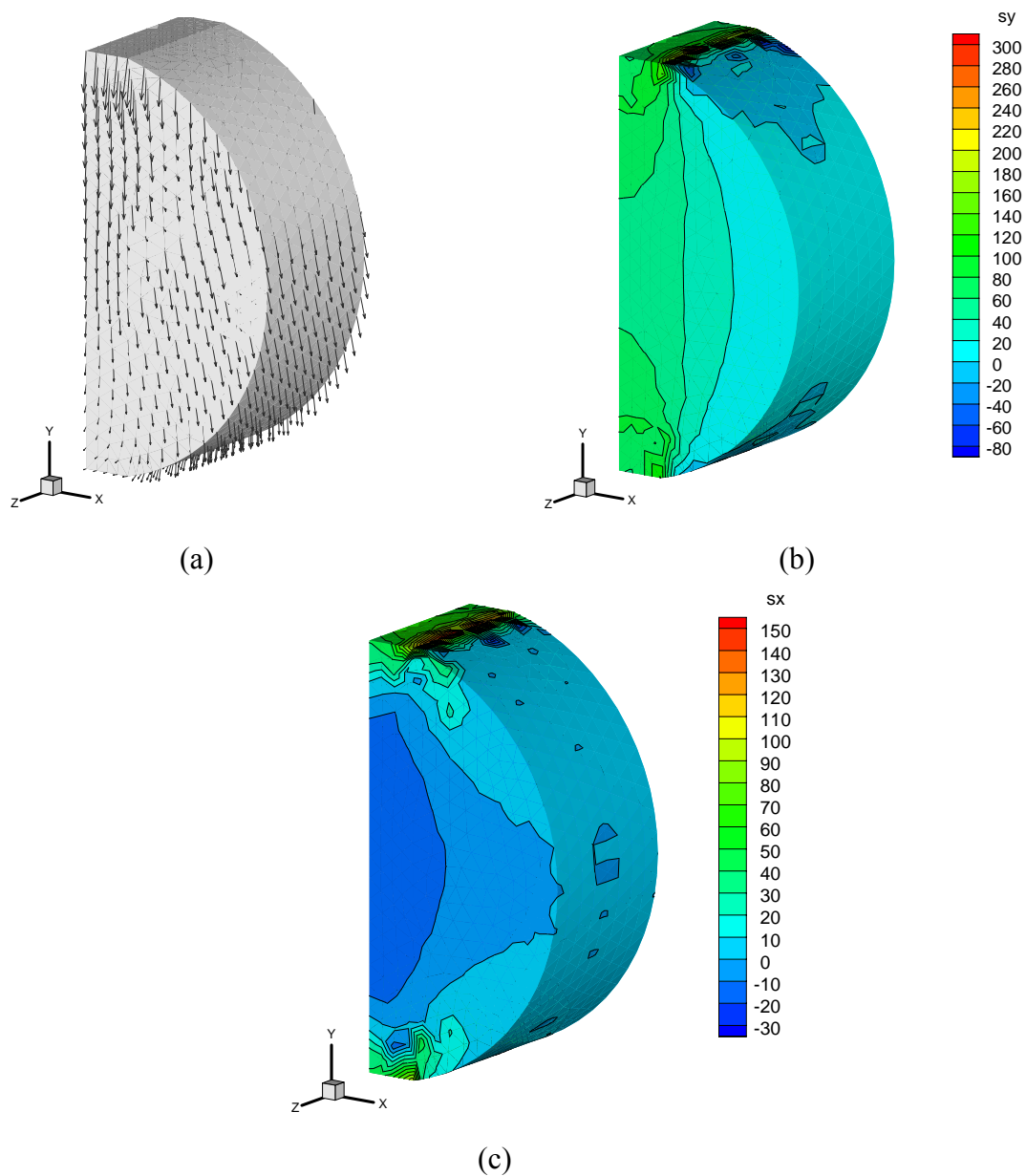


Figura 5.23 Representação do deslocamento e do estado de tensões totais para uma simulação da amostra de 2,4m de profundidade.(a) Deslocamentos representados vetorialmente (b) Tensões segundo a direção y (c) Tensões segundo a direção x.

Ao longo do plano de ruptura a distribuição das tensões de tração (σ_x), compressão (σ_y) e cisalhante (τ_{xy}) são apresentadas na Figura 5.24. Devido à grande variação dos valores das tensões ao longo do plano de ruptura, em especial o valor da tensão de compressão, frustra-se a tentativa de considerar valores únicos de tensões médias ao longo do plano de ruptura.

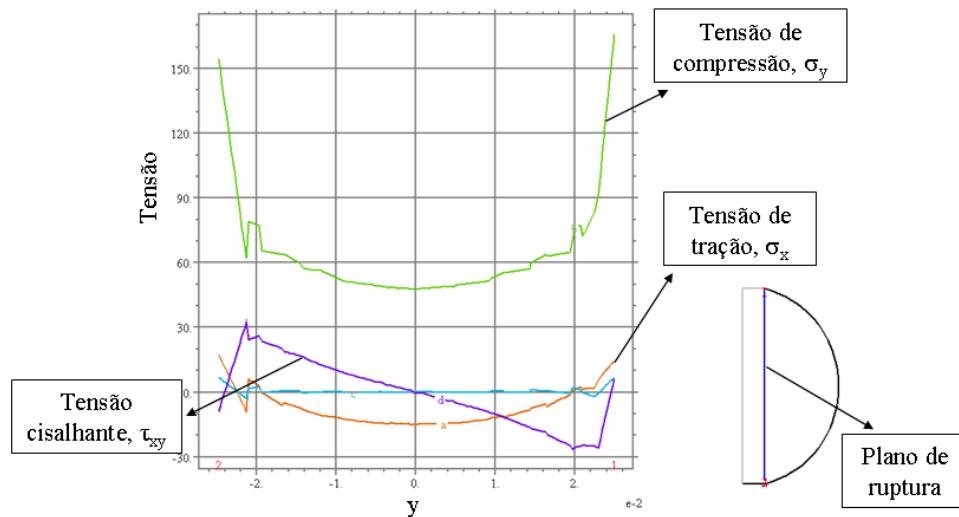


Figura 5.24 – Representação do plano de ruptura e distribuição da variação das tensões ao longo deste plano.

Entretanto, observou-se que durante o ensaio de compressão diametral as rupturas dos corpos de prova se iniciavam sempre no centro da amostra. A partir de então, as trincas começavam a se propagar para as extremidades, ou seja, o estado de tensão na região central do plano de ruptura parece estar relacionado com o valor máximo da carga na curva carga versus deslocamento. Portanto, optou-se por trabalhar com os valores de tensão na faixa central do corpo de prova para definir um estado de ruptura, conforme pode ser observado na Figura 5.25.

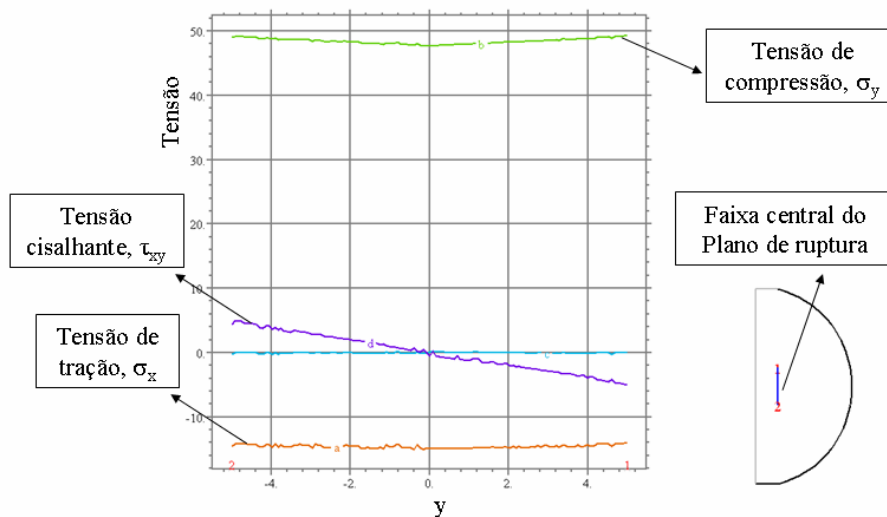


Figura 5.25 – Representação das tensões na faixa central do plano de ruptura.

Relacionando os resultados das tensões de tração e compressão obtidos na faixa central do corpo de prova com o valor da força aplicada no ensaio de compressão diametral no instante da ruptura, conforme Figura 5.26, e considerando a geometria do corpo de prova, foi possível obter formulações semelhantes as descritas por Medina (1997), apresentadas pelas equações 5.11 e 5.12.

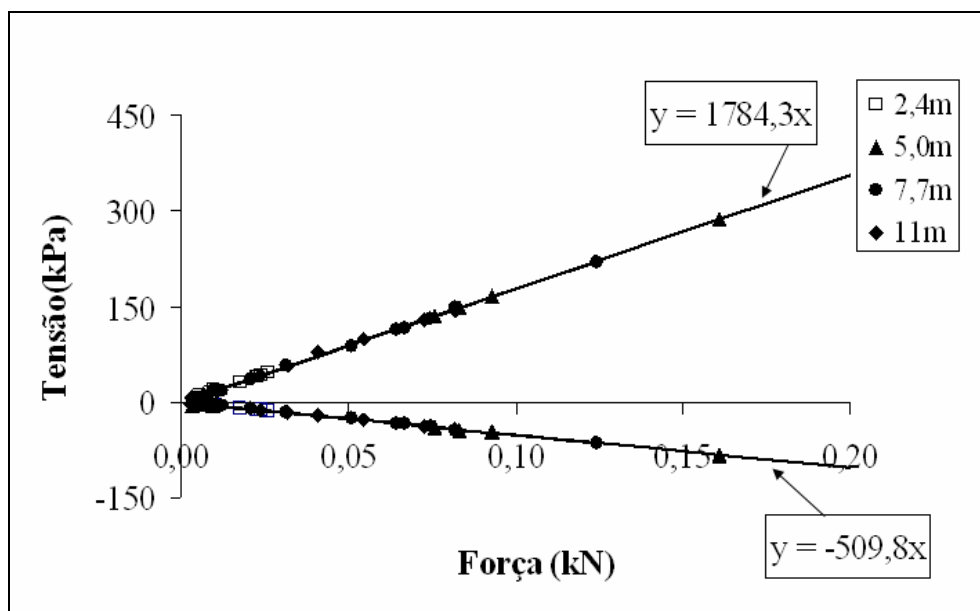


Figura 5.26 – Representação das relações tensões, de tração e de compressão, versus força.

$$\sigma_t = \frac{1,6 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (5.11)$$

$$\sigma_y = \frac{-5,6 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (5.12)$$

Admitiu-se que $\pi \cdot D \cdot H$ é igual a 0,00314, uma vez que o valor de π , é aproximadamente igual a 3,1415, o diâmetro, D , em média é igual a 0,05m e a espessura, H igual a 0,02m. Os coeficientes apresentados nas equações 5.11 e 5.12 divergem dos valores apresentados por Medina (1997).

Também foi analisado o plano de ruptura no centro do corpo de prova. Com essa simulação, obtiveram-se os mesmos valores apresentados por Medina (1997). Logo, pode-se concluir que a posição do plano de ruptura é fundamental para a determinação da relação tensões força e que a forma de aplicação da carga externa (i.e., concentrada ou distribuída) não influencia o estado de tensões no centro do corpo de prova.

A fim de contribuir para um estudo mais amplo sobre os condicionantes da simulação numérica, utilizando-se o modelo constitutivo Elástico Linear para o ensaio de compressão diametral, foram feitas várias simulações hipotéticas, variando-se o valor do coeficiente de Poisson. Verificou-se que não há influência alguma da variação do Poisson sobre os resultados. Isso se deve, provavelmente, ao não confinamento da amostra durante o ensaio. Apenas o ponto de apoio e aplicação de carga são submetidas à alguma restrição de deformação transversais à direção de aplicação da carga.

Por meio da análise numérica também foi possível a obtenção do Módulo de Elasticidade para cada corpo de prova. Já que através da integração das tensões geradas devido à aplicação do deslocamento imposto no topo do corpo de prova foi possível obter a força resultante que atua no topo do corpo de prova. Esta força deve equivaler a metade da força aplicada no instante da ruptura observado em laboratório para que o módulo de elasticidade seja representativo da amostra ensaiada. Sendo assim, o módulo de elasticidade é ajustado até que o valor encontrado da força resultante coincida com a metade do valor da força no instante da ruptura, já que foi utilizado apenas metade da geometria do corpo de prova ensaiado para simulação numérica.

5.7.2. Procedimentos Para Obter o Valor da Coesão Total

Para a obtenção do valor da Coesão Total para cada um dos corpos de prova foi necessário determinar o valor da tensão de compressão e da tensão de tração para cada um deles. Para isso, realizou-se todo o procedimento descrito no tópico anterior. A partir do procedimento realizado anteriormente, foi possível relacionar força com tensão de tração e de compressão, por meio das equações 5.11 e 5.12. Em seguida, usando-se o valor do ângulo de atrito efetivo definido anteriormente e a equação 5.13 representativa do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o espaço p e q , foi possível a obtenção do valor da Coesão Total para cada corpo de prova. Este procedimento pode ser sintetizado a partir do esquema apresentado abaixo pela Figura 5.27.

$$c = \frac{q_f}{\cos \phi'} - p_{f.} \tan \phi' \quad (5.13)$$

onde:

c = coesão total

$$q_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2}$$

$$p_{f.} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)_f$$

ϕ' = ângulo de atrito efetivo.

As tensões de compressão e tração são, respectivamente, as tensões principais σ_1 e σ_3 , já que no ponto central do plano de ruptura do corpo de prova, local considerado no estudo, a tensão cisalhante é nula, logo as tensões σ_x e σ_y são tensões principais. Esta formulação foi deduzida utilizando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conforme apresentado por Fredlund & Rahardjo (1993).

A partir desta formulação, percebe-se a necessidade da definição dos valores de tensão de tração e de compressão, como também o valor do ângulo de atrito efetivo do solo, que pode ser obtido pelo ensaio de cisalhamento direto inundado ou pelo ensaio triaxial.

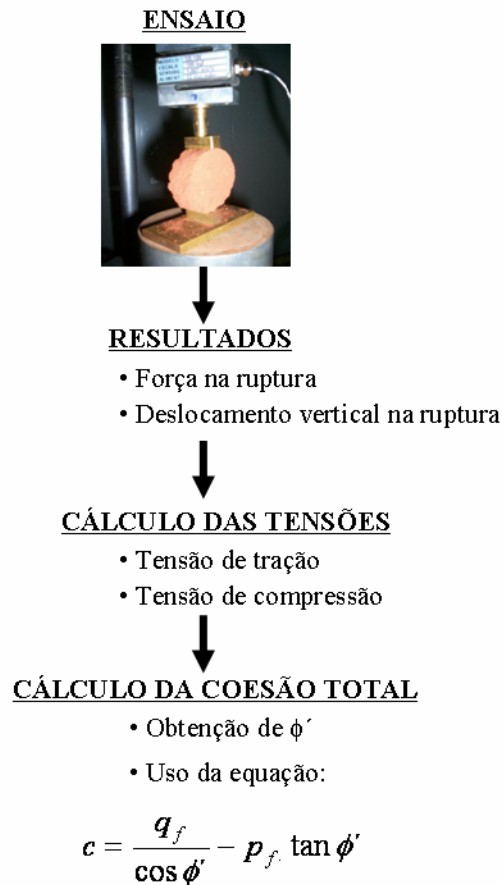


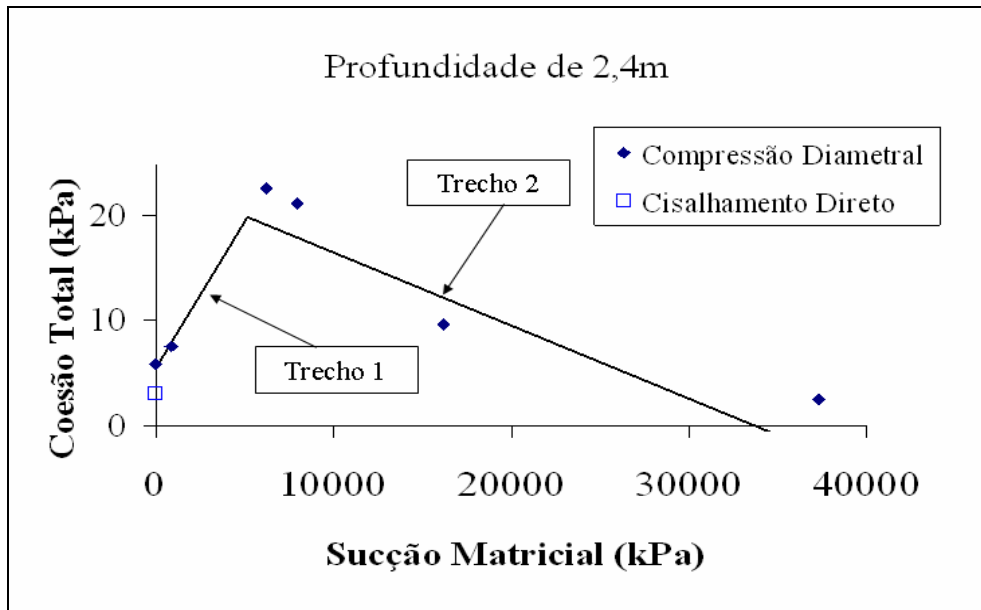
Figura 5.27 - Procedimentos para cálculo da Coesão Total.

5.7.3. Valores de Coesão Total e Relação Coesão Total Versus Sucção.

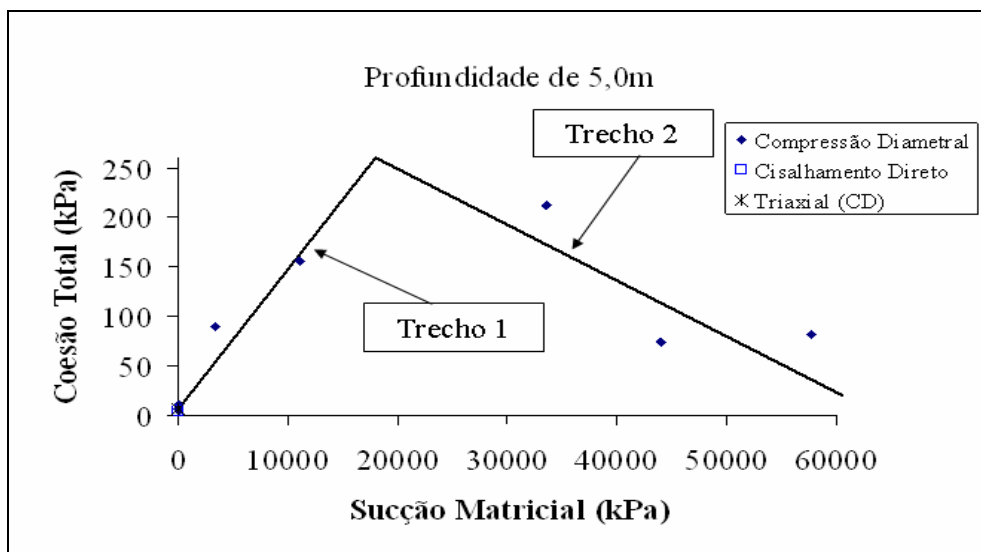
A partir dos procedimentos descritos, foram realizados ensaios para 4 camadas de solo, ou seja, para cada um dos blocos de amostras indeformadas retiradas das profundidades de 2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m. Assumindo-se que durante os ensaios de compressão diametral houve pouca perda de umidade, portanto, o grau de saturação obtido no ensaio de papel filtro foi o mesmo usado em cada amostra para o ensaio de compressão diametral.

As Figuras 5.28a, 5.28b, 5.29a, 5.29b apresentam a relação coesão total versus sucção matricial para as profundidades de 2,4m, 5,0m, 7,7m e 11,7m, respectivamente. Essa relação permite a obtenção do parâmetro ϕ^b , que representa a taxa de acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento de sucção.

Devido à não-linearidade dos resultados, o parâmetro ϕ^b não pode ser considerado constante à medida que há aumento de sucção.



(a)



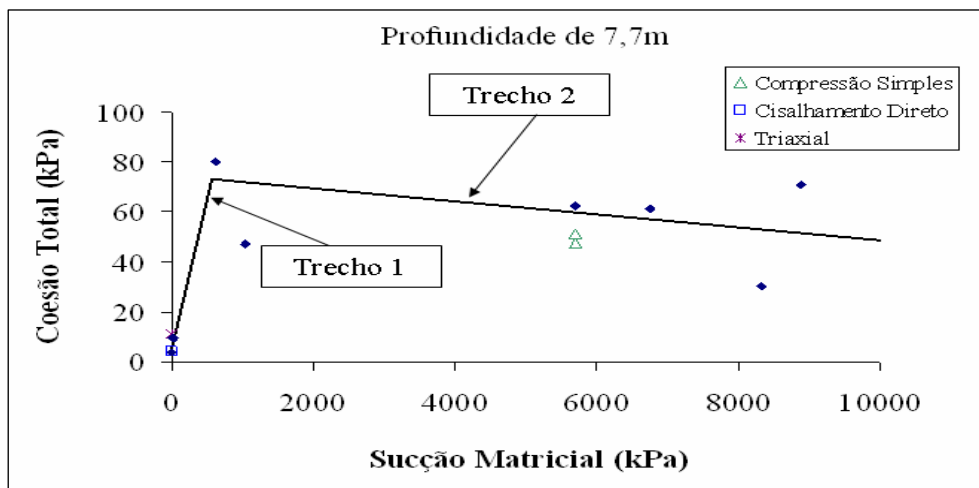
(b)

Figura 5.28 – Relação coesão total versus sucção (a) Amostra de 2,4m de profundidade (b) Amostra de 5,0m de profundidade.

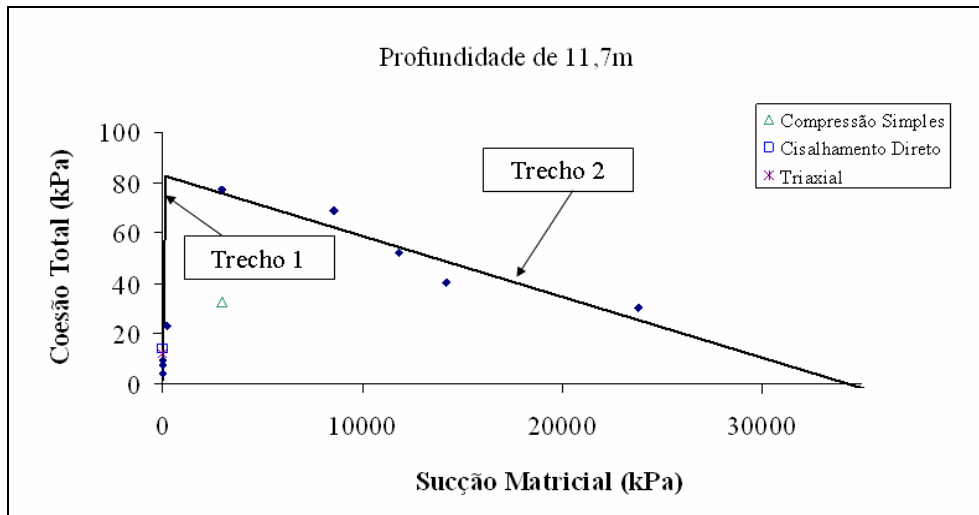
Os resultados apresentados indicam duas tendências representadas pelos trechos 1 e 2. A primeira tendência representado pelo trecho 1 aponta que para um pequeno aumento de sucção, há um grande aumento de resistência ao cisalhamento. A segunda tendência, representada pelo trecho 2, mostra que a partir de valores mais altos de sucção matricial, o aumento de sucção diminui o aumento de resistência ao cisalhamento.

A Figura 5.28a mostra que o valor da coesão total aumenta concomitantemente com os incrementos de sucção, atingido seu valor máximo no ponto de pico da curva onde o material não tem variações significativas de sucção. A partir destes valores de sucção, o corpo de prova torna-se muito seco, apresentando microtrincas trincas devido ao resecamento, que provavelmente, faz com que o material sofra retração e por isso tenha uma forte queda no valor da coesão total. Esse comportamento também é observada nas Figuras 5.28b 5.29a e 5.29b.

Guimarães 2002 apresenta comportamento semelhante para amostras retiradas do campo experimental da UnB, os resultados do ensaio de compressão diametral apontam para um acréscimo de resistência devido a pequenos acréscimos de sucção e decréscimo de coesão total a partir de elevados valores de sucção, evidenciando o ressecamento das amostras.



(a)

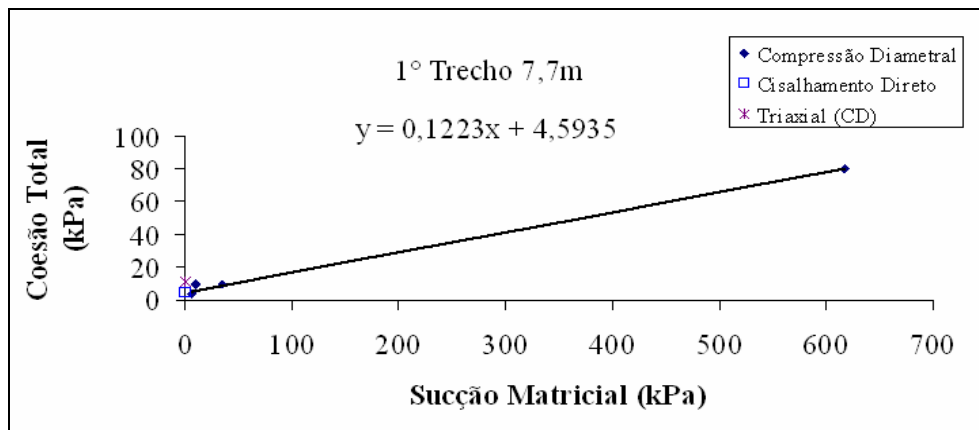


(b)

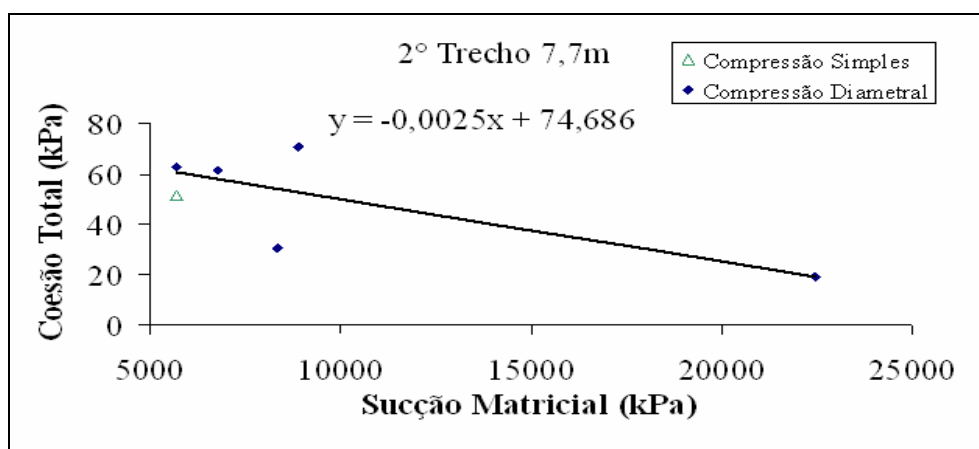
Figura 5.29 – Relação coesão total versus sucção (a) Amostra de 2,4m de profundidade (b) Amostra de 2,4m de profundidade.

Buscando um melhor entendimento quanto a essa tendência, apresenta-se, nas Figuras 5.30a e 5.30b, o primeiro trecho, correspondente ao ϕ^{b1} e o segundo trecho, correspondente ao ϕ^{b2} . Trechos em que é mostrada a variação de coesão devido à variação de sucção matricial. Para esse exemplo, foi utilizada a profundidade de 7,7m. Já que para esta profundidade são conhecidos valores do ensaio de compressão diametral, os valores dos resultados dos ensaios de compressão simples, cisalhamento direto inundado e o triaxial tipo CD. Para os dois últimos, a condição de ensaio corresponde a um grau de saturação igual a 1. Portanto, sucção matricial igual a zero para os valores de coesão de cada um dos ensaios.

No primeiro trecho, Figura 5.30a, observa-se que a taxa de ganho de resistência ao cisalhamento devido ao aumento da sucção matricial, ϕ^{b1} , corresponde a $0,16^\circ$, até um valor-limite de sucção matricial, de aproximadamente 600 kPa. A partir deste valor, é iniciado o segundo trecho, conforme Figura 5.30b, onde se nota que para um grande aumento de sucção matricial há perda de resistência, ϕ^{b2} equivalente a $-0,034^\circ$. Este comportamento, fato discutido anteriormente, é recorrente as todas as camadas de solo ensaiadas.



(a)



(b)

Figura 5.30 – (a) Trecho com ganho de resistência ϕ^{b1} devido ao aumento de sucção (b) Trecho com perda de resistência ϕ^{b2} e aumento da sucção.

Em seguida, são apresentados na Tabela 5.9 com os valores de resistência, representados por ϕ^{b1} e ϕ^{b2} , respectivos a cada um dos blocos ensaiados. Além deste apresenta-se todos os gráficos coesão total versus sucção matricial, conjuntamente, conforme Figura 5.31.

Tabela 5.9. Parâmetros de Acréscimo de Resistência devido aumento de sucção.

Profundidade (m)	ϕ^{b1} (°)	ϕ^{b2} (°)
2,40	0,16	-0,034
5,00	15,7	-0,114
7,70	6,9	-0,143
11,70	25,9	-0,137

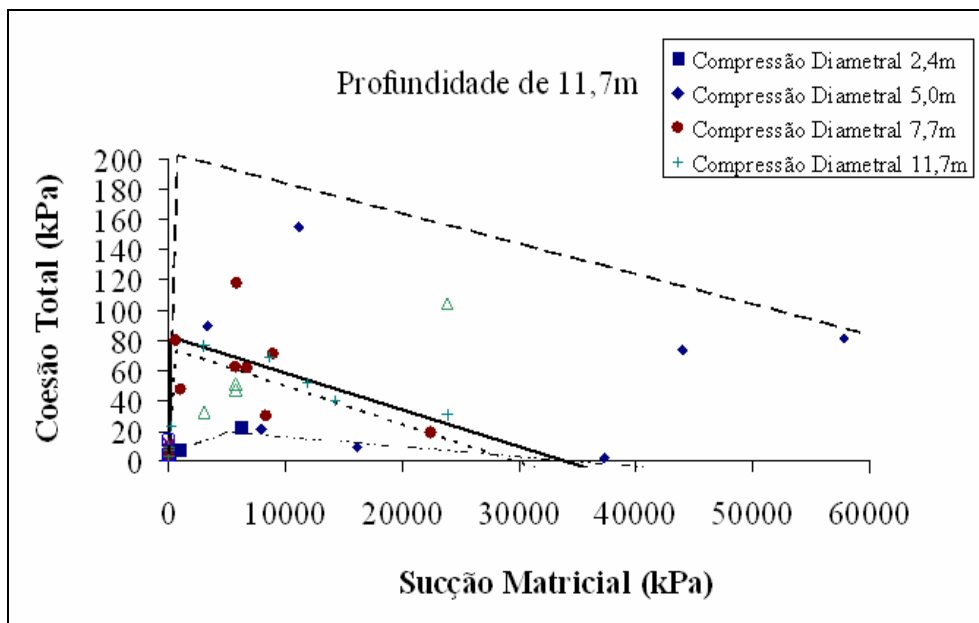


Figura 5.31 - Comparação do ganho de resistência entre as camadas de solo.

Observa-se que para as 4 camadas de solo em estudo, apenas a primeira camada, 2,4m, não apresenta aumento significativo de acréscimo de resistência devido ao aumento de inicial de sucção. Para as demais camadas o aumento é significativo conforme apresentado na Tabela 5.9.

Os valores de ϕ^{b1} oscilam entre $0,16^\circ$ a $25,9^\circ$ ao longo da profundidade, já os valores de ϕ^{b2} apresentam-se negativos e muito próximos de zero, ou seja praticamente não afetando a condição de resistência do solo. Sendo que as camadas que possuem maiores acréscimos de resistência ao longo do maciço de solo são as camadas de 7,7m e 11,7m.

A queda de resistência apontada nas Figuras 5.28a, 5.28b, 5.29a e 5.29b possivelmente pode ser explicada pelo fato deste decréscimo de resistência ocorrer em média a partir dos 5000 kPa, valor apontado nas curva características apresentadas anteriormente como sendo o início do valor de entrada de ar nos microporos. Como as amostras provavelmente se rompem nos contatos entre as concreções e não por dentro delas talvez o decréscimo de resistência com o aumento da sucção possa ser assim explicado.

5.8. Resistência Não Saturada à Compressão Não Confinada

O ensaio de Resistência não Saturada à compressão não Confinada, ou simplesmente ensaio de compressão simples, foi utilizado para a comparação com os resultados do ensaio de compressão diametral. Enquanto o ensaio de compressão diametral se mostrou de difícil interpretação o ensaio de compressão não confinada foi analisado simplesmente.

Os resultados do ensaio de compressão simples são apresentados na Tabela 5.10. Para este ensaio foram utilizados tão somente os corpos de prova de profundidade de 7,7m e 11,7m, conforme explicitado no Capítulo 3.

Tabela 5.10. Resultados do ensaio de compressão simples.

Amostras		w(%)	$\sigma_{\text{confinante}}$ (kPa)	σ_{normal} (kPa)	Sucção
7,7m	Amostra1-7,7m	24,3	0	180	5700
	Amostra2-7,7m	24,3	0	190	5700
11,7m	Amostra1-11,7m	26,4	0	120	2963
	Amostra2-11,7m	2,5	0	384	23833

Os resultados apresentados foram incluídos nas Figuras anteriores, 5.29a e 5.29b. Esses resultados ajudam a verificar os resultados dos ensaios de compressão diametral assim como todo o método para obtenção da Coesão Total em função do ensaio de compressão diametral.

5.9. Ensaio SPT

Sondagens à percussão foram executadas pela Empresa Brasileira de Engenharia E Fundação, EMBRRE. A partir das sondagens, foi possível determinar o N-SPT para cada camada, assim como o nível de água para o maciço e a umidade ao longo da profundidade. Será mostrado, a seguir, o perfil do solo para o Furo 1, furo mais próximo à ruptura do talude, aproximadamente a 20m da face da escavada.

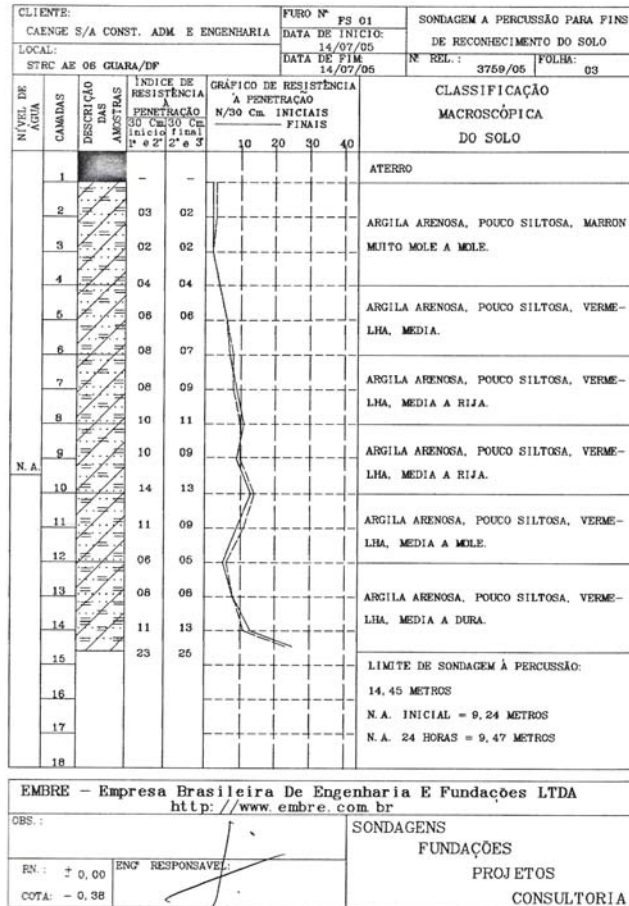


Figura 5.32 - Ensaio SPT para local próximo a ruptura do talude.

O resultado desse ensaio, conforme Figura 5.32, apresenta o nível de água em torno da cota 9m. Observa-se o acréscimo do valor de N-SPT até o nível de água em torno de N=11. A partir desse ponto, o valor de N-SPT começa a diminuir progressivamente até atingir a profundidade de 12m voltando a crescer novamente.

Para o perfil de umidade, apresentado na Figura 5.33, são mostrados valores de umidade para os três ensaios SPT. Contudo, admitir-se-ão os valores do SPT 1 como os valores mais corretos para este estudo, devido à proximidade com o local da ruptura do talude.

Observa-se um aumento de umidade progressivo até a profundidade de 5m. A partir dessa cota, ocorre uma diminuição dos valores de umidade até a profundidade de 8m. Desta profundidade até a profundidade de 11m a umidade permanece praticamente constante em torno de 36%, volta a crescer até 12m de profundidade e, em seguida, retrocede, o que possivelmente pode ser explicado pela diminuição do índice de vazio

ao longo da profundidade ou pela perda de água durante a retirada da amostra para a medição da umidade.

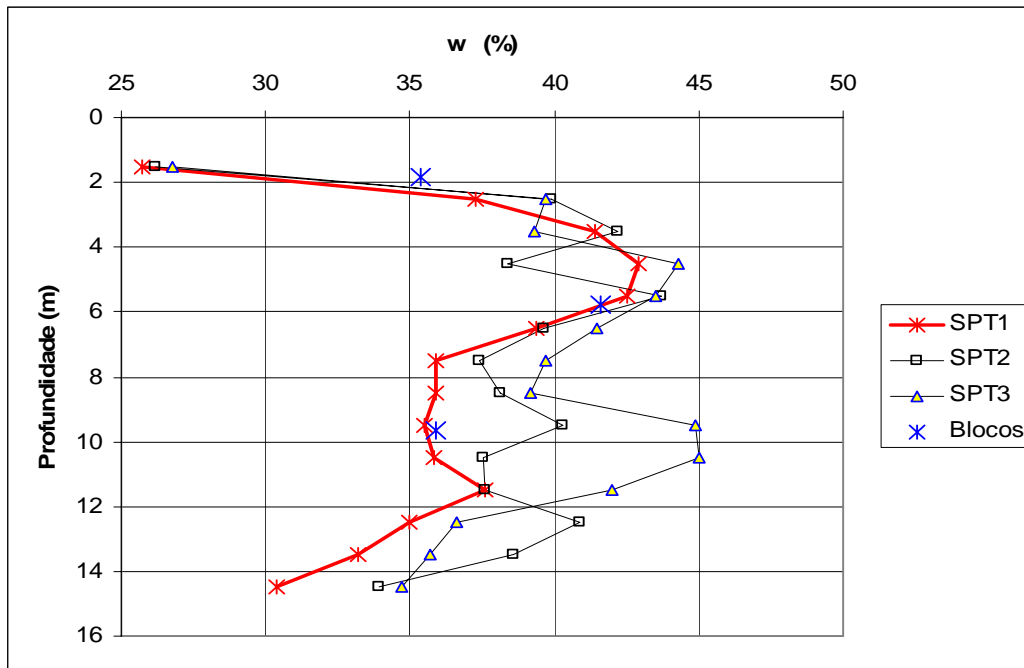


Figura 5.33 - Ensaio SPT para local próximo a ruptura do talude.

5.10. Coesão Total Regime Hidrostático Versus Medido.

A fim de verificar a relação da variação da sucção do maciço de solo ao longo da profundidade com a variação da sucção sob regime hidrostático ao longo da profundidade foram realizados os seguintes procedimentos:

- Obtenção dos valores da umidade, segundo SPT1 apresentado na Figura 5.33, para cada uma das camadas de solo a partir da altura a correspondente ao meio de cada uma das camadas.
- Cálculo dos valores de grau de saturação para cada uma das umidades obtidas no item anterior.
- Obtenção dos valores de sucção equivalente a cada um dos graus de saturação calculados a partir da curva característica, apresentada na Figura 5.3.
- A partir dos valores de sucção para os dois casos em estudo, regime hidrostático e umidade medida em campo obtiveram-se os valores de coesão total para cada um das profundidades, a partir da Figura 5.33.

Para obter os valores de sucção sob o regime hidrostático bastou, partindo do nível de água igual a 9m, multiplicar as alturas pela massa específica da água. Apresenta-se na Tabela 5.11 os valores utilizados para composição da Figura 5.34, em que são mostradas as variações de sucção ao longo da profundidade para a condição hidrostática e a partir das umidades medidas em campo.

Tabela 5.11 – Dados utilizados na composição da Figura 5.34.

Medido					Hidrostático	
Prof.(m)	w(%)	e	S _r (%)	Sucção(kPa)	Prof.(m)	Sucção(kPa)
10,15	26,00	1,83	36,94	12000	10,15	70
6,98	42,00	1,49	72,44	23	6,98	39
3,98	36,00	1,24	75,19	11	3,98	10
0,65	37,00	1,10	86,78	8	0,65	-23

Onde Profundidade_h são as profundidades utilizadas no regime hidrostático para cálculo da Sucção_h, sucção no regime hidrostático, calculada pela multiplicação da altura, a partir do nível de água, pelo peso específico da água.

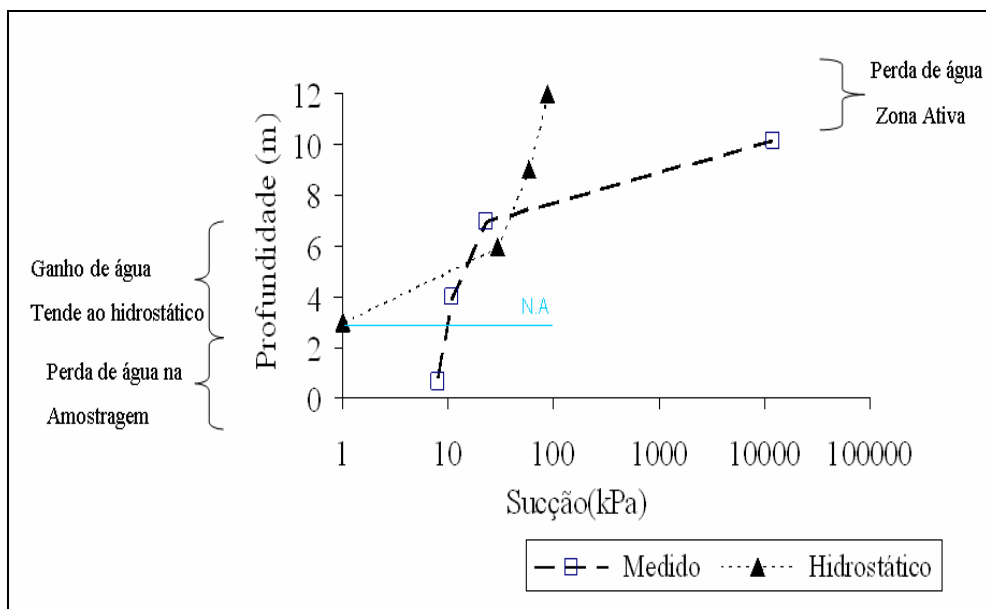


Figura 5.34 – Comparação da variação da sucção em função da profundidade entre o regime hidrostático e a umidade medida em campo.

Observa-se que para a sucção medida no trecho entre 0 a 3m há perda de água em relação à sucção medida para a condição hidrostática. Este fato pode ser explicado pela perda de água durante a medição da umidade ou devido ao baixo valor do índice de vazios, o qual permite pequena quantidade de água no interior do material. Para o trecho entre 3 e 7m a sucção medida é menor que a sucção do regime hidrostático, ou seja, houve acréscimo de água neste trecho. Observa-se ainda que neste trecho há uma tendência à condição hidrostática devido a proximidade de valores.

No trecho superior que representa as primeiras camadas de solo há uma perda excessiva de água, provavelmente devido à época de seca em que ocorreu a medição da umidade. Este trecho corresponde à zona ativa, ou seja, corresponde a zona da curva característica a qual está relacionada com a perda de água nos macroporos.

Para os valores de sucção apresentados nos dois casos descritos acima serão obtidas os valores da coesão total a fim de comparar se há relevante diferença nos valores de coesão total e, por conseguinte relevante diferença na resistência do solo. A coesão total será obtida utilizando as curvas coesão versus sucção, conforme a Figura 5.31. A partir da aplicação dos valores de sucção, obtidos na Tabela 5.11, na relação coesão total versus sucção foi possível obter os valores indicados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Valores de coesão para o regime hidrostático e para a umidade medida em campo.

Medido		Hidrostático		Diferença (kPa)
Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	
12000	15	70	3,5	11,5
23	11,5	39	15	3,5
11	14	10	14,5	0,5
8	5	-23	3	2

A partir destes valores foi possível verificar a relação da coesão obtida utilizando o regime hidrostático utilizando a umidade medida em campo. Observou-se que há pequena diferença para os valores de coesão total comparando as duas condições, exceto para a primeira camada onde a diferença foi de 11,5kPa, o que implica em diferença relevante na resistência do solo apenas para primeira camada, contudo, será admitida a condição hidrostática para a resolução do problema no Capítulo 7.

Capítulo 6

Verificação das Ferramentas Numéricas

6.1. Introdução

Neste capítulo, são apresentadas, as análises bidimensionais (2-D) e tridimensionais (3-D) para verificação das ferramentas numéricas. Esta verificação se faz necessária para comprovação da eficácia das ferramentas numéricas, posteriormente utilizadas nas análises numéricas 2-D e 3-D, apresentadas no Capítulo 7, contemplando o problema estudado na pesquisa.

O programa FlexPDE já foi utilizado por outros pesquisadores em engenharia geotécnica. Oliveira (2003) utilizou o programa FlexPDE para estudo de percolação, Vu *et al.* (2002) verificou a aplicabilidade do programa FlexPDE na resolução de problemas de percolação e análise de tensões. Pentland *et al.* (2001) utilizou o programa FlexPDE para a resolução de problemas de transferência de massa e calor em solos não saturados. Pentland *et al.* (2001) utilizaram o programa na resolução de problemas de fluxo de calor e fluxo de água transiente, em análises bidimensionais e tridimensionais. Além disso, os autores compararam os resultados com os obtidos com os programas Temp/W e Seep/W, de eficiência já conhecida e disponível comercialmente, obtendo boa concordância de resultados. Gitirana Jr & Fredlund (2004) valeram-se do programa FlexPDE para a análise de tensões, a ser utilizada em análises de estabilidade de taludes.

Serão apresentados, nos itens seguintes, o cálculo do estado de tensões e o do fator de segurança para análises bidimensionais e tridimensionais. Para análise 2-D, foi utilizando o programa FlexPDE em conjunto com o programa SAFE-DP, para gerar o estado de tensões ao longo do maciço e calcular o fator de segurança, respectivamente.

Posteriormente o valor do fator de segurança foi comparado ao valor calculado pelo programa Slope/W. Para a análise tridimensional, foi utilizado somente o programa FlexPDE, tanto para gerar o estado de tensões ao longo do maciço, quanto para calcular o fator de segurança, sendo toda entrada de dados e formulações para resolução do problema por meio de um script.

Para a verificação bidimensional, foi utilizada a geometria do problema estudado nesta pesquisa, conforme apresentada na Figura 6.1. Os parâmetros utilizados foram arbitrados com o intuito de simplificar a análise, tendo em vista que esta é meramente de verificação. Portanto, não há qualquer relação entre a análise de verificação deste capítulo e a bidimensional, do capítulo posterior. Já que ambas possuem, em comum, apenas a geometria, sendo que na análise 2-D do Capítulo 7, serão utilizados parâmetros medidos experimentalmente. Posteriormente na verificação 3-D, foi realizada a comparação entre os resultados do fator de segurança de alguns casos reportados na literatura, com os resultados da análise realizada através programa FlexPDE.

6.2. Verificação das Ferramentas de Análise Bidimensional

O procedimento utilizado para verificar os programas de análise bidimensional de fator de segurança, obedece à seqüência apresentada na Figura 6.1.

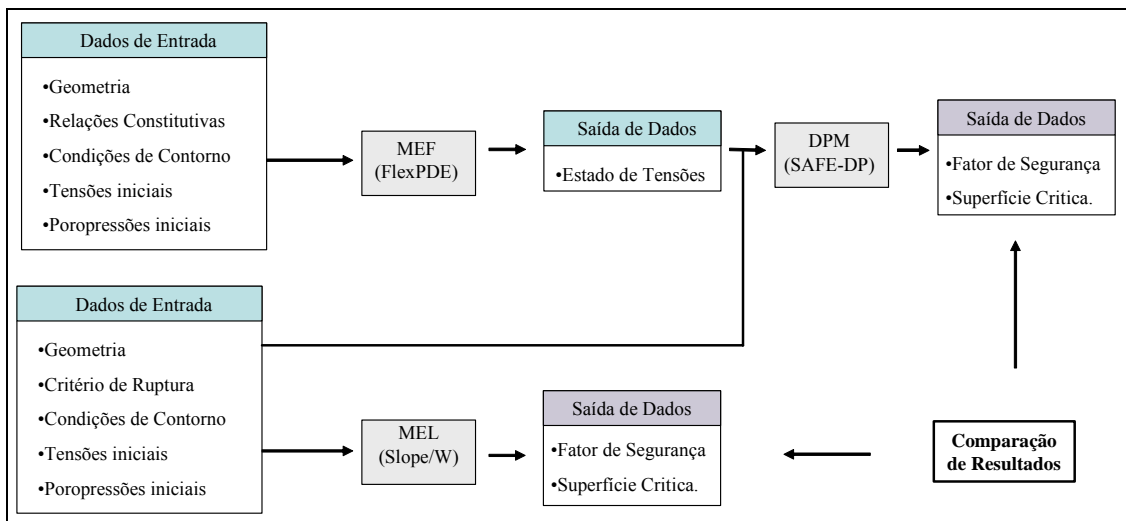


Figura 6.1 Procedimento para o cálculo do fator de segurança utilizando Slope/W e o conjunto FlexPDE e SAFE-DP.

Para a análise em questão, a poro-pressão é considerada nula. Foi utilizado o modelo elástico linear como relação constitutiva, e consideraram-se apenas as forças de massa atuantes no maciço de solo, não sendo simulado o efeito da escavação. Os dados utilizados nesta verificação são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Dados utilizados na análise numérica para verificação bidimensional da ferramenta numérica.

Dados Utilizados	
E (kPa)	3500
ν	0,3
C (kPa)	20
$\phi' (^{\circ})$	30
u_w (kPa)	0
γ (kN/m ³)	15

6.2.1. Resultados Utilizando os Programas FlexPDE e SAFE-DP.

A partir dos dados apresentados na Tabela 6.1 e considerando as restrições de movimento na direção x e y para a base do maciço de solo, e apenas da direção x nas laterais do maciço, conforme Figura 6.2, foi realizada a análise utilizando o programa FlexPDE.

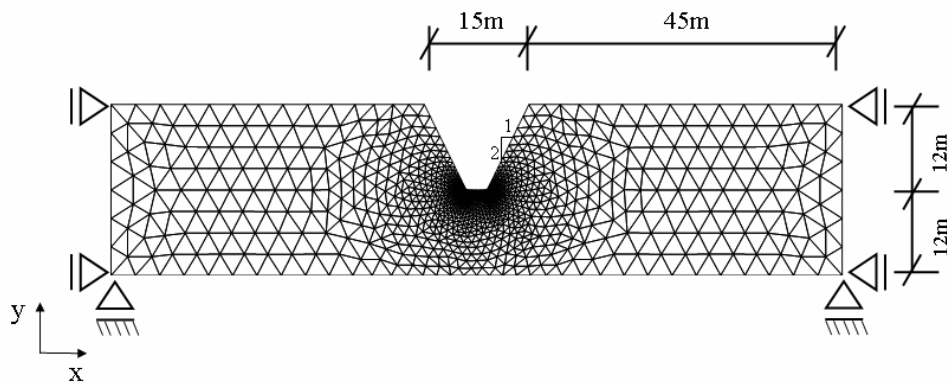


Figura 6.2 – Representação das restrições de movimento segundo as direções x e y.

A partir da análise utilizando o programa FlexPDE obteve-se o estado de tensões para as direções x e y, conforme apresentado nas Figuras 6.3a e 6.3b, respectivamente.

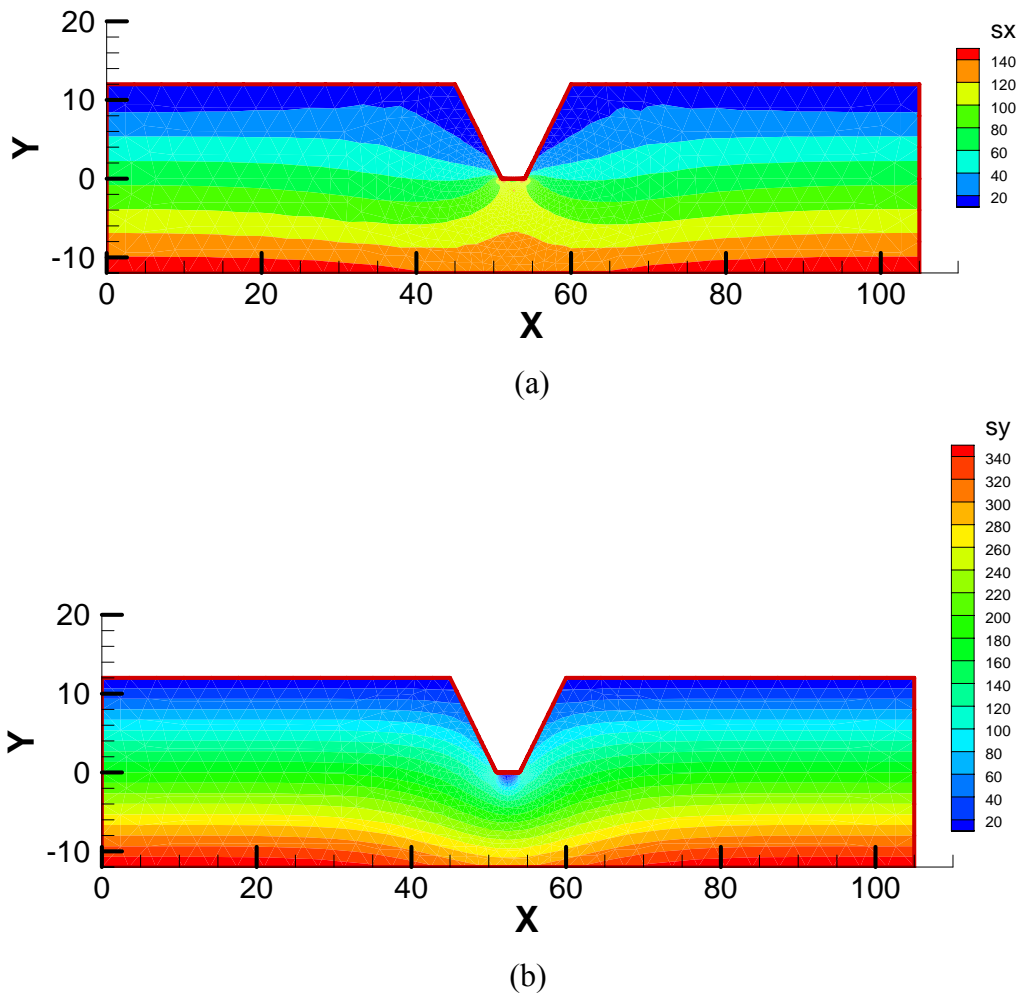


Figura 6.3 - (a) Distribuição das tensões na direção horizontal para o perfil de solo em kN/m^2 . (b) Distribuição das tensões na direção vertical para o perfil de solo em kN/m^2 .

Conforme explicitado no Capítulo 4, o programa SAFE-DP utiliza as tensões obtidas em uma análise, por elementos finitos, para busca da superfície crítica dentro de uma região especificada pelo usuário. A partir do estado de tensões gerado, após a análise numérica utilizando o programa FlexPDE, foi possível a obtenção da superfície crítica e do fator de segurança. São apresentados na Figura 6.4 a superfície de ruptura, a superfície que delimita a procura da superfície de ruptura e o fator de segurança.

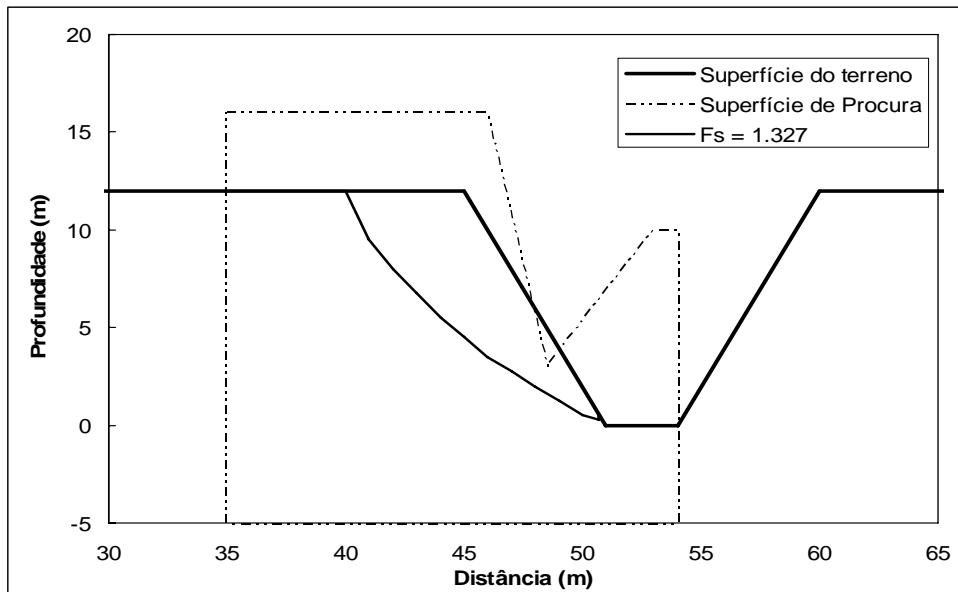


Figura 6.4. Representação da superfície de ruptura e fator de segurança encontrado pelo programa SAFE-DP.

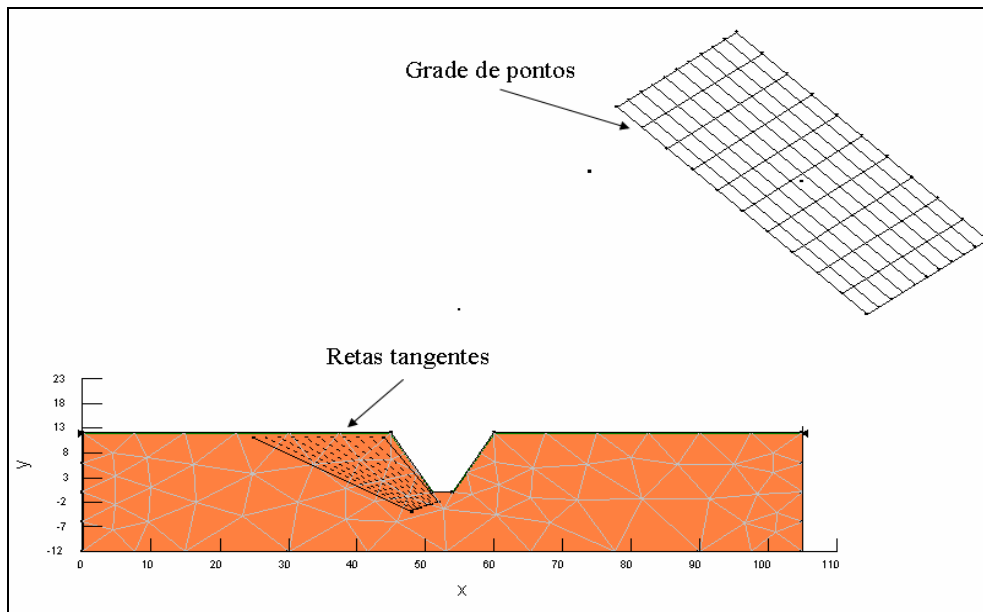
A Figura 6.4 apresenta o resultado da análise utilizando o programa SAFE-DP. Foram apresentados a delimitação da região de procura da superfície de ruptura, para um dos lados do talude, a superfície de ruptura, encontrada pelo programa, e o fator de segurança cujo valor foi 1,327.

6.2.2. Resultados Utilizando o Programa SLOPE/W.

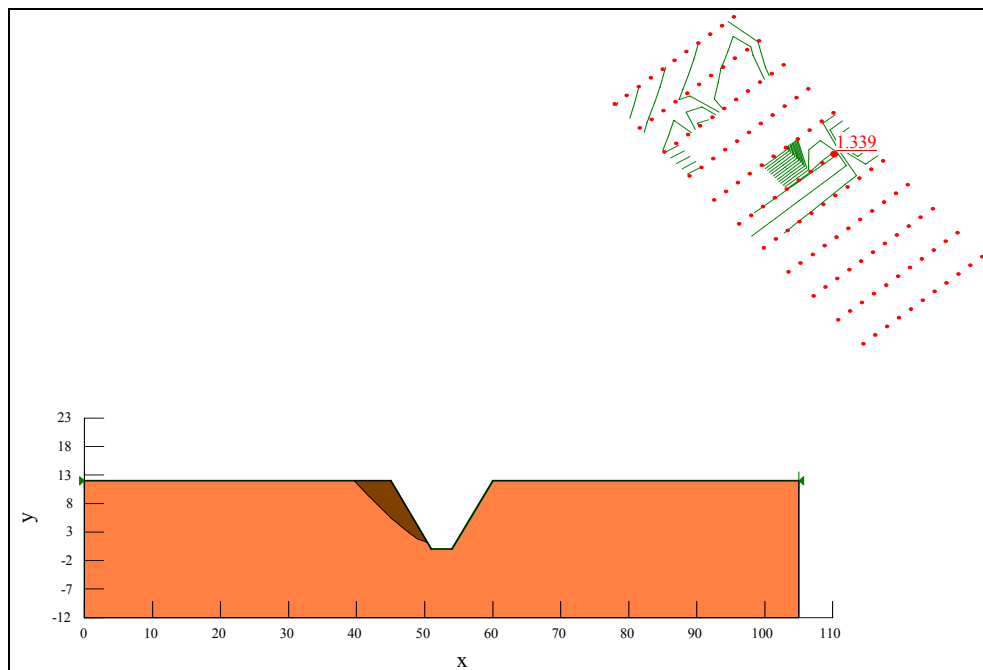
Conforme indicado na Figura 6.1, foi realizada a simulação numérica utilizando o programa Slope/W. Considerou-se para esta análise as mesmas propriedades e geometria usada na análise anterior, conforme Tabela 6.1. A partir dessas considerações foi obtido o valor do fator de segurança.

A solução do problema foi dada pelo Método do Equilíbrio Limite (MEL), em que os fatores de segurança foram calculados a partir dos métodos de Bishop, Ordinário, Jambu e GLE. Para isso foi utilizada uma série de retas paralelas à superfície do talude combinadas a uma malha de pontos, que representam o centro de uma circunferência que tangencia cada uma das retas. Para cada superfície formada a partir destas circunferências foram calculados os fatores de segurança. Como resultado desta análise

é encontrado a superfície crítica de ruptura e o fator de segurança para esta superfície, conforme pode ser observado nas Figuras 6.5a e 6.5b.



(a)



(b)

Figura 6.5 (a) Representação da grade e retas tangentes para procura da superfície de ruptura (b) Representação do Fator de segurança e da superfície de ruptura encontrados pelo programa.

6.2.3. Comparação dos Resultados.

Após a verificação realizada, em que foi averiguada a funcionalidade dos programas FlexPDE e SAFE-DP, tomando como referência o valor do fator de segurança calculado a partir do programa SLOPE/W. Observou-se que os valores de fator de segurança, calculados tanto pelo SLOPE/W quanto pelo conjunto FlexPDE e SAFE-DP, aproximaram-se bastante.

Para o conjunto FlexPDE e SAFE-DP, o fator de segurança foi de 1,327, conforme apresentado na Figura 6.5. Já para a análise em que se utilizou o programa Slope/W, foi gerado um fator de segurança de 1,339, conforme apresentado na Figura 6.4b. A diferença nos resultados se foi da ordem de 0,99%.

Comparando as superfícies de ruptura apresentadas pelos dois procedimentos descritos para o cálculo do fator de segurança, observa-se que, de acordo com a Figura 6.6, as superfícies de ruptura são próximas entre si, embora a forma como foram delimitadas sejam levemente diferentes. Portanto, para esse caso pode-se mostrar boa aproximação dos resultados de fator de segurança bem como na delimitação da superfície de ruptura.

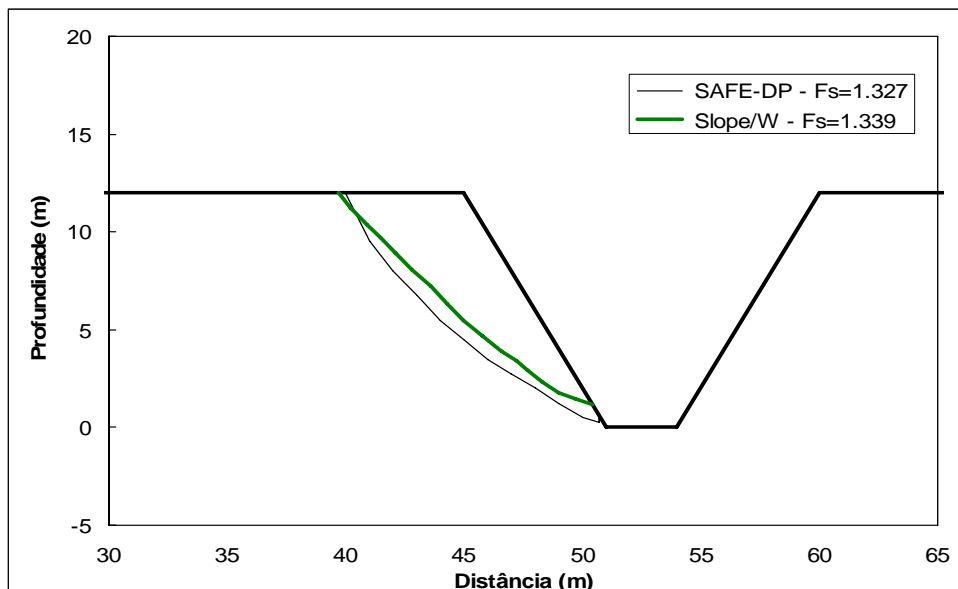


Figura 6.6 Representação das superfícies de ruptura encontradas pelos programas SAFE-DP e Slope/W.

6.3. Verificação da Ferramenta de Análise Tridimensional

A verificação do procedimento utilizado para a análise tridimensional fazendo uso do programa FlexPDE, que envolve MEF e conceitos de rotação de tensões, foi realizada por meio da comparação entre os resultados do fator de segurança, obtidos pelo FlexPDE em relação aos obtidos pelo método dos elementos finitos, método das colunas e solução analítica.

6.3.1. Exemplo 1 – Material coesivo com superfície de ruptura esférica

O primeiro exemplo de verificação consiste em um maciço homogêneo, puramente coesivo, cuja superfície de ruptura apresenta-se simétrica e com formato esférico, como mostrado nas Figuras 6.7a e 6.7b. Uma solução analítica exata para esse problema foi apresentada por Baligh & Azzouz (1975) e Gens *et al.* (1988). A partir de então, pesquisadores usaram a solução analítica para avaliar várias formulações tridimensionais de estabilidade de talude (Hungry *et al.* 1989, Lam & Fredlund 1993, Chen *et al.* 2001). O fator de segurança, encontrado a partir do método do equilíbrio limite melhorado, foi comparado aos resultados apresentados em pesquisas precedentes, conforme apresentado na Tabela 6.2.

Contudo, torna-se necessário avaliar a sensibilidade do fator de segurança mediante a variação da densidade da malha de elementos finitos, bem como a variação do valor do coeficiente de Poisson, a fim de obter valores mais precisos de fator de segurança.

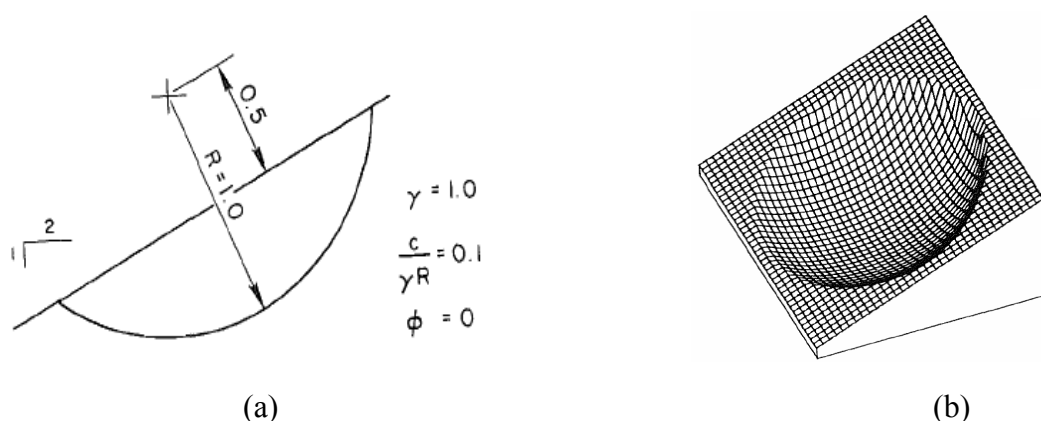


Figura 6.7 – Superfície de ruptura esférica para um solo puramente coesivo (a) Perfil da Superfície de ruptura com apresentação dos parâmetros. (b) Superfície de ruptura e da malha de elementos finitos (Hungry, 1989).

Tabela 6.2 – Comparação do fator de segurança calculado para o exemplo 1 utilizando outros métodos.

Autor	Método	F_{s3-D}
Chen et, al. (2001a)	Teorema do limite superior	1,422
Hungr <i>et al.</i> (1989)	Método das colunas (Bishop Simplificado)	1,422
Lam & Fredlund (1993) (1200 colunas)	Método das colunas (GLE)	1,386
Lam & Fredlund (1993) (540 colunas)	Método das colunas (GLE)	1,402
Baligh & Azzouz (1975) ; Gens <i>et al.</i> (1988)	Solução analítica	1,402

A partir da geometria, parâmetros do solo e condições de contorno fornecidos pelo exemplo 1 conforme observado na tabela 6.3, foi realizada a análise de verificação utilizando-se o programa FlexPDE. Como condição de contorno considerou-se para o problema que a base da geometria foi totalmente fixada e a superfície superior livre para mover-se.

Tabela 6.3 – Dados utilizados na análise numérica para verificação tridimensional da ferramenta numérica, utilizando o Exemplo 1.

Dados Utilizados	
E (kPa)	3500
ν	0,1 – 0,49
c (kPa)	0,1
ϕ' (°)	0
u_w (kPa)	0
γ (kN/m ³)	1

Nas Figuras 6.8a e 6.8b, são apresentadas a geometria, as condições de contorno, a malha de elementos finitos e a representação da superfície circular de ruptura na geometria.

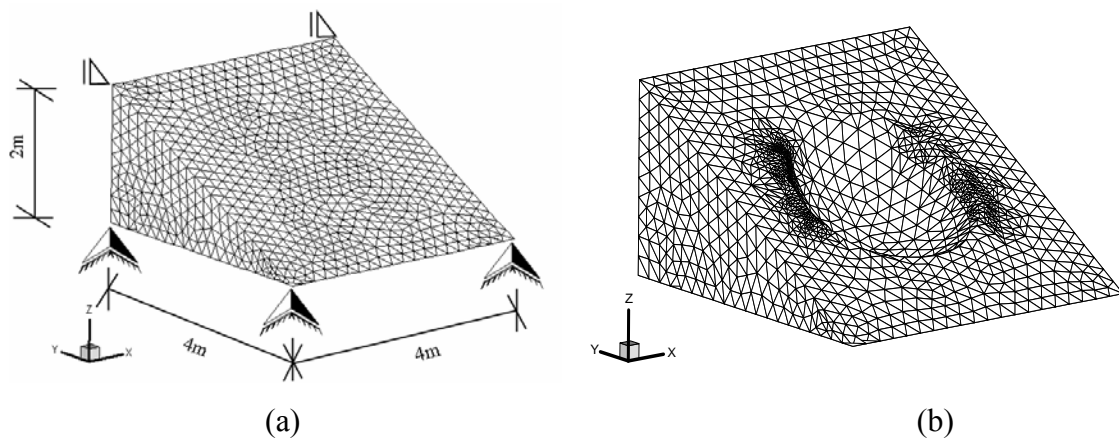


Figura 6.8 – (a) Representação tridimensional da superfície de ruptura, da malha de elementos finitos e restrições de movimento. (b) Representação tridimensional da superfície de ruptura esférica.

Os procedimentos utilizados para o cálculo do fator de segurança utilizando o programa FlexPDE seguiu os seguintes passos, já apresentados no Capítulo 3:

- Cálculo do estado de tensões utilizando MEF;
- Cálculo das tensões normal e cisalhante na direção da ruptura, para todo e qualquer ponto ao longo da superfície de ruptura;
- Integração ao longo da superfície de ruptura das tensões resistentes ao cisalhamento, τ_r , e mobilizadas, τ_m ;
- Cálculo do fator de segurança pela razão entre a integração de τ_r e τ_m ao longo da superfície de ruptura.

O cálculo do estado de tensões foi realizado utilizando o programa FlexPDE em que as geometria, condições de contorno e parâmetros geotécnicos correspondem aos descritos nas Figuras 6.7a e 6.8a.

É necessário obter os vetores de tensão, atuantes na superfície de ruptura, conforme Figura 6.9, segundo as direções normal e tangente a superfície de ruptura a fim de possibilitar o cálculo do fator de segurança. A fim de simplificar a teoria das tensões, pode-se realizar através de um script do programa FlexPDE o reposicionamento dos vetores de tensão.

Para isso é determinado o vetor normal a superfície de ruptura, \vec{n} , através do qual será determinado a posição do vetor de tensão normal. Em seguida, escolhe-se a direção de ruptura através de vetores arbitrados no plano x-y, por fim é determinado o vetor ortogonal a \vec{n} cuja direção coincida com a direção de ruptura, conforme descrito no Capítulo 3.

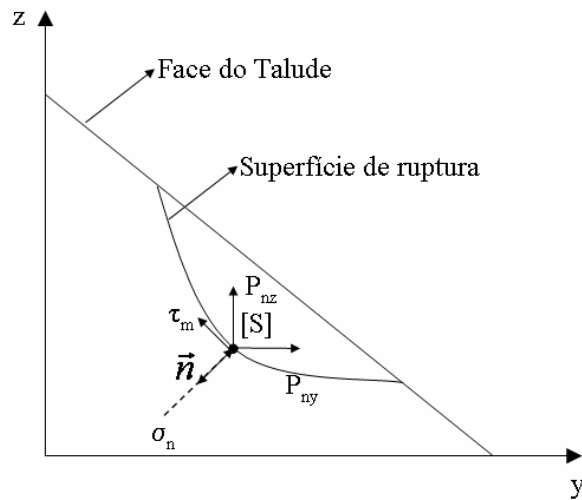
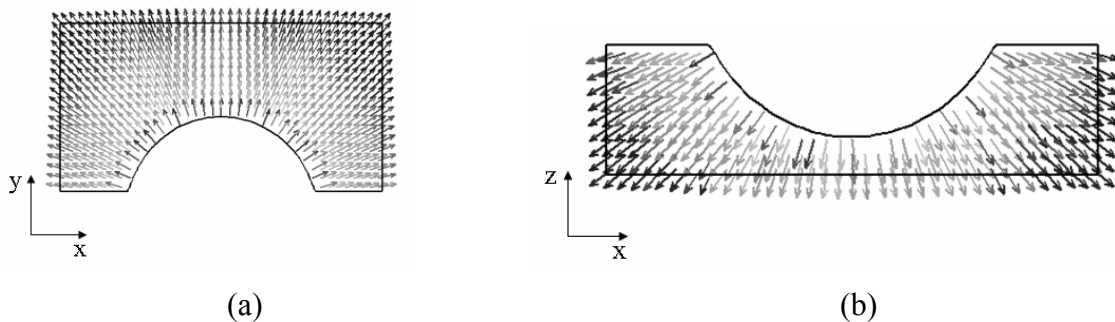
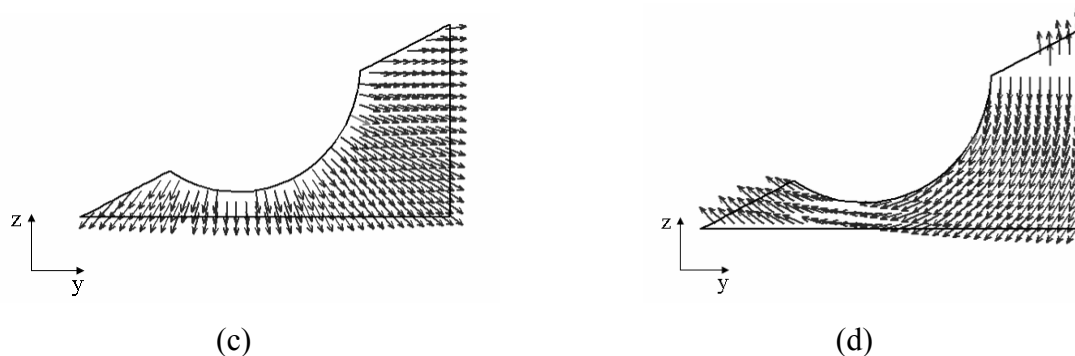


Figura 6.9 – Representação bidimensional dos componentes utilizados para compor o vetor de tensão normal.

Apresentam-se a seguir cortes feitos nos planos x, y e z da geometria tridimensional apresentada na Figura 6.8b, os quais representam os vetores de tensão rotacionados. Por meio destas figuras torna-se possível verificar se os procedimentos descritos acima estão implementados corretamente.





Figuras 6.10 – Representação dos vetores de tensão na direção normal e cisalhante ao plano de ruptura (a) Vetores normais segundo o plano z (b) Vetores normais segundo o plano y (c) Vetor normal segundo o plano x (d) Vetor tangente segundo o plano x.

A partir das figuras apresentadas, percebeu-se que os procedimentos descritos para rotacionar os vetores de tensão foram implementados corretamente, já que tanto para as Figuras 6.10a, 6.10b e 6.10c os vetores atuando na superfície de ruptura se apresentam normais à mesma. Para a Figura 6.10d percebeu-se que os vetores acompanham o sentido de escorregamento da superfície de ruptura, ou seja, tangente a mesma, sendo assim posicionados corretamente.

Embora os vetores tenham sido representados ao longo de todo o corte, para o cálculo do fator de segurança foram computados somente aqueles que atuam ao longo da superfície de ruptura.

A seguir são representadas nas Figuras 6.11a 6.11b e 6.11c a distribuição das tensões segundo a direção z para todo maciço, tensão normal e cisalhante longo da superfície de ruptura, respectivamente.

Foi avaliada a influência das dimensões das bordas para valores entre 0 e 5m, além da variação do coeficiente de Poisson e da variação do refinamento da malha em relação ao valor do fator de segurança (F_{s3-D}). A variação dos valores dos fatores de segurança para cada um dos fatores está apresentada na Tabela 6.4. Se entende por “Borda” a variação das dimensões do maciço de mesma magnitude em todas as direções. Variação do coeficiente de Poisson foi de 0,1 a 0,49. Por fim, a variação do refinamento da malha de elementos finitos foi feita alterando o erro admissível, “ERRLIM”, sendo que o refinamento da malha é indicado pelo número de nós usados em cada uma das análises.

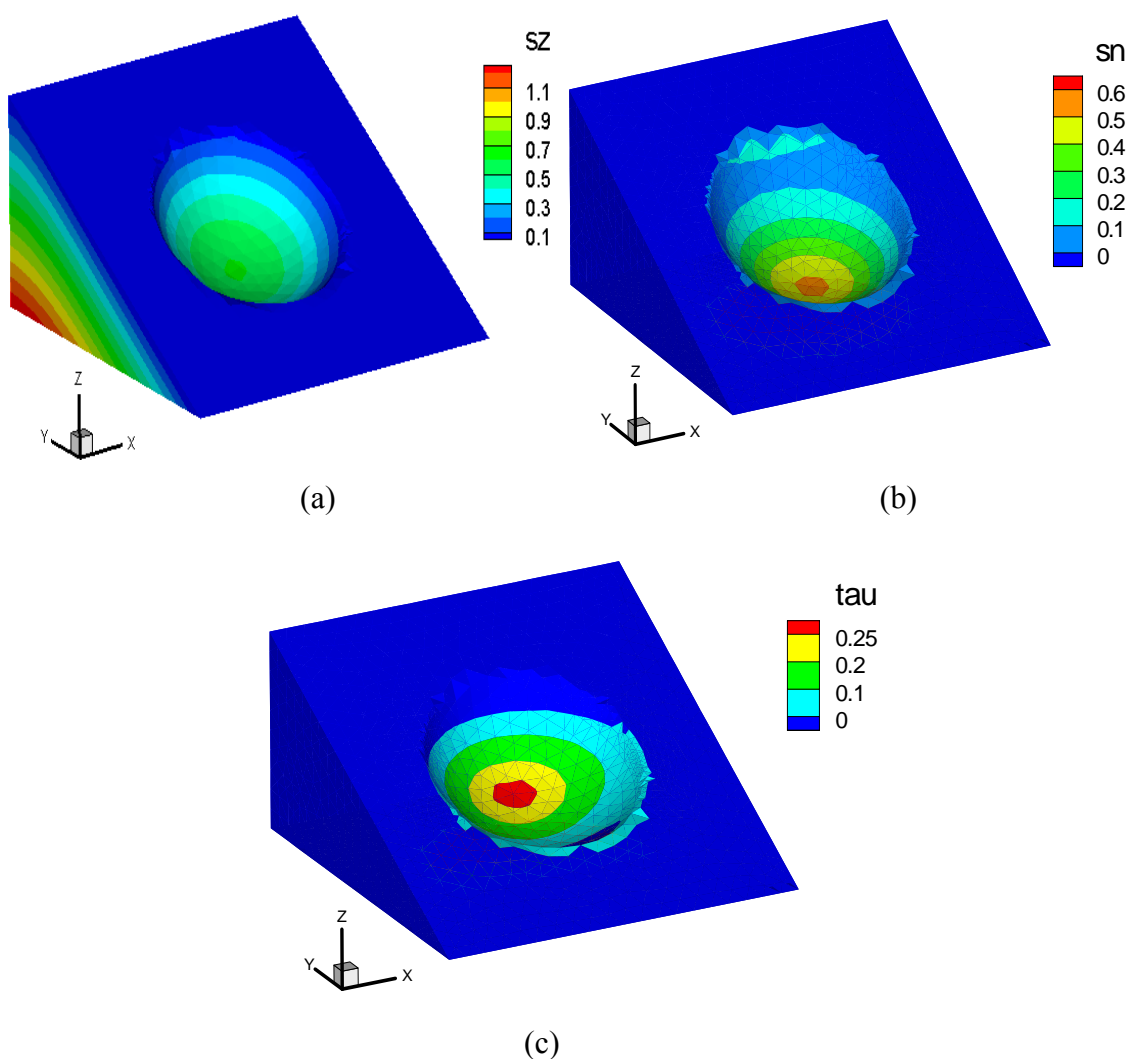


Figura 6.11 – Representação da distribuição de tensões, fornecidas em kPa (a) Tensões verticais ao longo da profundidade (b) Variação da tensão normal ao longo da superfície de ruptura. (c) Variação da tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura.

Tabela 6.4 – Variação do fator de segurança mediante mudança nos valores das dimensões, coeficiente de Poisson e refinamento da malha.

Borda	F _s 3-D	Poisson	Nº Nós	Borda	F _s 3-D	Poisson	Nº Nós	Borda	F _s 3-D	Poisson	Nº Nós
1	1,396	0,1	5342	1	1,396	0,1	284127	1	1,3963	0,1	284127
1	1,435	0,1	30084	2	1,419	0,1	284127	1	1,4011	0,2	284127
1	1,450	0,1	79048	3	1,382	0,1	284127	1	1,4087	0,3	284127
1	1,456	0,1	156537	4	1,382	0,1	284127	1	1,4215	0,4	284127
1	1,457	0,1	284127	5	1,390	0,1	284127	1	1,4383	0,49	284127

A partir da tabela 6.4, em que são apresentados os fatores de segurança em função da Borda, Poisson e refinamento da malha de elementos finitos, observa-se que houve uma

variação de 1,8% entre o maior e os menores valores de F_{s3-D} , com relação à variação da Borda; 2,9% em relação à variação do coeficiente de Poisson; e de 4,2% em relação à variação do refinamento da malha.

Pode-se, concluir a partir dos valores apresentados na Tabela 6.4, que há uma grande aproximação com os valores apresentados anteriormente, na literatura (Tabela 6.2). Sendo assim, pode-se considerar válida a verificação para esse problema. No entanto, não é possível determinar com precisão o valor do fator de segurança, tendo em vista que, conforme observado na tabela 6.4, o fator de segurança sofre pequena influência, devido à variação das dimensões da geometria, e influência um pouco maior devido à variação do coeficiente de Poisson e do refinamento da malha.

6.3.2. Exemplo 2 – Material Coesivo e Friccional

Leshchinsky *et al.* (1985) propuseram uma solução analítica para superfícies de ruptura com o formato de espiral logarítmica. Tal solução satisfaz todas as condições de equilíbrio. Um dos diversos exemplos reportados por Leshchinsky é apresentado na Figura 6.14a

Hungr *et al.* (1989) realizaram a procura da superfície crítica formada por um elipsóide, para o caso reportado por Leshchinsky. A análise foi realizada utilizando o programa CLARA. Posteriormente Stianson *et al.* (2006), também realizaram uma análise comparativa ao problema de Leshchinsky, no entanto, utilizou o método dos elementos finitos para resolução do problema. Para realização destas verificações foram utilizadas no problema as condições e parâmetros apresentados na Figura 6.12a e descritos na Tabela 6.5. Admitindo para o problema tridimensional restrição de movimento da base da geometria, nas direções x, y e z e permitindo a livre movimentação da superfície superior, ressalta-se que os dados descritos para este exemplo são normalizados em função do peso específico e da altura conforme apresentado na Figura 6.12 abaixo e na Tabela 6.5, portanto, os resultados utilizando estes dados também serão.

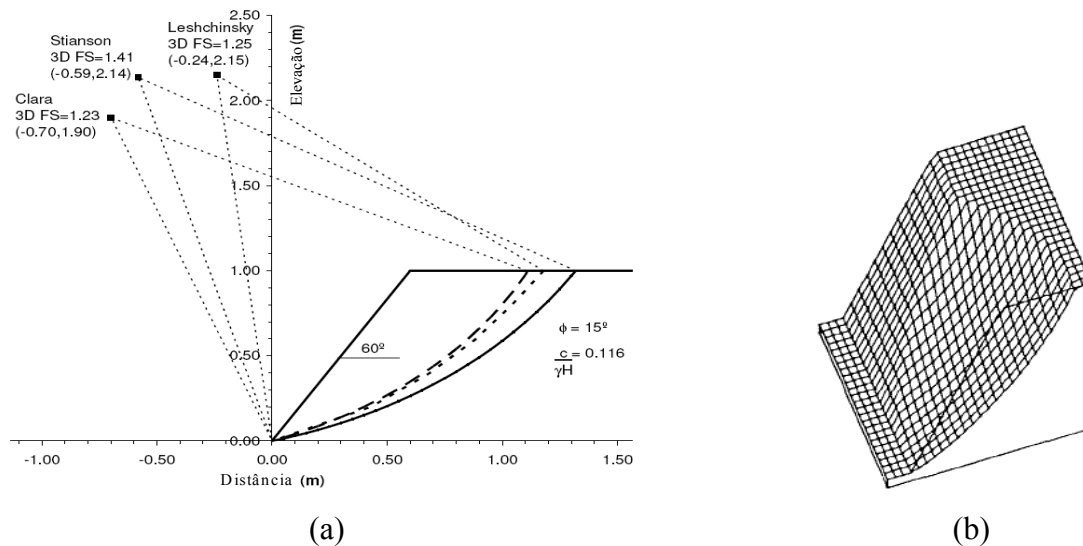


Figura 6.12 – Comparação entre a análise utilizando superfície de ruptura espiral logarítmica de Leshchinsky e a superfície elipsoidal utilizando o CLARA (a) Perfil; (b) representação isométrica da análise utilizando o programa CLARA.

Tabela 6.5 – Dados utilizados na análise numérica para verificação tridimensional da ferramenta numérica, utilizando o Exemplo 2.

Dados Utilizados	
E (kPa)	3500
ν	0,1 – 0,49
C (kPa)	0,116
$\phi' (^{\circ})$	15
U_w (kPa)	0
γ (kN/m ³)	1

O processo de validação utilizou as três superfícies de ruptura, apresentadas na Figura 6.12a, a fim de comparar os valores do Fator de segurança encontrados para cada um dos casos estudados, com os realizados pelo programa FlexPDE.

Tendo em vista que a forma exata da superfície tem pouca influência nos resultados, para este caso, conforme explicado por Hungr *et al.* (1989), utilizou-se, na análise feita pelo FlexPDE, a superfície de ruptura esférica, mesma superfície que será implementada no problema estudado nesta dissertação.

Apresentam-se, a seguir, as Figuras 6.13a, 6.13b e 6.13c, as quais mostram as superfícies de ruptura utilizadas para o cálculo do fator de segurança tridimensional, as dimensões da geometria utilizada e a discretização do domínio.

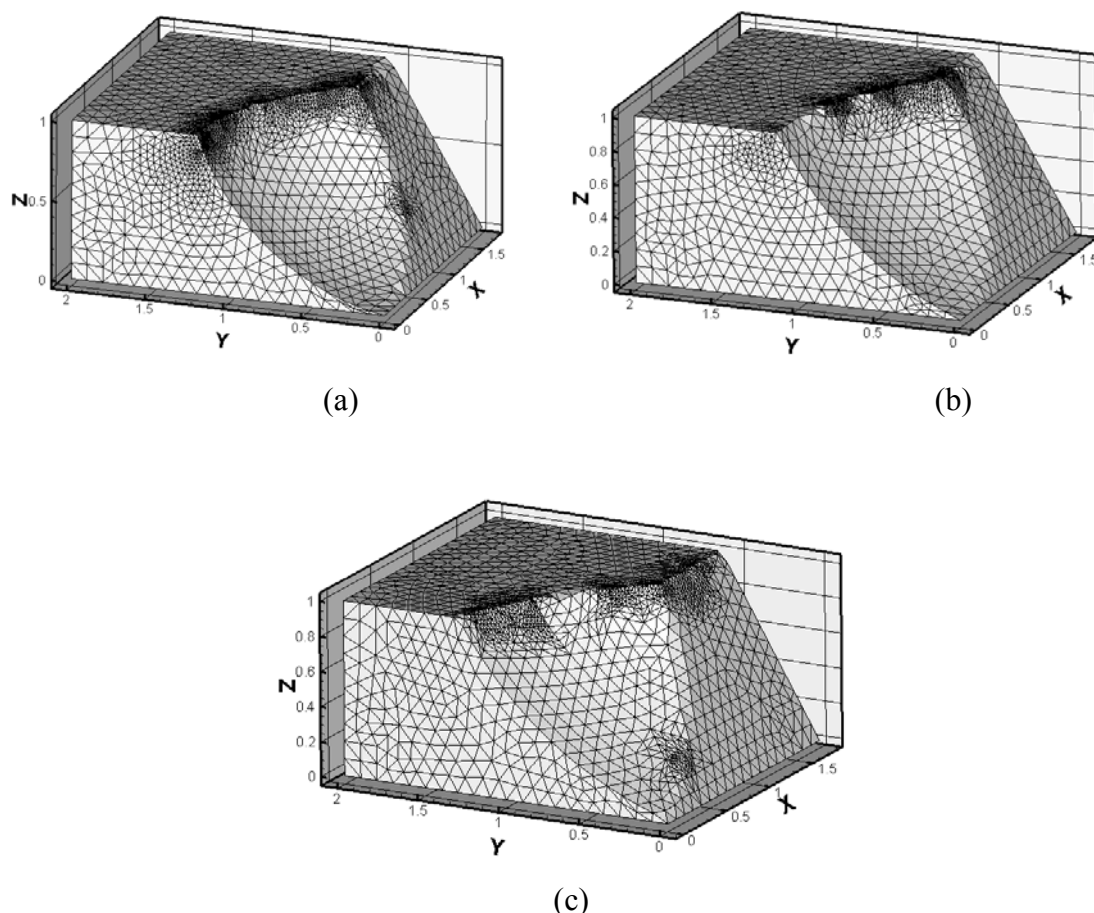


Figura 6.13 – Representação tridimensional das superfícies de ruptura e da malha de elementos finitos produzida pelo programa FlexPDE, a partir da figura 6.12a. (a) Geometria de Leshchinsky *et al.* (1985); (b) Geometria de Hungr *et al.*(1989); (c) Geometria de Stianson *et al.*(2006).

A partir da reprodução das superfícies de ruptura apresentadas nas Figuras 6.13a, 6.13b e 6.13c foi possível, utilizando os mesmos procedimentos descritos no tópico anterior, 6.3.1, calcular os valores do fator de segurança para cada uma dos casos. Foram seguidos os seguintes procedimentos:

- Cálculo do estado de tensões utilizando MEF;
- Cálculo das tensões normal e cisalhante na direção da ruptura, para todo e qualquer ponto ao longo da superfície de ruptura;
- Integração ao longo da superfície de ruptura das tensões resistentes ao cisalhamento, τ_r , e mobilizadas, τ_m ;

- Cálculo do fator de segurança pela razão entre a integração de τ_r e τ_m ao longo da superfície de ruptura.

São apresentadas a seguir, Figuras 6.14a, 6.14b e 6.14c, a representação da distribuição de tensões ao longo da profundidade a fim de elucidar a geração do estado de tensões a partir do MEF.

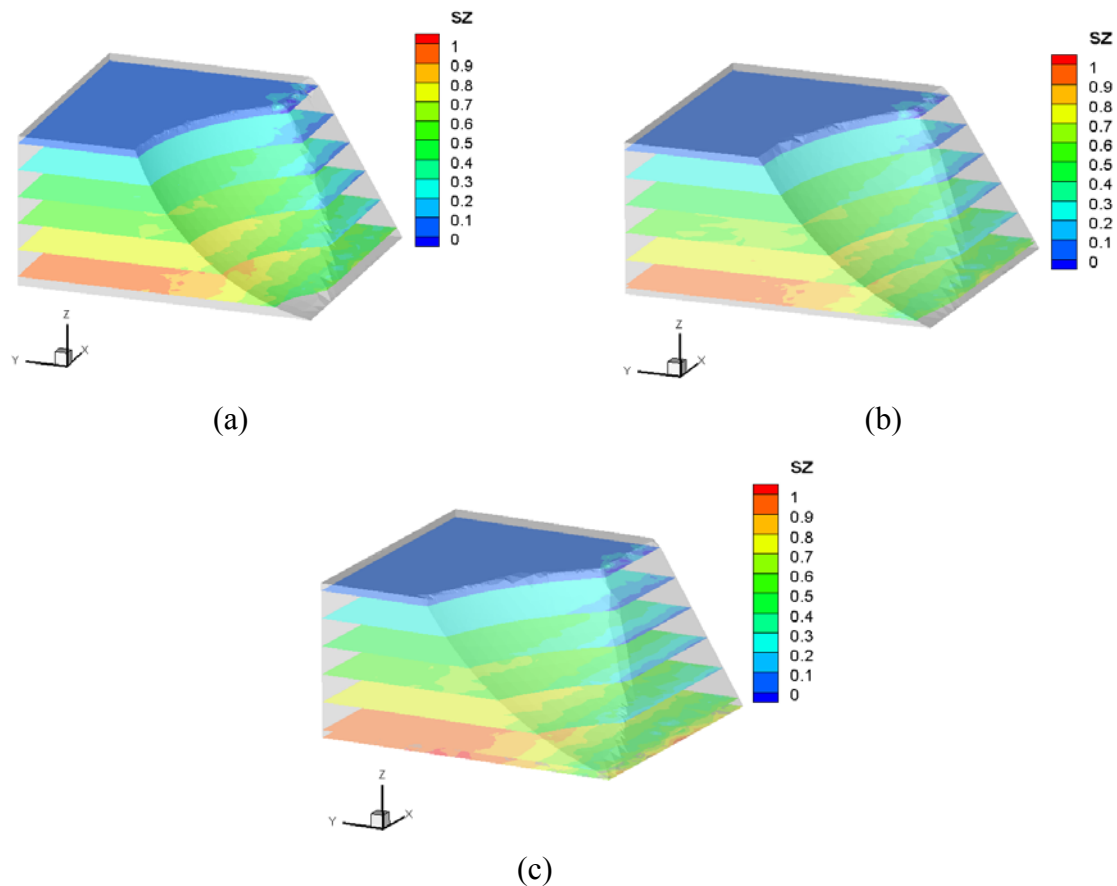


Figura 6.14 - Representação da distribuição de tensões ao longo da profundidade (a) Leshchinsky *et al.* (1985) (b) Hungr *et al.*(1989) (c) Stianson *et al.*(2006).

Foi avaliada a variação do fator de segurança mediante a variação do coeficiente de Poisson. Como se trata de uma análise em que a superfície de ruptura encontra-se na extremidade do domínio, a variação da geometria, não seria adequada, já que alteraria a dimensão da superfície de ruptura. Quanto ao refinamento da malha, será implementado um refinamento satisfatório a partir do determinado pelo exemplo anterior. Apresenta-se, a seguir, a Tabela 6.6, cujos valores de fator de segurança são avaliados mediante a variação do coeficiente de Poisson.

Tabela 6.6 – Avaliação do fator de segurança a partir da variação do coeficiente de Poisson.

Exemplo 2		Análise Fs 3-D FlexPDE				
Autor	F _{s3-D}	Coeficiente de Poisson				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,49
Leshchinsky	1,250	1,209	1,221	1,234	1,246	1,258
Hungr	1,230	1,239	1,247	1,256	1,265	1,277
Stianson	1,410	1,354	1,368	1,382	1,395	1,408

Assim como ocorreu no exemplo 1 de verificação tridimensional, observa-se que a faixa dos valores obtidos utilizando o programa FlexPDE, em relação ao problema original, foi satisfatória. Uma vez que foram obtidos valores muito próximos daqueles apresentados na literatura. Novamente, observou-se, também, que os valores de F_s calculados pelo programa FlexPDE, são sensíveis à variação no coeficiente de Poisson. Para a análise, considerando-se a mesma superfície utilizada por Leshchinsky, obteve-se uma diferença entre os valores máximo e mínimo, de 3,9%; para Hungr obteve-se uma diferença de 2,9%; e para Stianson obteve-se uma diferença de 3,8%.

6.3.3. Exemplo 3 – Caso histórico de Lodalen.

O escorregamento ocorrido em Lodalen (Oslo, Noruega) é considerado um caso histórico da literatura para o estudo de estabilidade de taludes. O caso foi estudado e bem documentado por Sevaldson (1956). Como o deslizamento ocorreu, aparentemente sem nenhuma causa externa repentina, considerou-se o problema como uma redução gradual nas condições de estabilidade do solo ao longo dos anos. A topografia da área após o deslizamento ocorrido e as respectivas seções são apresentadas nas Figuras 6.15 e 6.16, respectivamente.

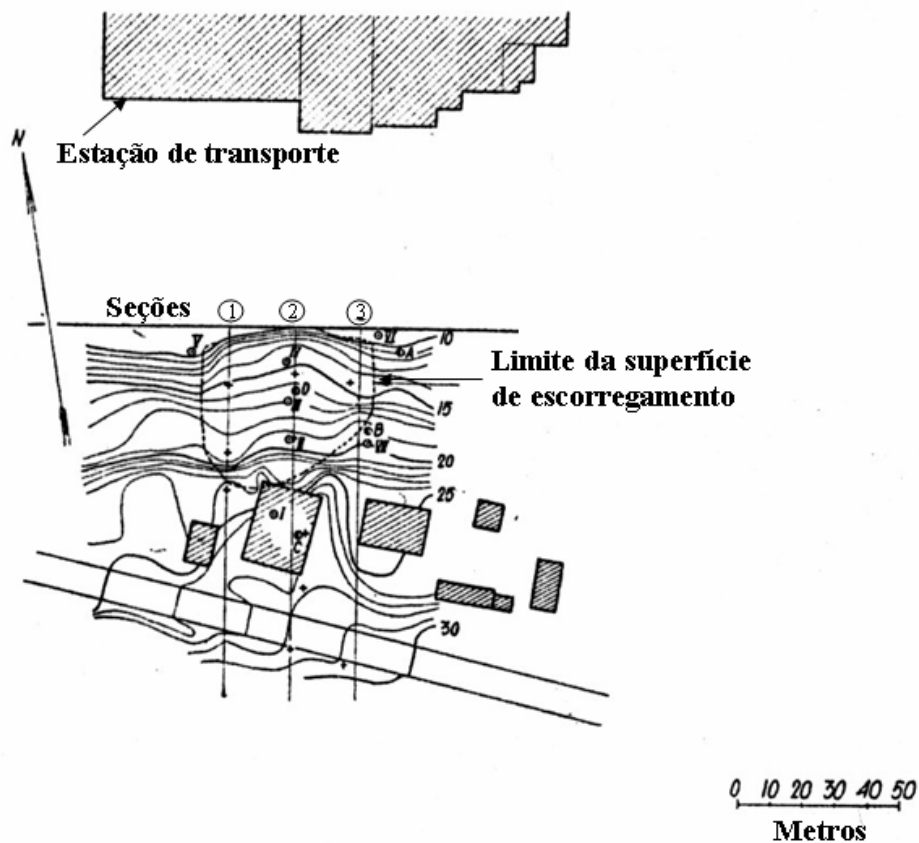


Figura 6.15– Mapa do local após o escorregamento, vista em planta (Modificado de Sevaldson, 1956).

O fator de segurança para o talude de Lodalen foi calculado por Sevaldson (1956) que usou diversos métodos disponíveis na época. Tal como o método $\phi=0$ (ou o método do círculo de atrito), o método ordinário e método de Bishop Simplificado (1955). O resultado de Sevaldson (1956) mostraram que método de Bishop Simplificado (1955), ainda não familiar no meio da engenharia geotécnica, naquele tempo, apresentou melhor solução em termos da posição da superfície crítica de deslizamento e do valor de fator da segurança, quando comparado aos outros métodos. Os resultados obtidos por Sevaldson (1956) fascinaram extensamente os pesquisadores, consolidando a reputação do método Bishop Simplificado (1955).

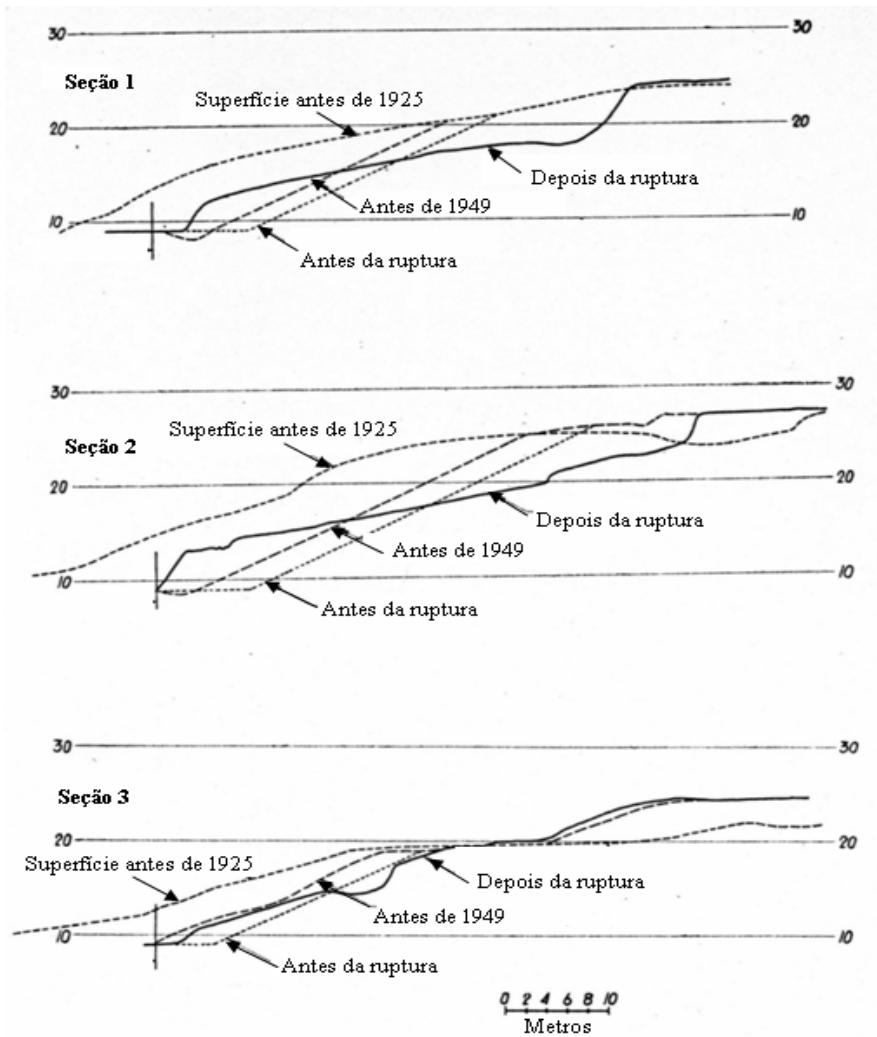


Figura 6.16 – Perfis do solo passando pela superfície de ruptura, conforme indicado na Figura 6.15 (Modificado de Sevaldson, 1956). 145

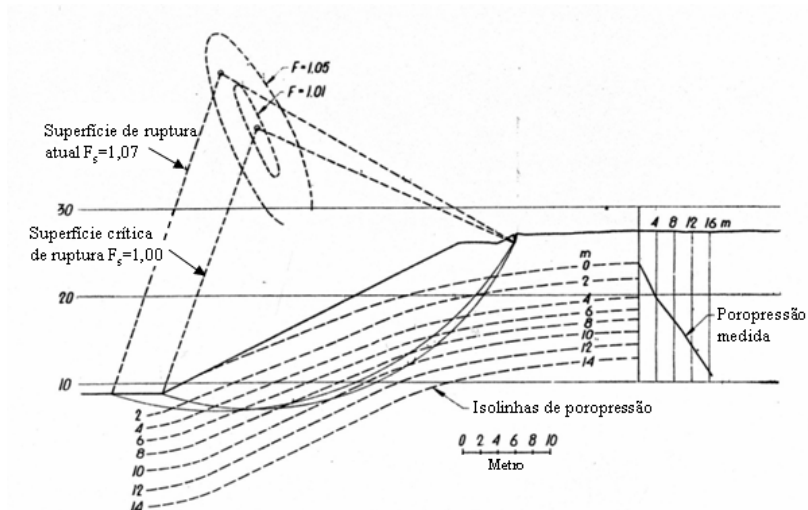


Figura 6.17 – Análise de estabilidade do caso histórico de Lodalen (Modificado de Sevaldson, 1956).

Para as análises realizadas por Sevaldson, 1956 foram utilizados os parâmetros constantes na Tabela 6.7. Os valores de poro-pressão utilizados na análise bidimensional de estabilidade apresentados na Figura 6.17. Observa-se que os valores de fator de segurança obtido por Sevaldson (1956) apresentados na Figura 6.18 são muito próximo de 1.

Tabela 6.7 – Dados utilizados por Sevaldson, 1956 na análise de estabilidade do caso histórico de Lodalen.

Dados Utilizados	
c (kPa)	10
ϕ' (°)	27,1
u_w (kPa)	Figura 6.18
γ (kN/m ³)	19,1

Para a análise tridimensional de verificação do caso de Lodalen foram utilizados os parâmetros indicados na Tabela 6.7, utilizados nas análises de estabilidade de Sevaldson (1956), além dos valores apresentados na Tabela 6.7 serão arbitrados os valores do coeficiente de Poisson e módulo de Young para resolução do problema utilizando o métodos dos elementos finitos.

A geometria tridimensional foi implementada para o caso de verificação. Para isso foi utilizado um comprimento de 100m e largura de 90m. Os valores das elevação foram estabelecidos a partir das três seções definidas na Figura 6.16, perfil antes de 1949. Para os pontos ao longo da superfície de ruptura que não coincidiam com o perfil os valores das elevações foram obtidos a partir de interpolação das três seções. Este procedimento foi necessária devido à irregularidade da superfície do talude, fato que pode ter influência no resultado do cálculo do fator de segurança. É apresentada a seguir na Figura 6.18 a superfície superior do talude.

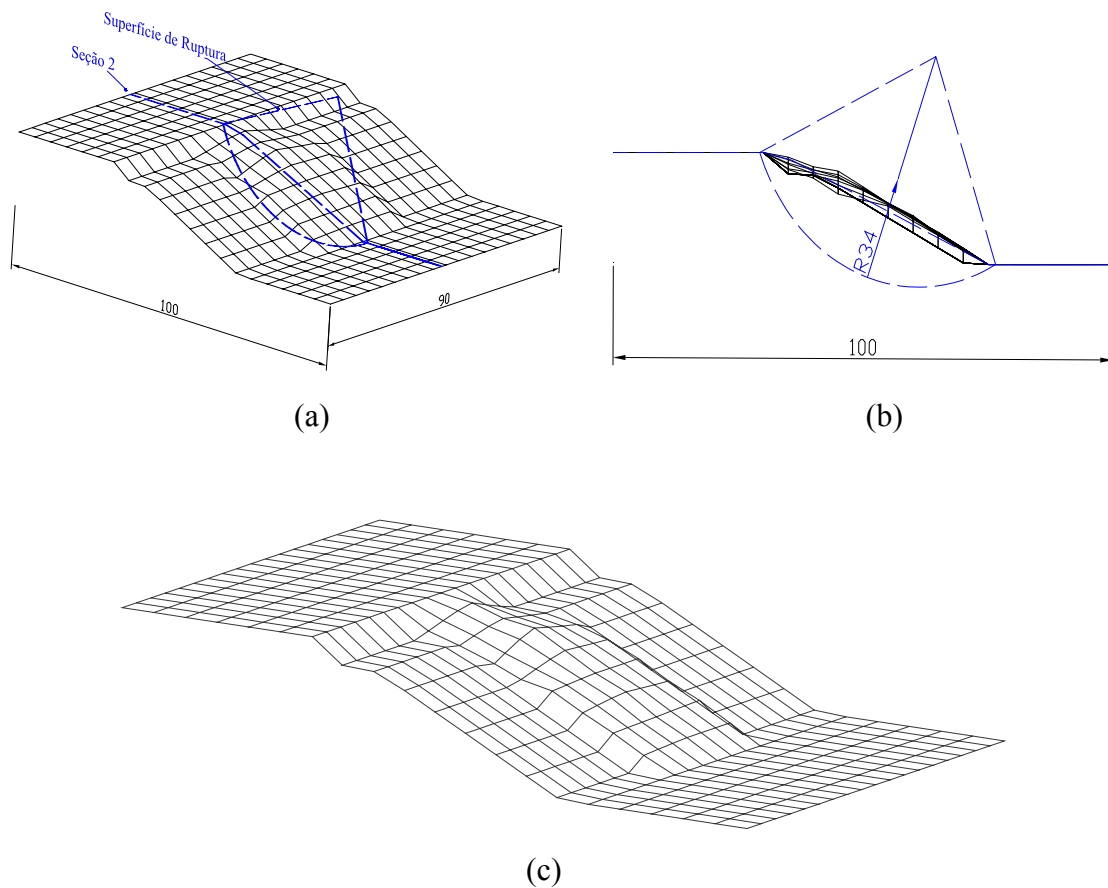


Figura 6.18 – Representação da superfície superior do talude (a) Seção 2 e superfície de ruptura (b) Raio da superfície de ruptura (c) Relevo irregular no topo da superfície.

A fim de complementar a apresentação dos dados utilizados na análise de validação é apresentada na Figura 6.20 bem como a restrição de movimento aplicada a toda base da geometria. A seção 2 apresentada nesta figura possui algumas diferenças da mesma seção mostrada na Figura 6.19a. Esta diferença se deve ao grid de pontos utilizados para obtenção das alturas, o grid foi graduado regularmente de 5 em 5m, portanto alguns pontos constantes na Figura 6.19 não foram usados na Figura 6.18a. Por fim observa-se que a largura da superfície de ruptura é de 50m.

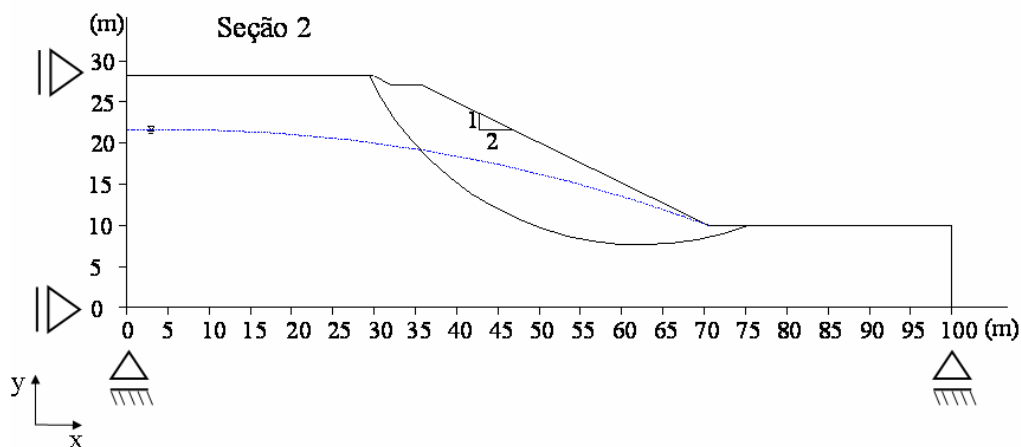


Figura 6.19 – Representação 2D das características complementares do problema.

A partir da reprodução da superfície de ruptura apresentada na Figura 6.20 foi possível, utilizando os mesmos procedimentos descrito nos exemplo 1 e repetido no exemplo 2, calcular o valor do estado de tensões.

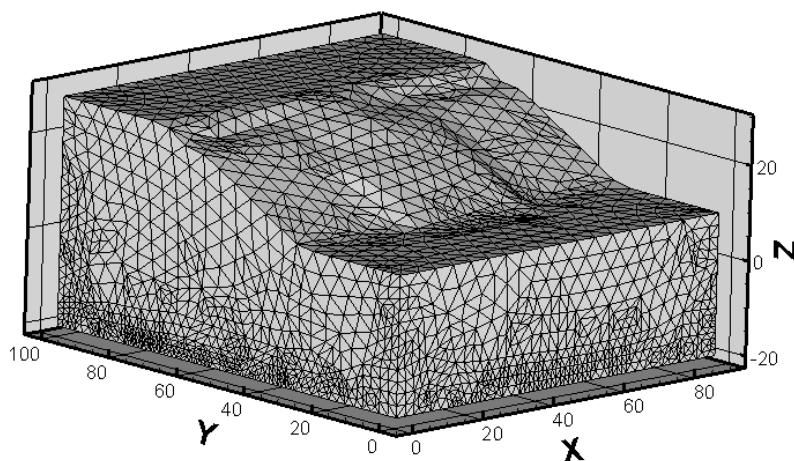


Figura 6.20 – Representação tridimensional da superfície do domínio do problema.

A Figura 6.21 apresenta o estado de tensões ao longo da profundidade, conforme Figura 6.22. Ressalta-se a adoção do coeficiente de Poisson variando entre, 0,1 a 0,49, e do Módulo de Young igual a 1500, uma vez que não encontrados na literatura dados que permitissem avaliação de ambos os parâmetros.

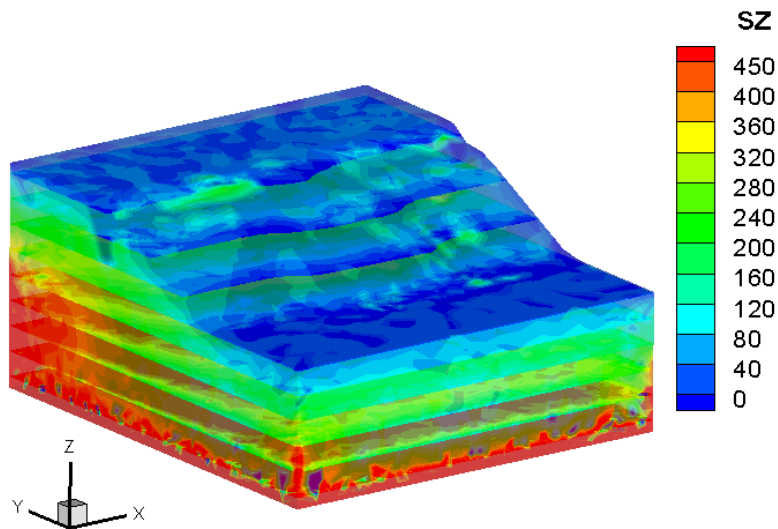


Figura 6.21 – Estado de tensões verticais em kPa ao longo da profundidade.

Para este exemplo, foi necessário calcular os valores de poro-pressão atuantes no maciço. Inicialmente foi contemplada a condição de pressão hidrostática para variação de poro-pressão. Porém, segundo El-Ramly *et al.* (2006), a condição real medida em campo apresenta valores mais altos que o valor da pressão hidrostática, conforme mostrado na Figura 6.22. Logo é necessário corrigir os valores de poro-pressão, segundo um coeficiente de 1,339, a fim de se obter valores reais para o problema.

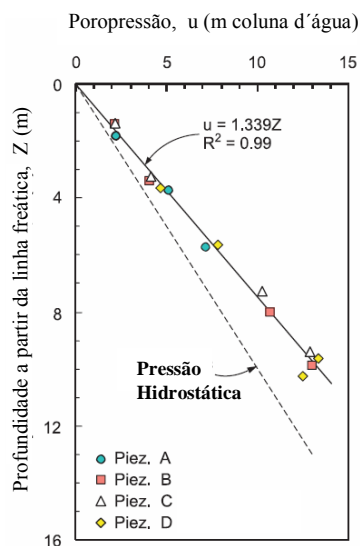


Figura 6.22 – Comparação entre pressão hidrostática e pressão medida por piezômetros (El-Ramly *et al.*, 2006)

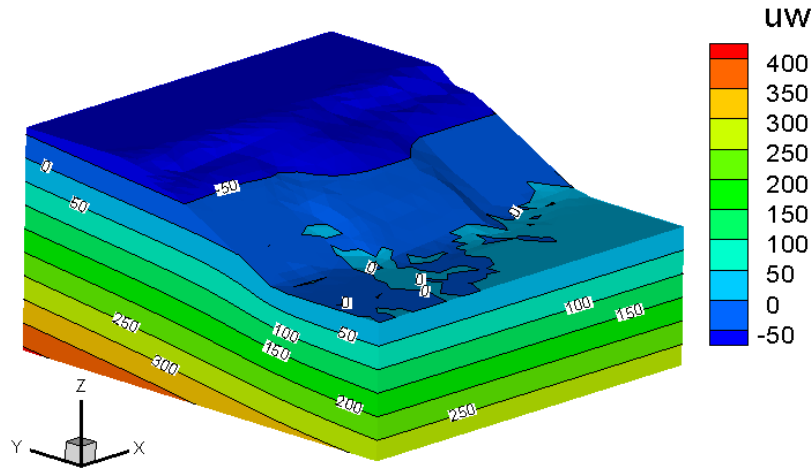


Figura 6.23 – Variação da poro-pressão ao longo da profundidade, valores medidos em kPa.

Foram apresentados na Figura 6.23 os valores de poro-pressão para as diversas profundidades, contudo, destacam-se dois destes. O valor de poro-pressão igual a zero que é um indicativo da linha freática, e, portanto indica a que altura a água começa a tocar a superfície do talude. O segundo valor interessante é o valor -50kPa de poro-pressão para a primeira camada de solo. O que significa acréscimo de resistência ao solo devido ao efeito da sucção. Porém, este acréscimo foi desprezado, visto que não se dispõe de parâmetros e uma vez que a superfície do terreno se encontrava fissurada, portanto, sem contribuição da sucção (Sevaldson, 1956).

A partir das análises de tensão e de fluxo e da posição conhecida da superfície de ruptura, foi possível calcular o valor do fator de segurança para o problema. Apresenta-se a seguir, o valor dos fatores de segurança segundo a variação do coeficiente de Poisson e a geometria da superfície, conforme Figura 6.24.

Tabela 6.8 – Valores calculados de F_s para Poisson entre 0,1 e 0,49.

Exemplo 3		Análise F_s 3-D FlexPDE				
Métodos, Sevaldson (1956)	F_s 3-D	Coeficiente de Poisson				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,49
Círculo de atrito Ordinário	1,010	1,324	1,317	1,278	1,216	1,014
Bishop Simplificado	1,050					

Portanto, as análises realizadas neste capítulo mostram-se satisfatórias no tocante aos resultados apresentados quando comparados aos valores de fator de segurança originalmente calculados. Ou seja, observa-se que, após a verificação do procedimento para análise de estabilidade de taludes tridimensional, mediante comparação dos valores de fator de segurança, foram apresentados valores satisfatórios. Por fim, observa-se a necessidade de adaptar as análises em refinamentos adequados e valores de Poisson condizentes com o problema, haja vista a variação apresentada nos exemplos anteriores.

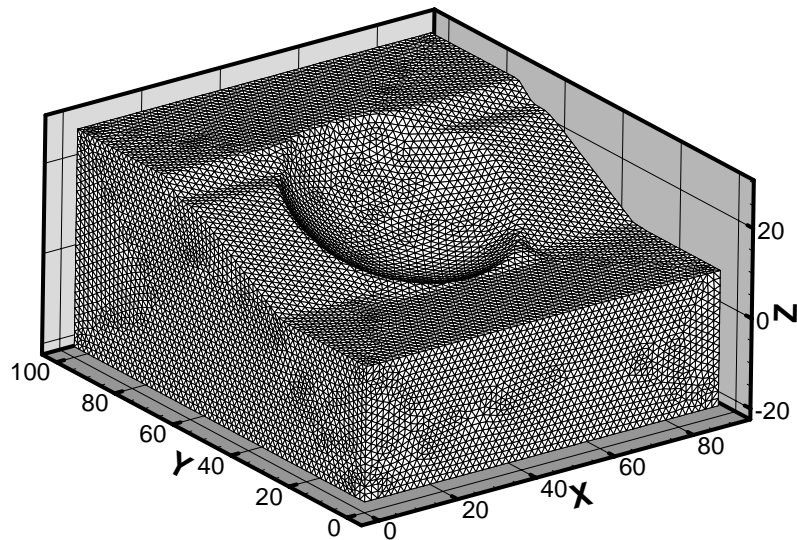


Figura 6.24 – Geometria da superfície de ruptura circular para o deslizamento de Lodalen.

Capítulo 7

Análise 2-D e 3-D de Estabilidade de Talude da Escavação Galeria

7.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os estudos de estabilidade de talude da Escavação Galeria utilizando as ferramentas metodológicas de análise numérica. Além da superfície de ruptura real, foram realizadas as análises bidimensionais e tridimensionais de estabilidade dos taludes para os trechos côncavo e convexo da escavação. Foram utilizados os parâmetros medidos em laboratório, apresentados no Capítulo 5. Em seguida são apresentados de forma comparativa os resultados dos fatores de segurança entre os casos analisados.

7.2. Análise Numérica Bidimensional

Após a satisfatória verificação das ferramentas numéricas, conforme apresentado no Capítulo 6, foram implementadas nesta seção as análises numéricas bidimensionais de tensão e fluxo. A partir destas foi realizada a análise de estabilidade de talude cujos resultados forneceram a superfície de ruptura e fator de segurança, conforme os procedimentos descritos no capítulo anterior para análise bidimensional utilizando o conjunto de ferramentas numéricas FlexPDE e SAFE-DP. Foi contemplada nos estudos bidimensionais a análise de fluxo estacionário, análise de fluxo transiente, análise do estado de tensões antes e após a escavação.

7.2.1. Análise de Fluxo Estacionário

A análise de fluxo estacionário foi realizada no intuito de fornecer os dados de poropressão e grau de saturação para posterior análise de estabilidade de talude. Observa-se que a condição real do problema apresenta-se transiente, visto que houve uma variação do nível de água do início da escavação até o instante da ruptura. Contudo, caso possa ser admitido sem grandes erros que a condição de fluxo no instante da ruptura seja a condição estacionária, poderá ser usada esta condição para o problema. Sendo assim, foi realizada a análise estacionária de fluxo, conforme Figura 7.1, em que se observam as poropressões ao longo do maciço, a concordância do nível do lençol calculado e medido e o furo de sondagem próximo ao local de ruptura.

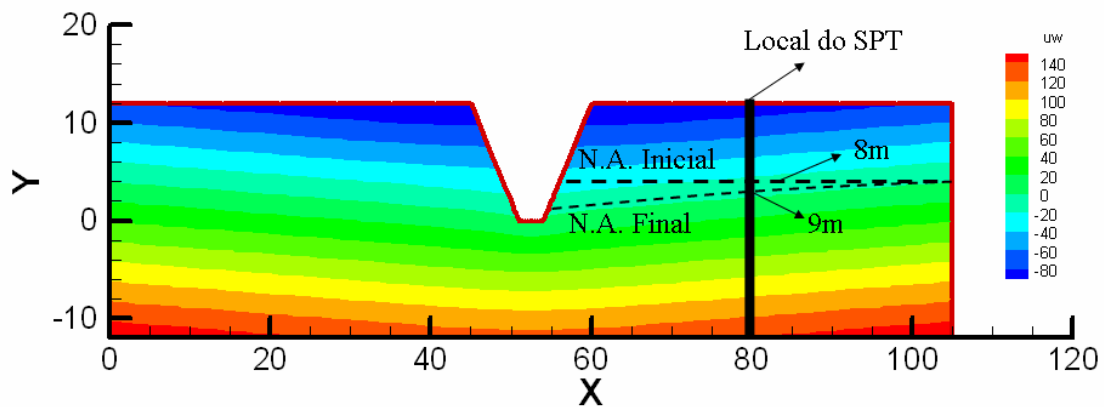


Figura 7.1 Poro-pressões ao longo do perfil de solo, representação dos níveis de água inicial e final e localização do ensaio SPT.

As aplicações das condições de contorno para esta análise obedeceram às condições de obtidas in situ. Foi utilizada a profundidade de 9m do nível de água a distância de 20m da face escavada, conforme indicado pela Figura 7.1. Para tal, foi necessário forçar o valor do nível de água como sendo 8m de profundidade nas extremidades da geometria do problema, conforme Figura 7.1.

Conforme se esperava, foi obtida uma distribuição de poropressão que varia linearmente com a profundidade. Esta distribuição corresponde a uma condição hidrostática, em que não ocorre fluxo vertical, seja na interface solo-atmosfera, seja na fronteira inferior do problema.

7.2.2. Análise de Fluxo Transiente

A análise bidimensional de fluxo transiente foi realizada para verificar como se apresentavam as poropressões ao longo do talude escavado, desde o início da escavação até o instante da ruptura, verificando se as mesmas atingiam a condição estacionária ou não na época da ruptura. Conforme explicado no Capítulo 1, a ruptura se deu uma semana após a passagem da frente de escavação.

As propriedades hidráulicas adotadas foram as mesmas adotadas para a análise estacionária, com o uso da curva característica. A condição de fronteira na face do talude corresponde a uma variação linear do nível do lençol com o tempo, resultando no rebaixamento até a base da escavação. A distribuição de poropressão para o 7º dia é apresentada na Figura 7.2, o nível ``f`` corresponde ao nível de água.

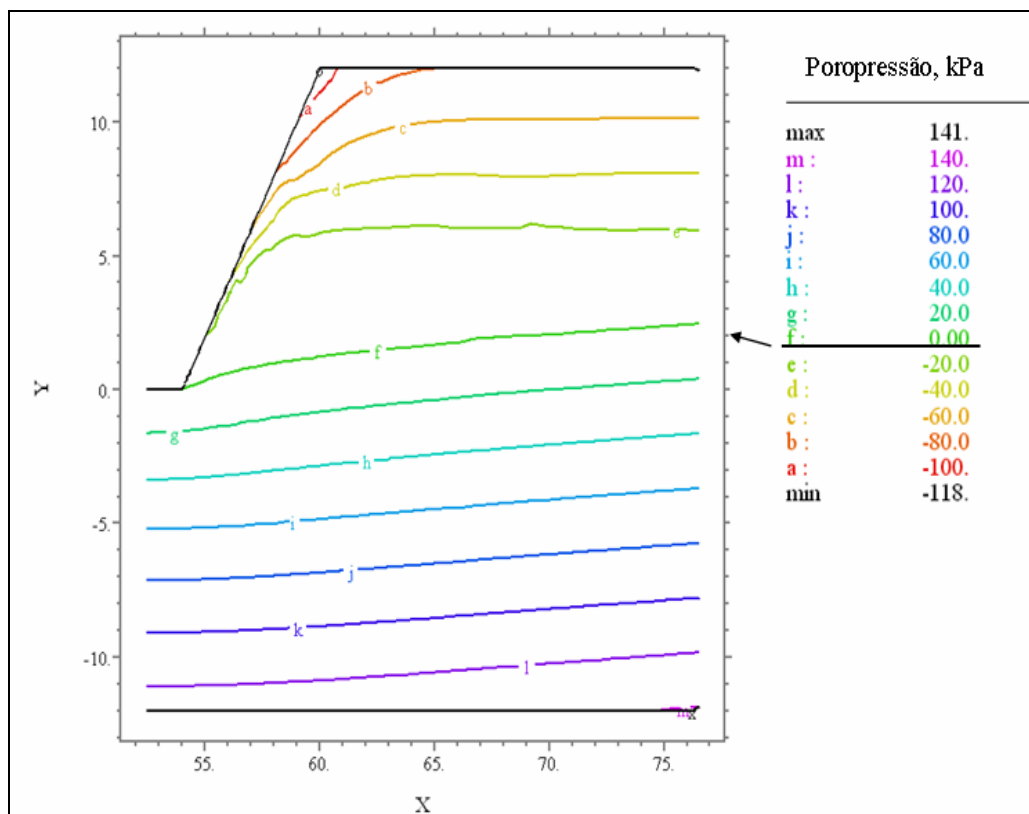


Figura 7.2 – Resultado da análise de fluxo transiente no 7º dia.

A Figura 7.3 apresenta a comparação entre a distribuição de poro-pressão no 7º dia após a escavação e a distribuição de poro-pressão na condição estacionária observam-se valores semelhantes. O nível do lençol coincide com as pequenas variações podendo ser atribuídas à forma arbitrária como a poropressão foi controlada na análise transiente. Sabe-se que o nível de água na face do talude pode ser elevado devido ao fluxo horizontal.

Pode-se concluir que as condições de poropressão ao fim da escavação são próximas da condição estacionária quanto ao rebaixamento do nível de água. É importante se salientar que as condições acima do lençol não representam necessariamente as condições de campo, pois não foi considerada a interação solo-atmosfera.

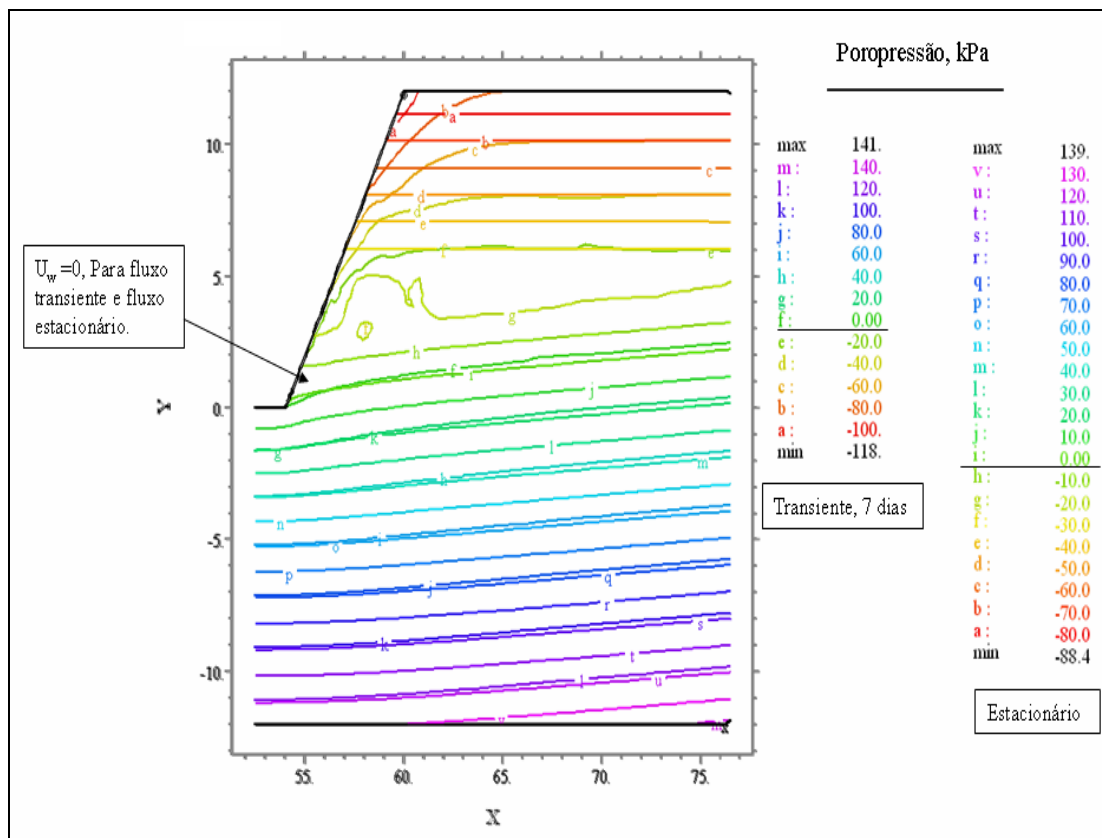


Figura 7.3 – Comparação das poropressões entre as análises de fluxo estacionário e fluxo transiente.

7.2.3. Análise do Estado de Tensão e Estabilidade

A análise de tensões foi dividida em duas etapas, sendo a primeira a determinação do estado inicial de tensões, antes da escavação, e a segunda a determinação do estado

final, após a escavação. Devido à influência do coeficiente de Poisson nos resultados das análises, conforme observado nas análises do capítulo anterior, ressalta-se nesta etapa a utilização dos dados obtidos por Peixoto (1999) para determinação do valor de tensão horizontal, σ_h , para cada camada de solo a partir dos valores da tensão vertical, σ_v , e $(u_a - u_w)$. A partir dos dados de Peixoto (1999) foi possível obter o coeficiente de Poisson, ν , para cada uma das camadas, conforme descrito a seguir.

A Figura 7.4 apresenta a relação entre tensão vertical, tensão horizontal e sucção, bastando duas destas para obtenção da outra. A partir dos valores de tensão vertical e tensão horizontal obtém-se k_0 .

Inicialmente foi calculada a tensão vertical atuante no centro da camada em que se pretende obter o valor de Poisson, ν . Em seguida juntamente com o valor da sucção, retirado a partir da curva característica, para o ponto em que se calculou a tensão vertical, foi possível obter o valor de tensão horizontal. Tendo os valores de tensão horizontal e vertical é possível obter o valor de k_0 . Da teoria da elasticidade tem-se que $k_0 = \nu / (1 - \nu)$, para uma condição de deformação plana, rearranjando em função de ν tem-se que $\nu = k_0 / (1 + k_0)$.

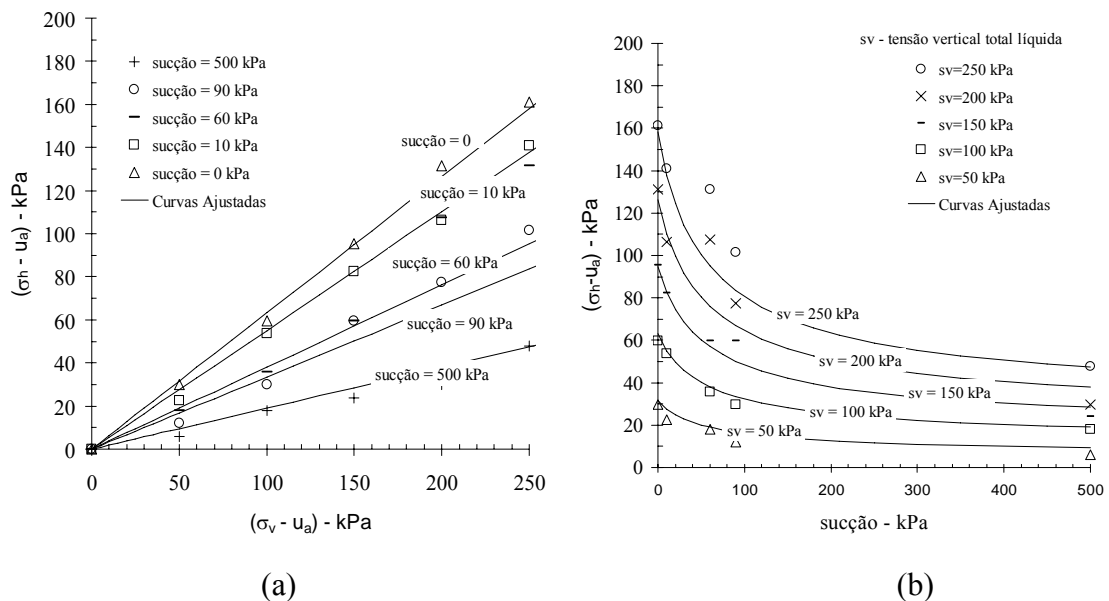


Figura 7.4 - Determinação do valor de tensão horizontal, σ_h , para cada camada de solo a partir dos valores da tensão vertical, σ_v , e $(u_a - u_w)$, (a) coordenadas $(\sigma_v - u_a)$ e $(\sigma_h - u_a)$ (b) coordenadas $(u_a - u_w)$ e $(\sigma_h - u_a)$ (Gitirana Jr., 1999).

Observa-se que de acordo com a Figura 7.4b para valores de sucção até 100 kPa há uma variação significativa de tensão horizontal para a mesma faixa de tensão vertical. Já para valores acima de 100kPa essa variação se torna pequena. Portanto, a variação de tensão horizontal em função da sucção só pode ser considerada relevante até aproximadamente 100 kPa, deste valor em diante a variação da tensão horizontal se dá principalmente em função da tensão vertical. A Figura 7.5 resumiu os procedimentos utilizados para determinação do Poisson para as camadas de solo.

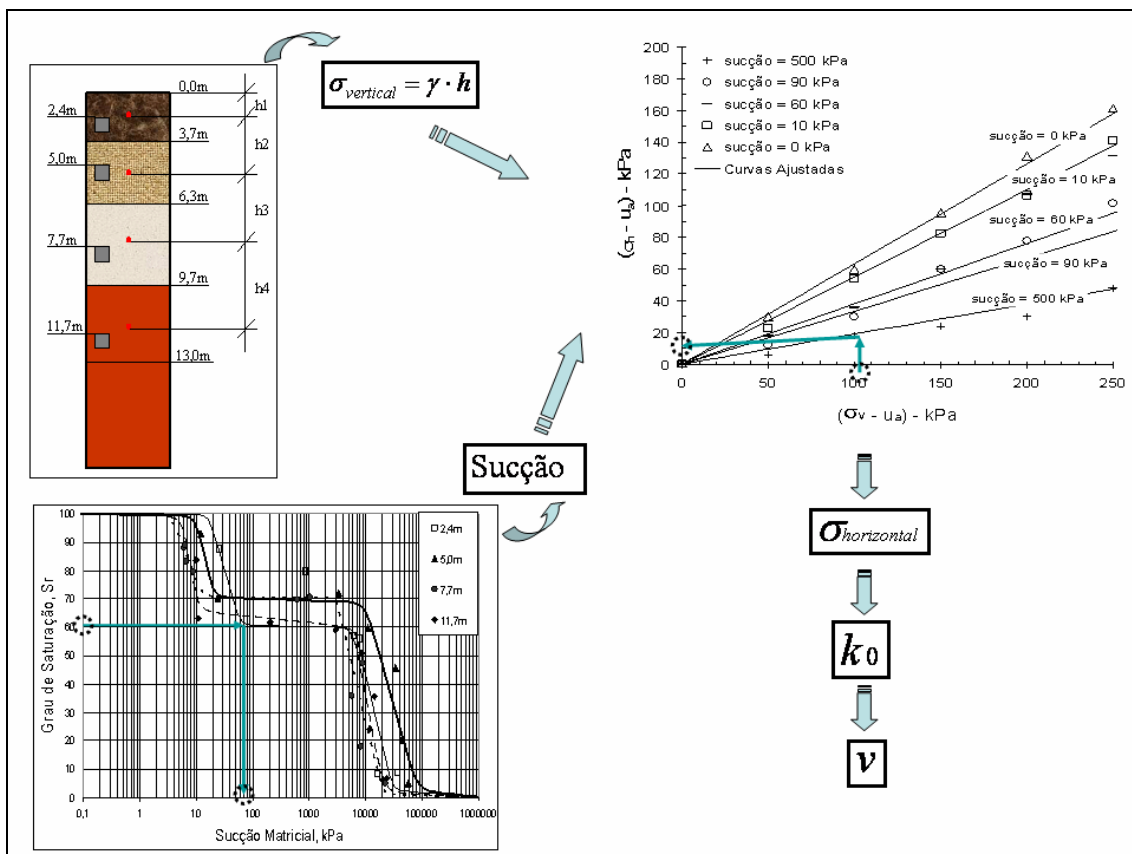


Figura 7.5 Procedimento utilizado para determinação do Poisson para as camadas de solo.

Os valores de Poisson calculados segundo procedimento descrito na Figura 7.5 são apresentados na Tabela 7.1. Assim como os valores utilizados para realização dos cálculos. Os valores da profundidade são equivalentes ao centro de cada uma das camadas, conforme pode ser visto na Figura 7.5. Os valores de grau de saturação, peso específico e sucção são os valores medidos em laboratório para cada um dos blocos. Todo o restante dos dados é medido de forma indireta.

Tabela 7.1. Cálculo do coeficiente de Poisson para cada uma das camadas de solo.

Profundidade (m)	S_r (%)	Sucção (kPa)	γ (kN/m ³)	σ_y (kPa)	σ_x (kPa)	k_0	ν
1,8	52,4	8570	12,3	22,81	6,0	0,26	0,21
5,0	70,5	25	14,2	64,48	33,0	0,51	0,34
8,0	74,3	12	15,2	108,84	58,0	0,53	0,35
11,3	71,5	11	15,9	160,57	86,0	0,54	0,35

Excetuada a primeira camada, observa-se homogeneização dos demais valores para o coeficiente de Poisson. O baixo valor do coeficiente de Poisson na camada mais superior se deve à baixa umidade do solo superficial no período seco do ano. A importância do cálculo deste coeficiente se reflete no comportamento da distribuição de tensões ao longo do perfil de solo.

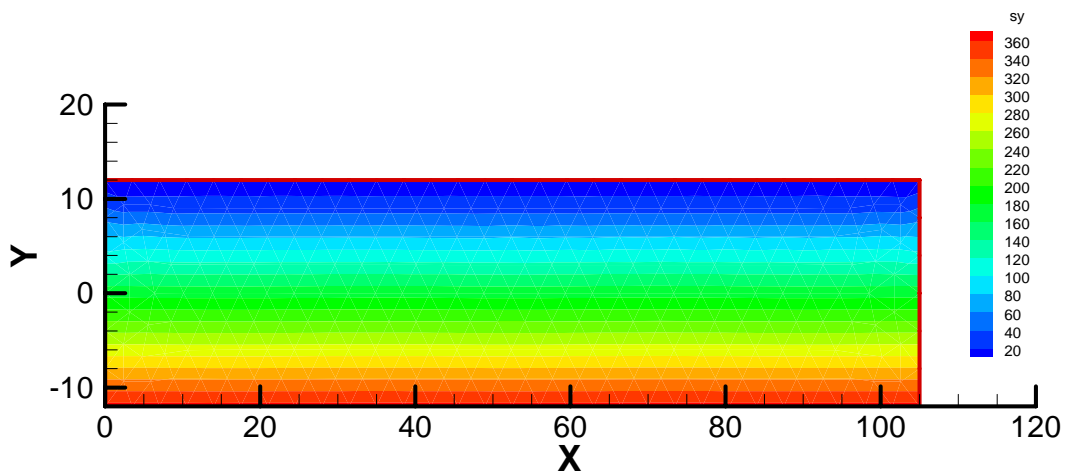
Para as análises foram utilizados os parâmetros hidráulicos e mecânicos medidos em laboratório, apresentados no Capítulo 5. A Tabela 7.2 apresenta os parâmetros utilizados na análise numérica bidimensional. Conforme apresentado na Tabela 7.2. Além desses parâmetros foram utilizados os valores da curva característica de cada camada de solo para o cálculo do peso específico em função da quantidade de água armazenada.

Tabela 7.2. Valores utilizados nas análises de tensão, e estabilidade.

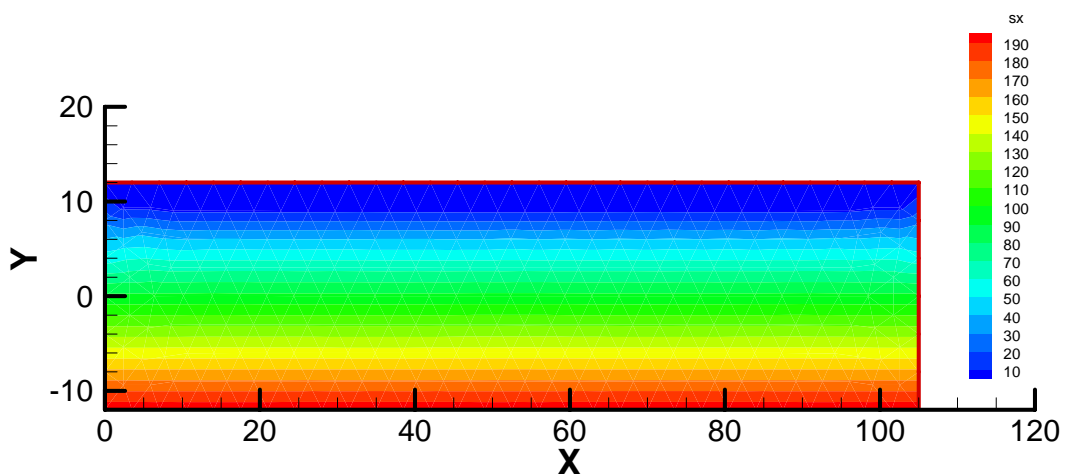
Profundidade (m)	D_r	γ_{nat} (kN/m ³)	e	w(%)	Resistência		$\phi^{b1}(\circ)$	$\phi^{b2}(\circ)$	ν
					c' (kPa)	ϕ' (°)			
1,8	2,60	12,3	1,83	36,9	3	27	0,2	-0,03	0,21
5,0	2,57	14,2	1,49	40,9	6	26	16	-0,12	0,34
8,0	2,59	15,2	1,24	35,5	12	33	7	-0,14	0,35
11,3	2,58	15,9	1,10	30,5	11	32	26	-0,14	0,35

A fim de simular as condições de campo, foi analisado o alívio de tensão ocorrido devido à escavação. Para isso foi realizada a análise numérica para obtenção do estado de tensões na geometria em formato de um retângulo, o qual representava o maciço de solo antes da escavação, portanto sem a presença do talude escavado. O estado de tensões gerado a partir desta análise foi exportado como estado de tensões iniciais para a análise posterior de tensões cuja geometria representava o maciço escavado. As tensões iniciais foram aliviadas por meio da análise de equilíbrio do maciço escavado.

Os resultados da análise de tensão são apresentados nas Figuras 7.6a, 7.6b, 7.7a e 7.7b. São apresentados os resultados do estado de tensões para as direções x e y para cada uma das duas geometrias, antes e após a escavação. Para o maciço de solo, antes da escavação, considerou-se a atuação das forças de massa agindo no maciço, e a partir dessas forças foi calculado o estado de tensões que equilibrasse o sistema. Devido à escavação, o sistema foi novamente desequilibrado e a partir do novo estado de tensões calculado para o maciço antes da escavação atuando como estado de tensões iniciais o sistema foi novamente calculado buscando o reequilíbrio das forças, gerando um novo estado de tensões, conforme apresentado nas figuras 7.7a e 7.7b.

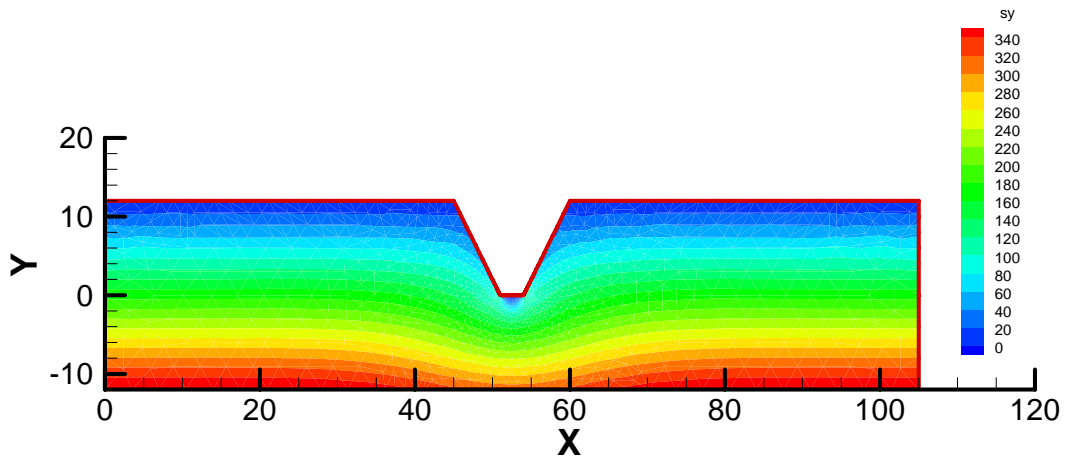


(a)

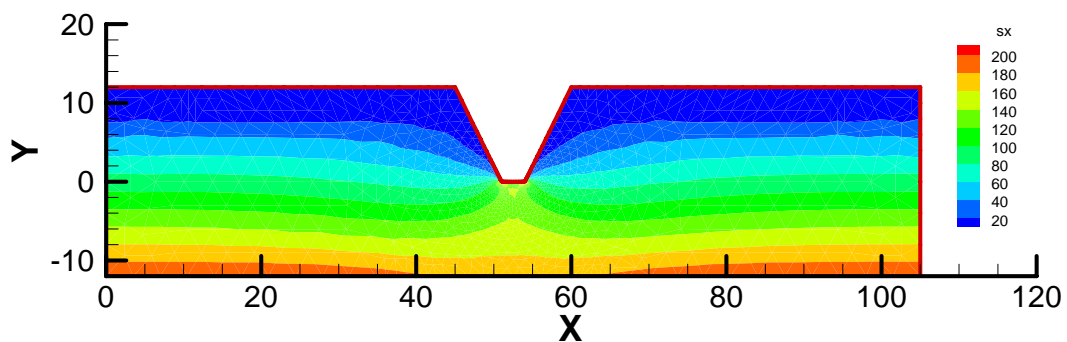


(b)

Figura 7.6 - Representação do estado de tensões em kPa (a) Estado de tensões na direção y, antes da escavação. (b) Estado de tensões na direção x, antes da escavação.



(a)



(b)

Figura 7.7 - Representação do estado de tensões em kPa (a) Estado de tensões na direção y, após a escavação. (b) Estado de tensões na direção x, após a escavação.

Utilizando o programa SAFE-DP, a partir do campo de poropressão e de tensões gerado pela análise numérica de fluxo e tensão utilizando o programa FlexPDE, conforme mostrado nas Figuras 7.2, 7.7a e 7.7b, foi gerada uma superfície de ruptura, pelo processo de otimização, e posteriormente calculado o fator de segurança da mesma, utilizando o conceito de equilíbrio limite aperfeiçoado. A representação da superfície de ruptura e o valor calculado do fator de segurança podem ser observados na Figura 7.8.

Observa-se na Figura 7.8, ainda, que a superfície de ruptura foi encontrada dentro de um domínio delimitado pelo usuário. Pode-se observar que a posição da superfície de ruptura obtida é próxima da posição observada em campo, com a largura da massa de solo na crista de aproximadamente 4 metros.

Além da superfície de ruptura, foi calculado pelo programa SAFE-DP o fator de segurança igual a 1.091. Fator de segurança próximo do valor 1, portanto, indicativo de iminência da ruptura.

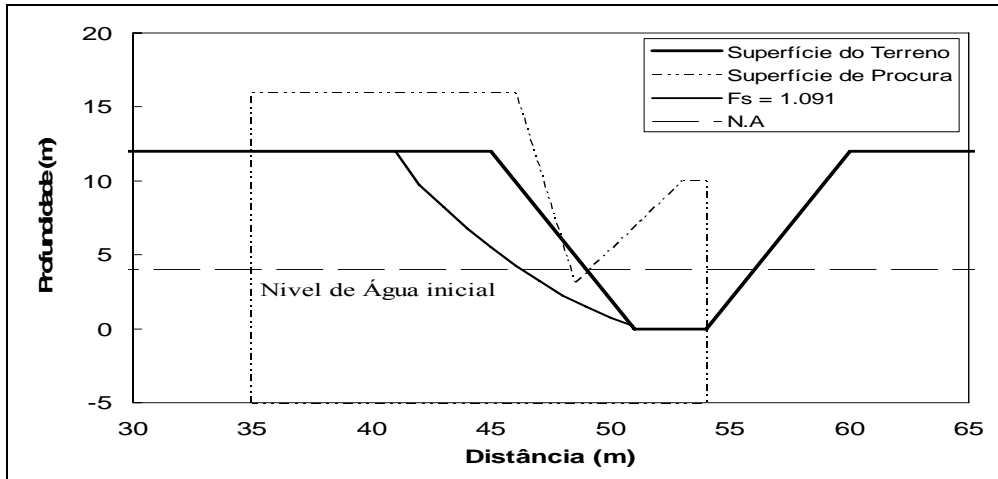


Figura 7.8 - Superfície de ruptura e fator de segurança para a superfície encontrada.

A fim de complementar este estudo foi realizada uma análise de estabilidade desconsiderando a presença de água no talude, portanto, arbitrou-se o valor $u_w=0$ para todo maciço de solo. Realizou-se a análise de estabilidade seguindo exatamente o disposto na seção 7.2.3. Para esta análise obteve-se valor de fator de segurança igual a 0,902 e nova superfície de ruptura, conforme apresentado na Figura 7.9.

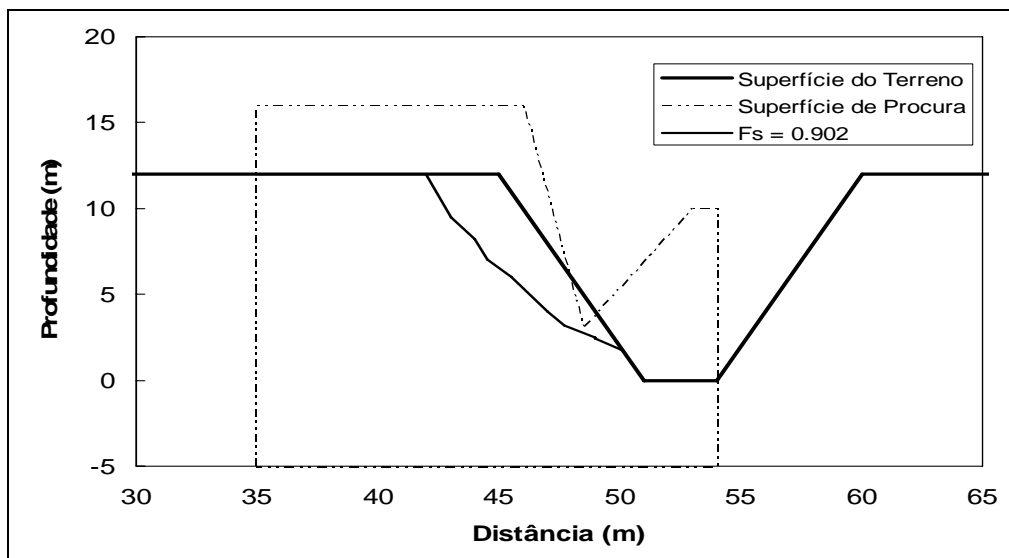


Figura 7.9 – Fator de segurança e superfície de ruptura para análise de estabilidade para $u_w=0$.

Esta análise mostrou que para $u_w=0$ o fator de segurança sofreu redução, de 1,091 para 0,902, conforme era esperado, já que para $u_w=0$ ocorre perda do efeito de sucção ocasionando diminuição da resistência do solo.

7.3. Análise Numérica Tridimensional

Esta seção apresenta a análise de estabilidade de talude da Escavação Galeria utilizando os procedimentos tridimensionais descritos nos capítulos anteriores. Apresentam-se nas próximas seções análises de fluxo e tensão ao longo da escavação a fim de averiguar o comportamento do maciço no trecho côncavo e no trecho convexo. A partir das análises de fluxo e tensão será avaliada a condição de estabilidade da escavação.

Apresentam-se, na Figura 7.10, os locais em que foram realizadas as análises de estabilidade de talude. No total foram realizadas 4 análises, sendo que duas análises são realizadas no trecho côncavo da escavação e as outras duas no trecho convexo da escavação.

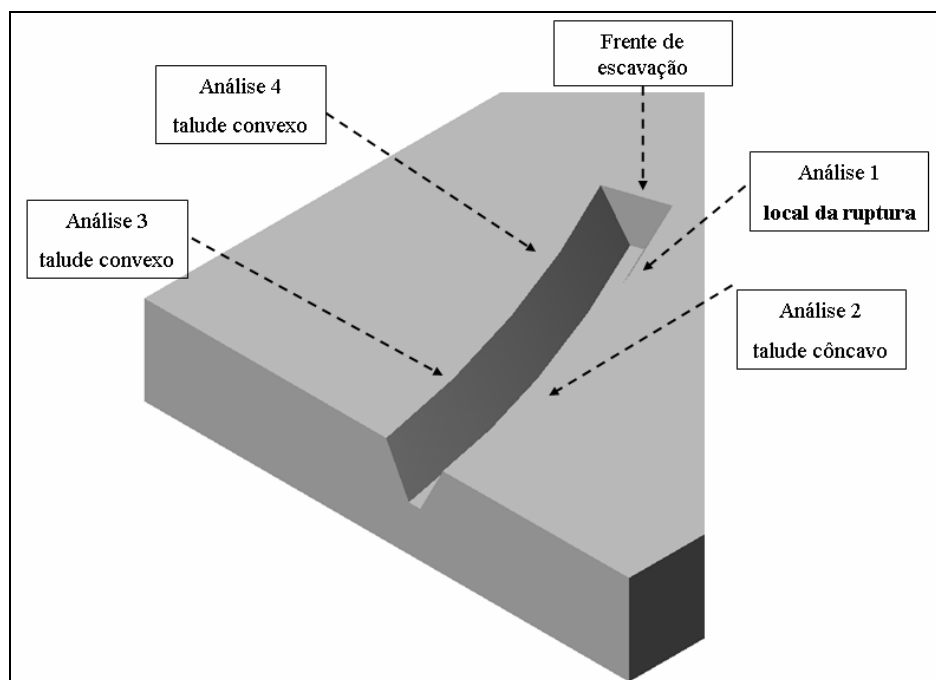


Figura 7.10 – Representação dos locais das análises tridimensionais de estabilidade.

Observa-se que as análises realizadas foram dispostas no mesmo alinhamento, o que possibilita a comparação dos resultados das análises entre os trechos côncavos e convexos do talude. A escolha de vários locais de análise, além do próprio local da

ruptura, tem por objetivo permitir a avaliação da importância do formato do talude (i.e, côncavo e convexo) e da proximidade da frente de escavação nas condições de estabilidade.

7.3.1. Análise de Fluxo Tridimensional

A condição de fluxo tridimensional pode ser relevante no desenvolvimento da ruptura, visto que, para o talude em estudo a geometria tem um formato curvo e está próxima a frente de escavação, portanto, podendo influenciar na concentração de fluxo de água junto à face dos taludes. A variação do nível de água na face do talude variação da resistência ao cisalhamento do solo e, por conseguinte à variação do valor de fator de segurança.

A Figura 7.11 ilustra para a geometria da Escavação Galeria, a hipótese de aumento do nível de água na face côncava do talude escavado e diminuição do nível de água na face convexa do talude escavado a partir da disposição do fluxo.

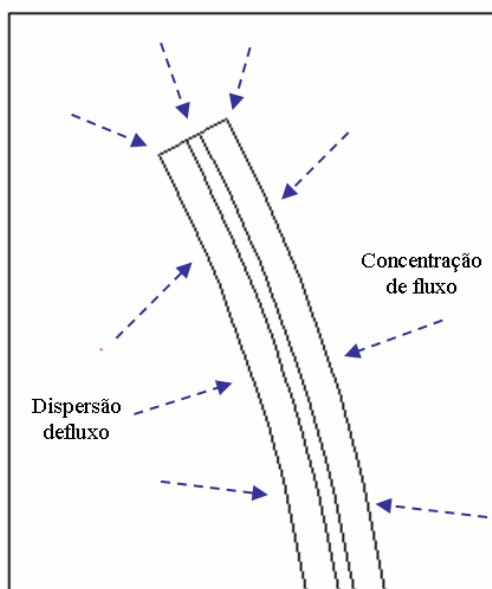


Figura 7.11 - Vista em planta do fluxo de água para a geometria da estação galeria.

A fim de avaliar a variação de poro-pressão ao longo do maciço de solo e a variação do nível de água nas faces escavadas do talude nos trechos côncavo e convexo foi realizadas análises de fluxo tridimensional nos locais indicados pela Figura 7.12. A

partir desta análise são apresentados de forma comparativa para os trechos côncavos e convexos os valores de poropressão e nível de água.

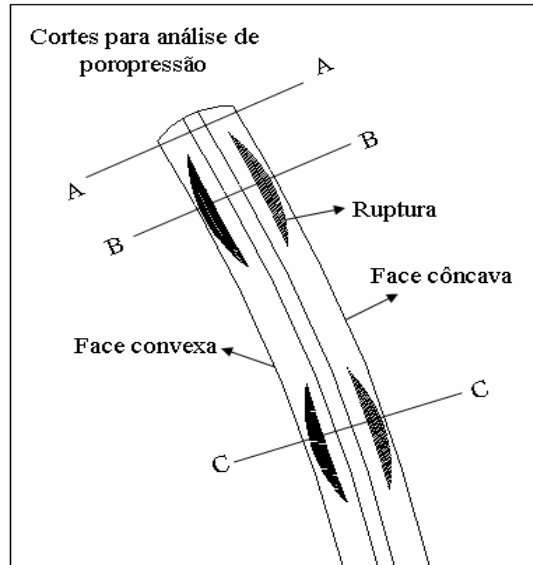


Figura 7.12 - Locais dos cortes para avaliação comparativa do nível de água, poropressão e tensão desviadora.

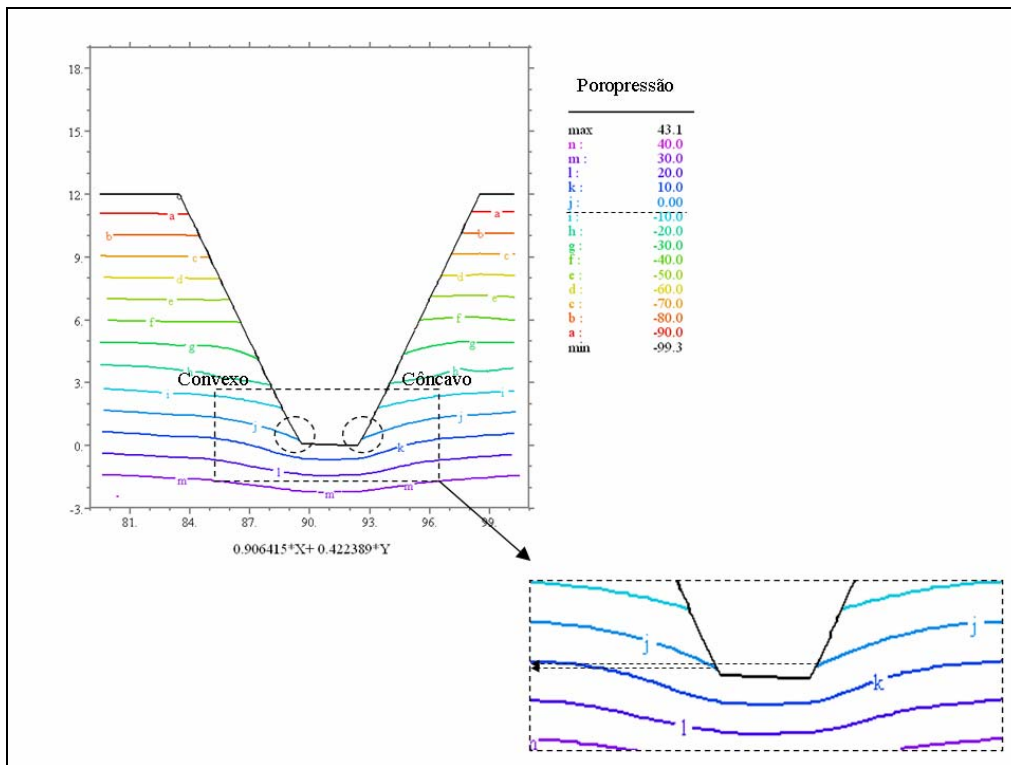


Figura 7.13 – Representação das pressões de água nos poros e do nível de água para o corte AA.

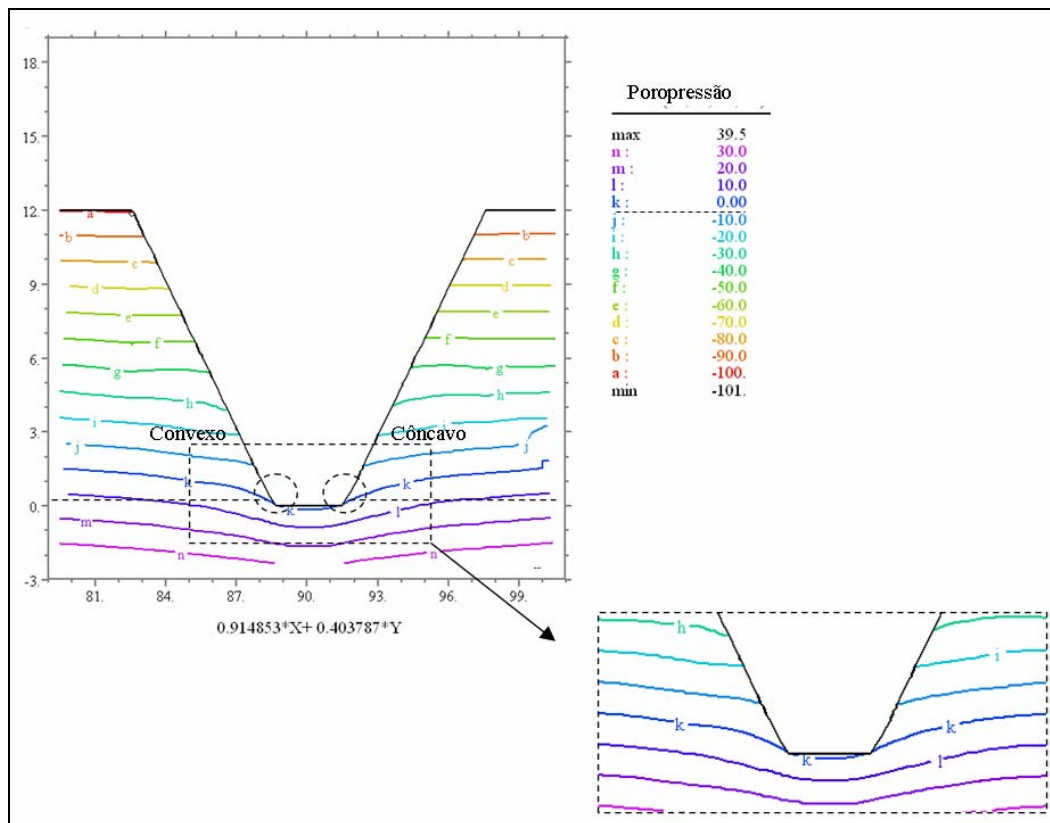


Figura 7.14 – Representação das pressões de água nos poros e do nível de água para o corte BB.

Observa-se na Figura 7.13 que há uma pequena diferença entre as elevações dos níveis de água entre a face do talude côncavo e a do talude convexo ao longo da curvatura do talude para o corte AA. Esta diferença pode ser explicada pela hipótese ilustrada na Figura 7.11 em que há maior concentração de água no trecho côncavo do que no convexo. Contudo, observou-se para os cortes BB, conforme Figuras 7.14, que esse efeito é ainda menor e que para o corte CC, conforme Figura 7.15, que não há variação do nível de água entre as demais faces.

Desta forma conclui-se que os pontos relativos ao corte AA, próximo a frente de escavação e ao local da ruptura do talude, são os pontos cujo efeito do acúmulo de água próximo a face do talude côncavo são mais representativos, porém parecem pouco expressivos.

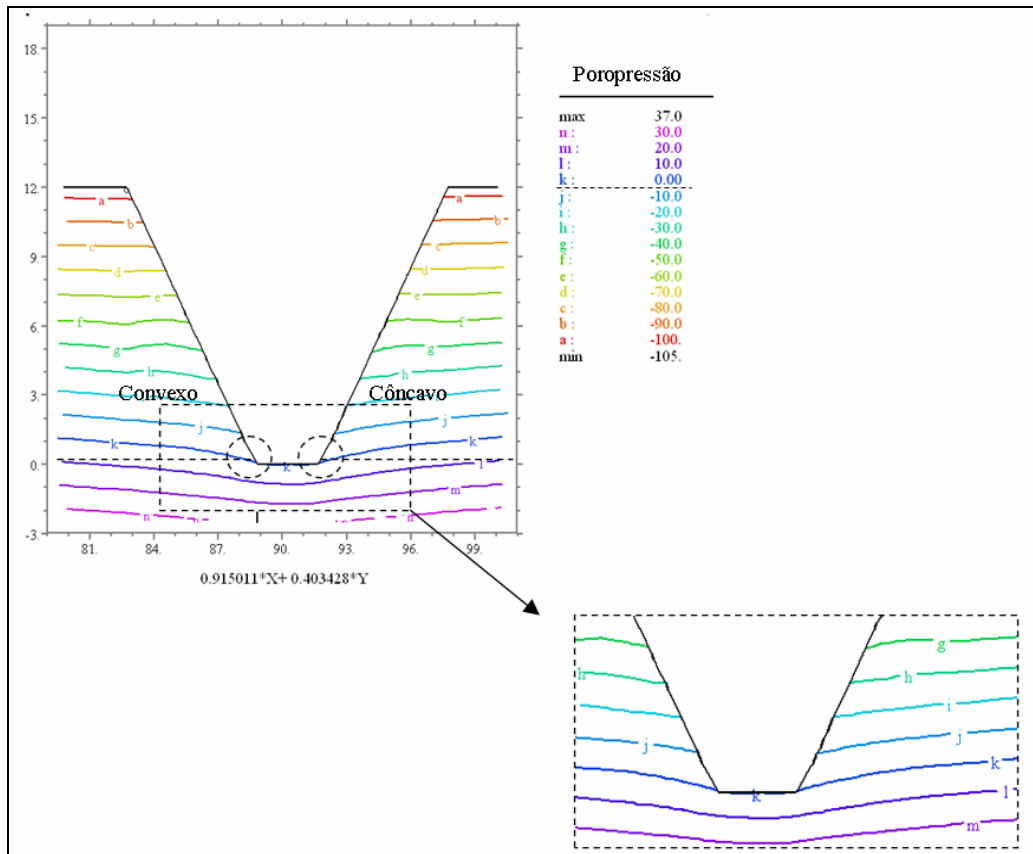


Figura 7.15 – Representação das pressões de água nos poros e do nível de água para o corte CC.

Por fim são apresentados na Figura 7.16 os valores de poropressão utilizando a representação tridimensional. Ressalta-se a faixa de poropressão igual a zero, ou seja, o nível de água para frente de escavação, em que é destacada uma descontinuidade do nível de água próximo ao centro da frente de escavação. Os valores resultantes da análise de fluxo, apresentadas neste tópico, foram utilizados para análise de estabilidade de talude.

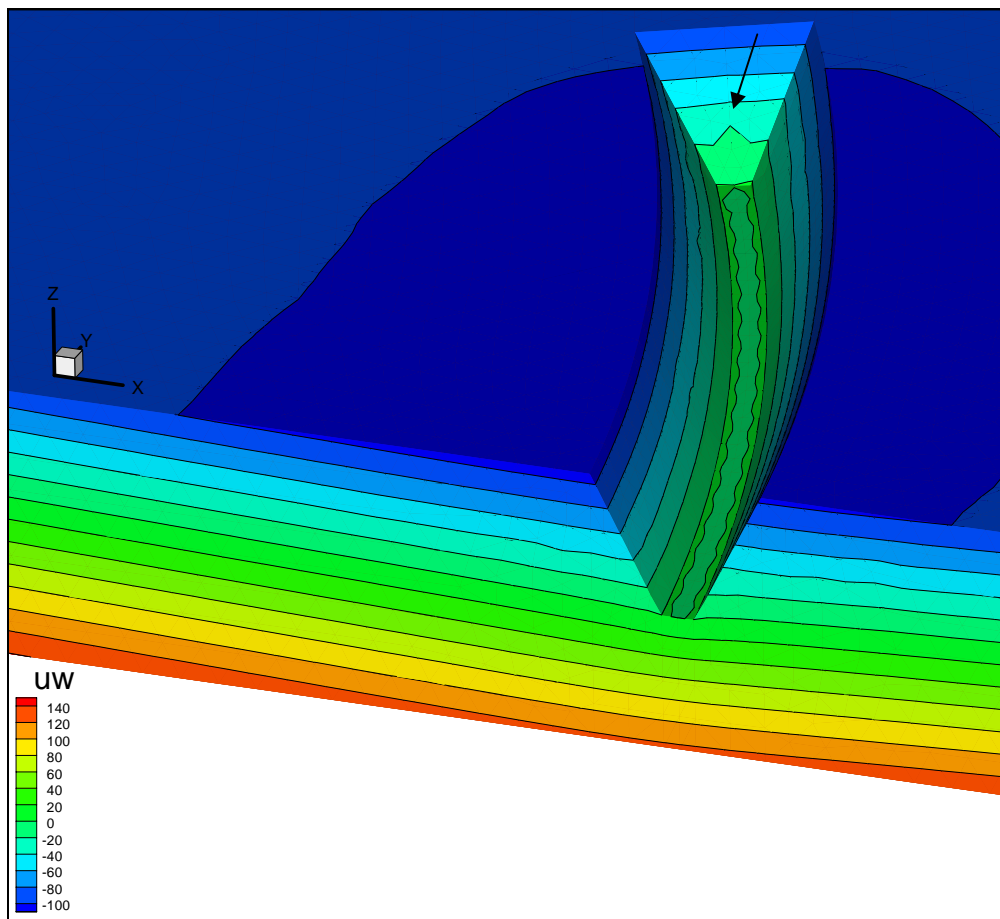


Figura 7.16 – Valores de pressões de água nos poros ao longo do maciço de solo

7.3.2. Análise de Tensões Tridimensional

Assim como para a análise bidimensional a análise de tensão tridimensional foi dividida em duas etapas, sendo a primeira a determinação do estado inicial de tensões, antes da escavação, e a segunda a determinação do estado final, após a escavação. Para estas análises utilizaram-se os mesmos parâmetros e procedimentos utilizados na análise 2D. É apresentada a seguir na Figura 7.17, as tensões verticais ao longo da profundidade para o maciço de solo antes da escavação.

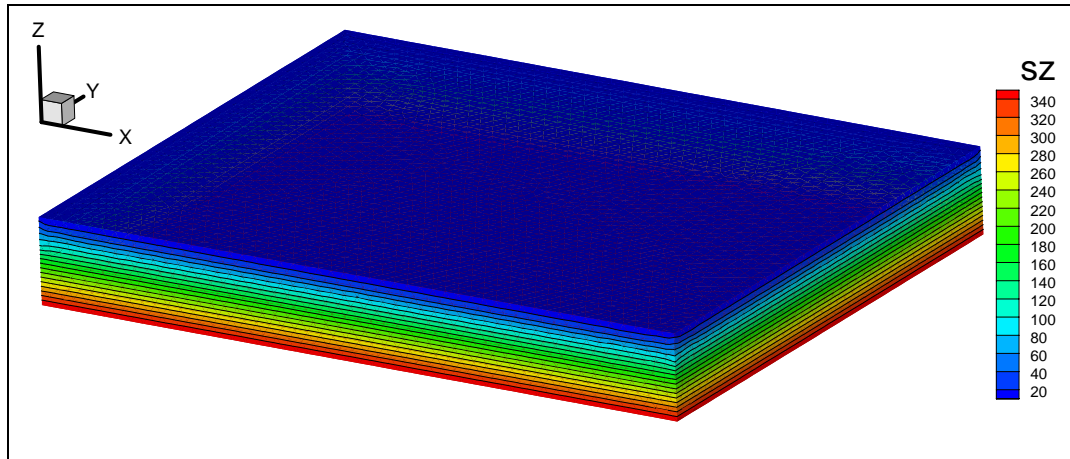


Figura 7.17 – Tensões na direção z ao longo da profundidade.

Em seguida é realizada a análise de tensões para a geometria da Escavação Galeria, sendo que, os valores iniciais de tensão são os valores calculados a partir do estado de tensões gerados pela análise numérica considerando a geometria do maciço de solo antes da escavação. A partir desta análise é possível obter o estado de tensões ao longo do solo, conforme pode ser representado pela Figura 7.18.

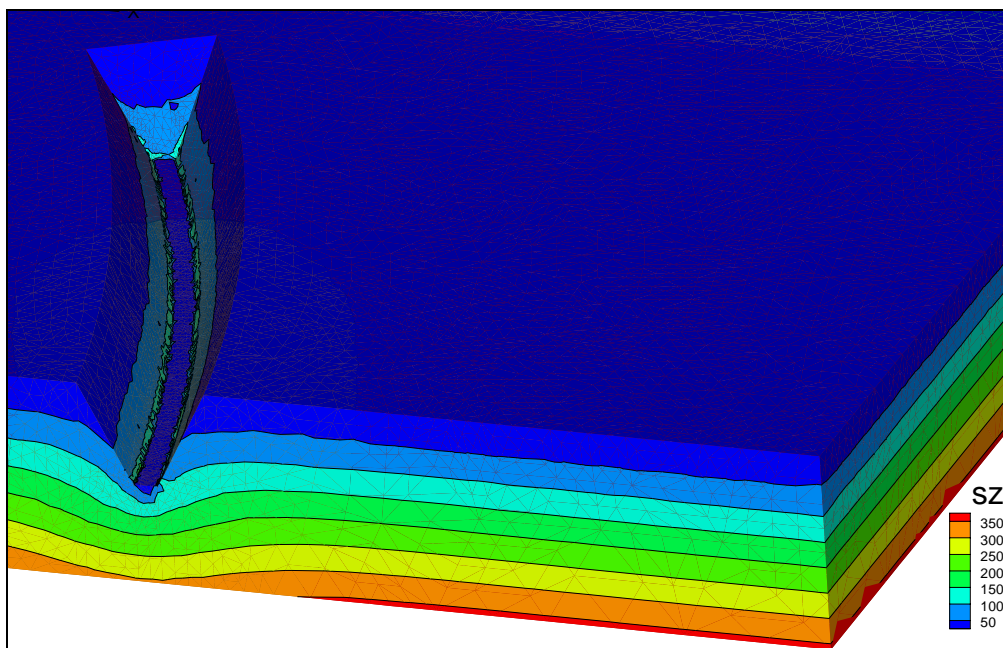


Figura 7.18 – Estado de tensões para a geometria da Escavação Galeria.

7.3.3. Análises tridimensionais de estabilidade dos taludes

Conforme descrito anteriormente, foram realizadas 4 análises de estabilidade de talude, das quais duas para o trecho côncavo e duas para o trecho convexo. Para esta análise foram utilizados os campos de tensão e fluxo gerados pelas análises numéricas mais os parâmetros de resistência descritos anteriormente.

A partir desses dados e utilizando a ferramenta numérica FlexPDE foi realizado a análise de estabilidade. Tendo em vista que se trata de uma análise de ruptura já ocorrida e, portanto, são conhecidas as dimensões da superfície de ruptura. Admitiu-se que a superfície de ruptura possui um formato aproximadamente esférico. A partir da localização desta superfície foi possível obter o valor do fator de segurança por meio da razão entre as tensões resistentes e atuantes atuando na superfície esférica, conforme descrito no capítulo anterior. Apresenta-se nas Figuras 7.19, 7.20, 7.21 e 7.22 o formato da superfície de ruptura para cada uma das análises realizadas bem como a discretização do domínio do problema.

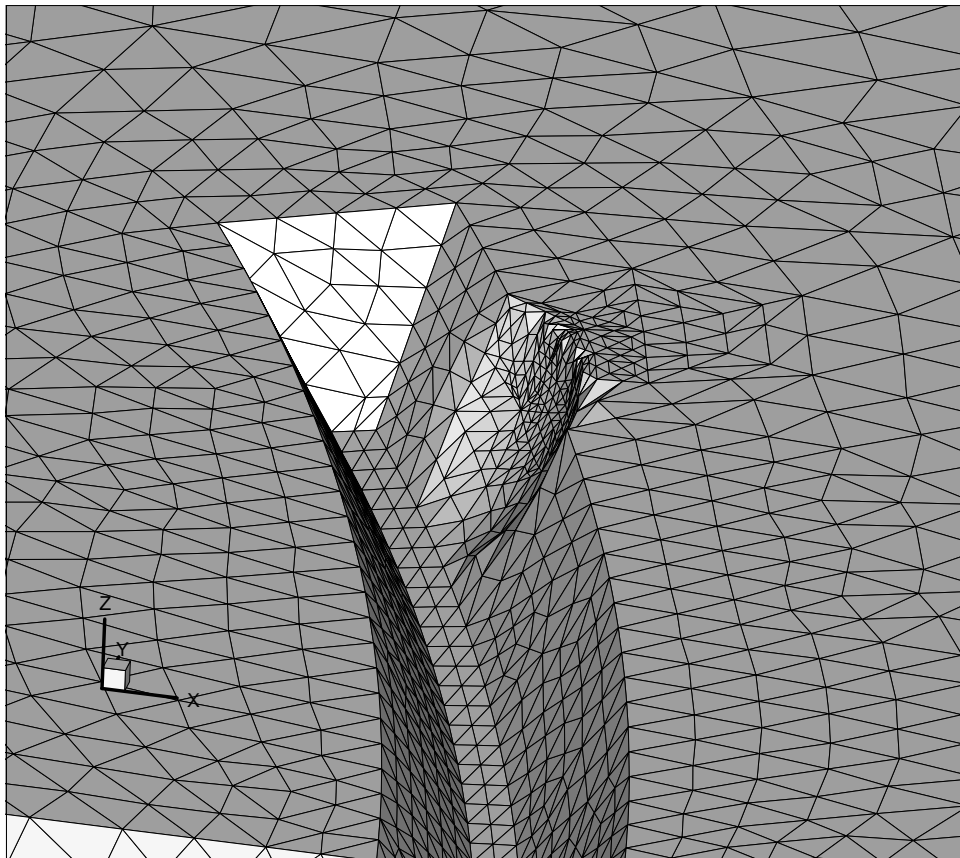


Figura 7.19 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 1.

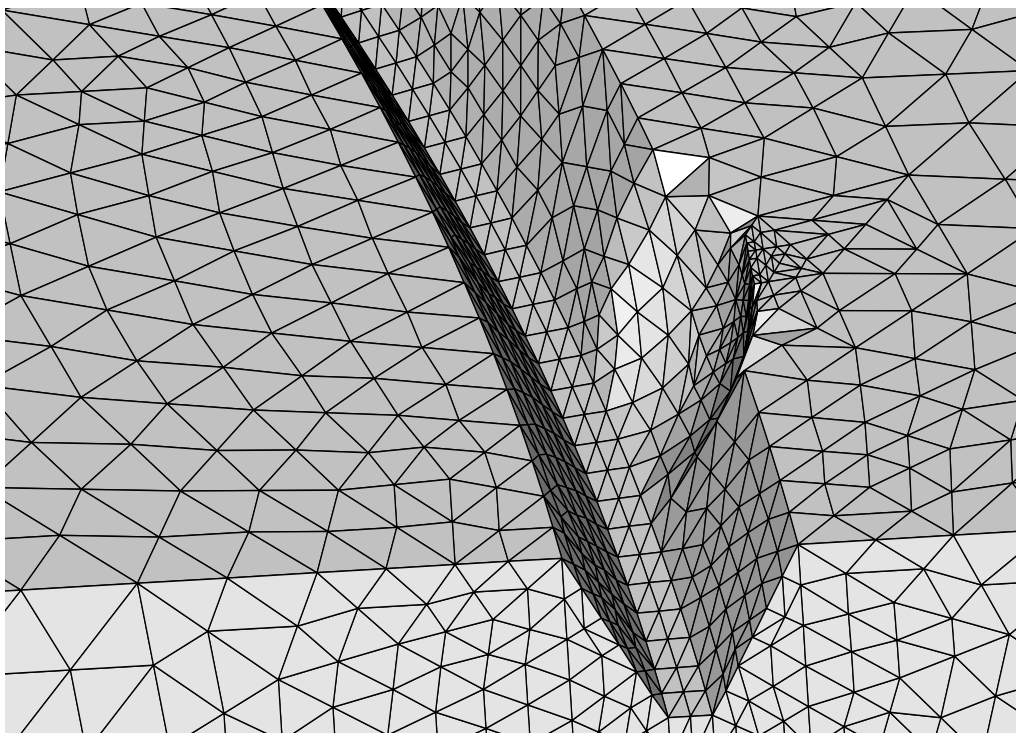


Figura 7.20 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 2.

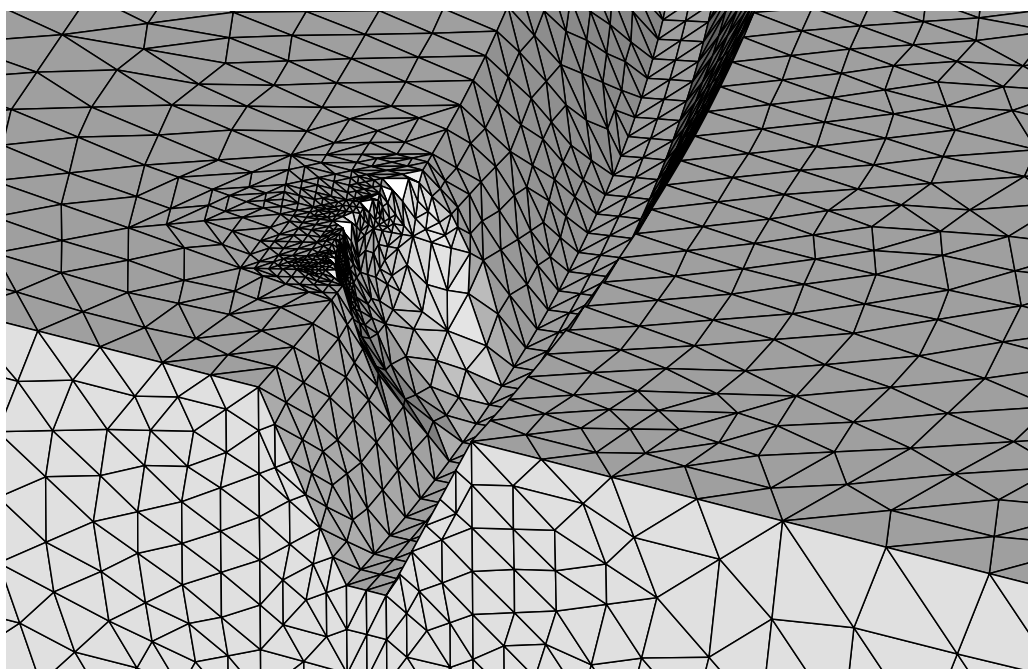


Figura 7.21 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 3.

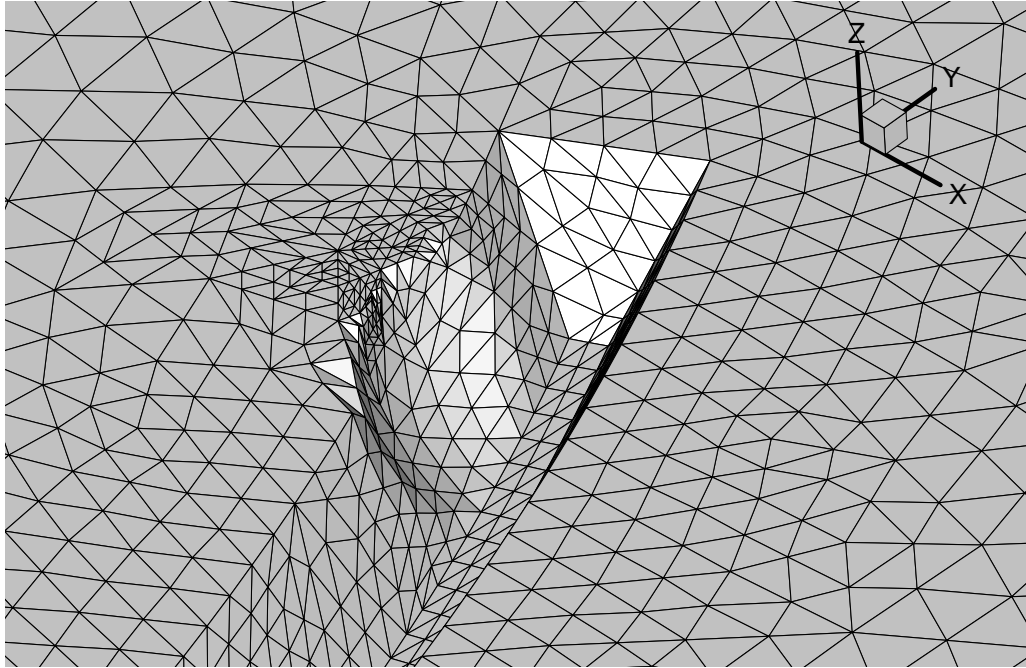


Figura 7.22 – Discretização do domínio e apresentação da superfície de ruptura 4.

Para as 4 análises de estabilidade de talude foram utilizadas aproximadamente as mesmas dimensões da superfície de ruptura observada no local da ruptura em que o formato e as dimensões se aproximam bastante com de uma calota esférica. As superfícies esféricas tinham raio igual a 16m e as coordenadas do centro da esfera variaram conforme a posição da superfície de ruptura, permanecendo constante apenas o valor da altura da esfera, ou seja, 14m de altura em relação ao fundo da escavação. O formato das superfícies esféricas de ruptura pode ser visualizado nas Figuras 7.19, 7.20, 7.21 e 7.22. A partir das 4 análises de estabilidade de talude realizadas obtiveram-se os valores de fator de segurança para cada um dos pontos analisados, conforme apresentado na Tabela 7.3.

Tabela 7. 3 Valores de fator de segurança para as análises de estabilidade de talude.

Análises	Talude	F_{s3D}
Análise 1	Côncavo, lado direito, próximo à frente de escavação	1,174
Análise 2	Côncavo, lado direito, longe da frente de escavação	1,203
Análise 3	Convexo, lado esquerdo, longe da frente de escavação	1,168
Análise 4	Convexo, lado esquerdo, próximo à frente de escavação	1,247

A partir dos valores obtidos pode-se concluir que a frente de escavação tem influência direta no resultados dos valores de fator de segurança para as análises feitas próximo a ela, uma vez que para a análise 1, talude côncavo, foi obtido o menor valor de fator de segurança, igual a 1,174. O maior valor de fator de segurança foi obtido para a seção 4, talude convexo, cujo fator de segurança apresentou valor igual a 1,247.

Os resultados podem indicar os efeitos tridimensionais do fluxo próximo à frente de escavação para o trecho côncavo. Para as demais análises, em que a frente de escavação não tem mais influência, o lado côncavo a análise de estabilidade do talude, representado pela análise 2 apresentou valor de fator de segurança de 1,203, valor maior que o valor do fator de segurança para o lado convexo representado pela análise 3 igual a 1,168.

A fim de avaliar a influência da variação do estado de tensões ao longo da Escavação Galeria no valor do fator de segurança apresenta-se a seguir o fator de segurança local, dado por, $F_{sl} = \tau_{resistente} / \tau_{atuante}$, para cada ponto do maciço de solo. Onde o valor da tensão resistente na ruptura foi calculado pelo critério de Mohr-Coulomb para solos não saturados.

Para cada ponto foram utilizadas as coordenadas tensão média e máxima tensão cisalhante para o cálculo das tensões resistentes e atuantes, respectivamente. A partir desses valores foi obtido o fator de segurança para cada ponto correspondente aos trechos AA, BB e CC, conforme Figuras 7.23, 7.24 e 7.25.

A partir das Figuras 7.23, 7.24 e 7.25 observou-se que os valores de F_{sl} , delineiam áreas de possível plastificação. Para o trecho na frente de escavação, representado pela Figura 7.23, observa-se que os valores de fator de segurança locais menores ou iguais a 1 estão localizados no entorno das faces de todo talude em uma faixa compreendida entre a base do talude e próxima ao topo do talude. Para a Figura 7.24, correspondente ao trecho BB, este comportamento é mantido praticamente para a mesma faixa, já para a Figura 7.25, correspondentes ao trecho CC, observa-se que esta faixa de valores é restringida a uma zona menor indicando menores possibilidades de ruptura global.

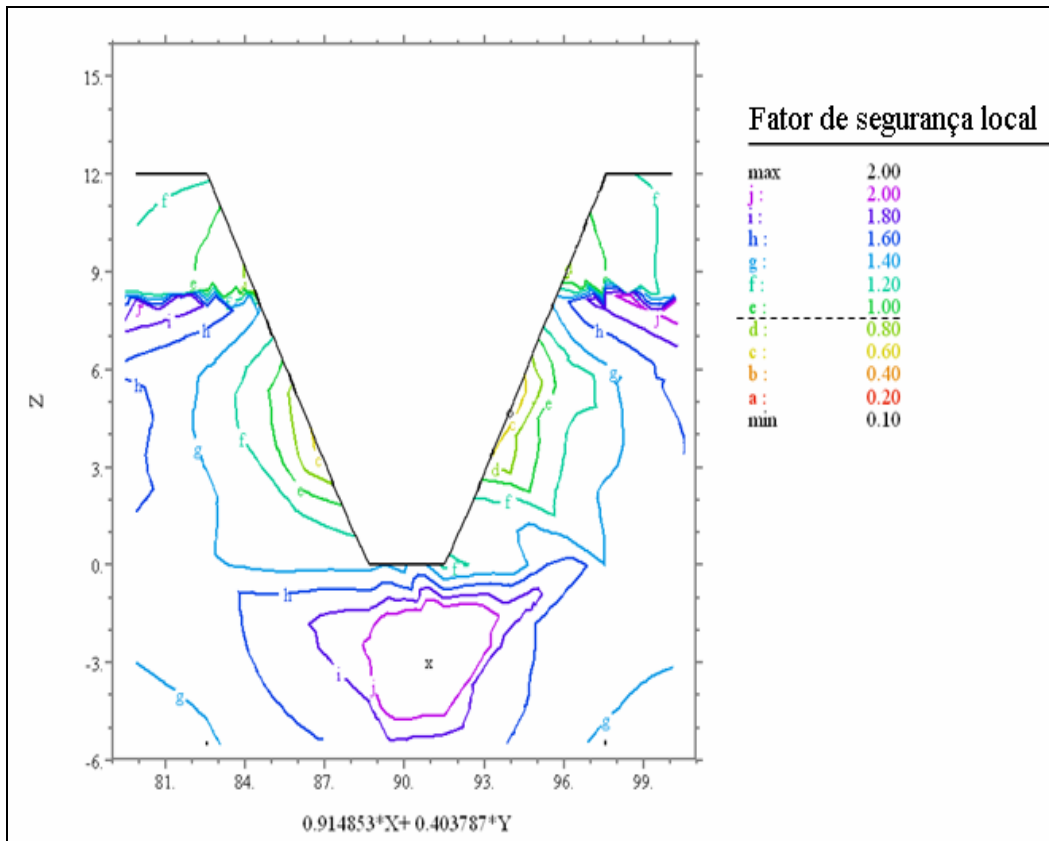


Figura 7.23 – Fator de segurança local, frente de escavação, seção AA da Figura 7.11.

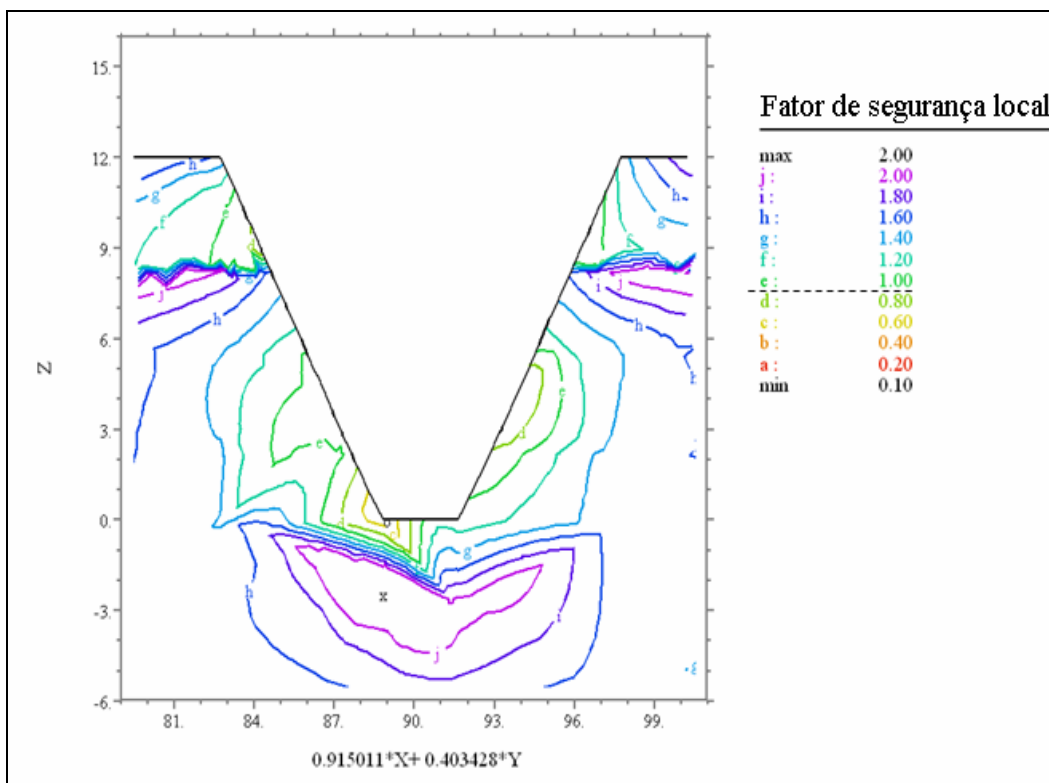


Figura 7.24 – Fator de segurança local, seção BB da Figura 7.11.

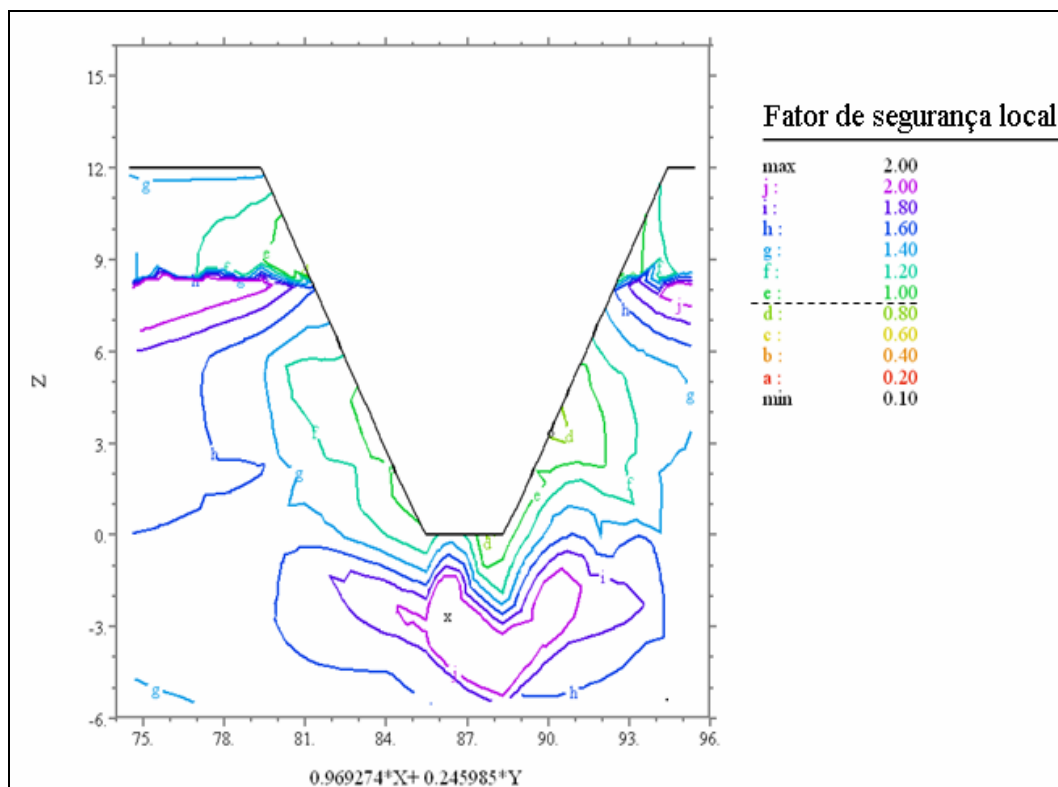


Figura 7.25 – Fator de segurança local, seção CC da Figura 7.11.

Esta análise mostra que as situações mais desfavoráveis em termos de fator de segurança local correspondem aos trechos relativos às seções AA e BB apresentadas nas Figuras 7.23 e 7.24.

A fim de complementar as análises de estabilidade de talude devido à predominância entre os efeitos tensão e fluxo foi verificado isoladamente a influência tridimensional das tensões. Para isso admitiu-se $u_w=0$ ao longo do maciço de solo e a partir dessa condição foram recalculados os fatores de segurança para cada uma das seções. Os valores obtidos são mostrados na Tabela 7.5.

Tabela 7. 4 Fator de segurança para as análises de estabilidade de talude com $u_w=0$.

Análises	Talude	F_{s3D}
Análise 1	Côncavo, lado direito, próximo à frente de escavação	0,886
Análise 2	Côncavo, lado direito, longe da frente de escavação	0,969
Análise 3	Convexo, lado esquerdo, longe da frente de escavação	1,013
Análise 4	Convexo, lado esquerdo, próximo à frente de escavação	1,055

Conforme apresentado pela Tabela 7.4 o lado côncavo, representado pela análise 1, permanece com fator de segurança menor que o lado convexo, representado pela análise 4, assim como para as análises anteriores, apresentada na Tabela 7.3. Já para as análises 2 e 3, pontos afastados da frente de escavação o resultado é inverso ao analisado anteriormente com a presença de água. Para $u_w=0$ o fator de segurança do talude côncavo, 0,969, foi menor que o fator de segurança, 1,013, do talude convexo, indicando que há influência da geometria curva do talude no valor do fator de segurança.

Observa-se, ainda, que os valores de fator de segurança encontrados foram menores que os analisados anteriormente, já que para esta análise, com $u_w=0$, não existe o efeito benéfico do acréscimo de resistência devido à sucção. Portanto, pode-se concluir que os efeitos predominantes da frente escavação para esta análise são relativos a concentrações de tensões e não ao fluxo.

Capítulo 8

Conclusões

Esta dissertação teve como objetivo contribuir para o entendimento da ruptura ocorrida no talude da Escavação Galeria. Avaliaram-se as condições bidimensionais e tridimensionais de tensão e fluxo para o talude, as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo e a condição de não saturação.

Durante a revisão bibliográfica e fundamentação teórica verificou-se que existem teorias, metodologias e ferramentas computacionais para a análise de estabilidade de talude considerando os efeitos tridimensionais de tensão e fluxo e a condição de não saturação. No entanto, verificou-se que existe a necessidade de maiores estudos envolvendo “benchmarks”, para a verificação das vantagens da abordagem tridimensional.

Os parâmetros de resistência não saturados foram determinados utilizando ensaios de compressão diametral. Foram realizadas análises numéricas para o estudo do estado de tensões no plano de ruptura. Foi proposta uma metodologia aperfeiçoada de interpretação do ensaio de compressão diametral, adaptada à configuração do ensaio realmente utilizada neste trabalho e à localização da superfície de ruptura de fato observada, a qual não se encontrava no diâmetro central e sim levemente deslocada para limite de contato do friso de carregamento.

Pode-se concluir que foram obtidos resultados satisfatórios para a resistência não saturada. A metodologia utilizando corpos de prova confeccionados para o ensaio de papel filtro otimiza os esforços laboratoriais.

Foram obtidas curvas de variação de coesão total em função da sucção. Para sucção zero, observou-se que a coesão total encontrada foi em geral muito próxima do intercepto coesivo efetivo obtido em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto para solo saturado. Um número limitado de ensaios de compressão simples também foi realizado e sucção matricial foi medida utilizando a técnica do papel filtro.

Os formatos das curvas de coesão total versus sucção matricial indicaram um acréscimo de coesão total até um valor de sucção determinado. A partir deste valor de sucção matricial, foi observada uma queda na coesão total. A queda de coesão total foi observada para todas as profundidades amostradas. Imagina-se que esta queda de sucção seja devida ao aparecimento de trincas de retração na amostra de argila, o que gera descontinuidades e reduz a resistência. Estas trincas eram visíveis em muitos ensaios com amostras mais secas.

Foram realizadas análises numéricas a fim de verificar os macro-comandos (scripts) e modelos desenvolvidos para utilização do programa FlexPDE. As verificações tiveram um escopo limitado, uma vez que várias aplicações do programa FlexPDE foram verificados anteriormente (Oliveira (2003), Vu *et al.* (2002), Pentland *et al.* (2001) Gitirana Jr & Fredlund (2004)).

De forma geral, os resultados obtidos foram satisfatórios. A comparação da solução e estabilidade implementada nesta dissertação e de solução apresentada por outros autores para alguns “benchmarks” indica que a solução computacional aqui proposta produz resultados compatíveis com os publicados na literatura.

Observou-se durante a análise dos “benchmarks” que a acurácia dos resultados das análises numéricas é sensível ao refinamento da malha utilizada para o cálculo, bem como do valor do coeficiente de Poisson. O grau de sensibilidade pode, no entanto, ser considerado pequeno.

Foram observados, também, tempos de análises relativamente curtos. As análises tridimensionais de tensão, utilizando malhas muito refinadas e otimizadas, demoram tipicamente de 5 a 10 minutos utilizando um micro-processador Intel Centrino de 1,6GHZ e 1Gb de Ram.

A ruptura da Escavação Galeria foi analisada utilizando as ferramentas numéricas bidimensionais e tridimensionais aqui propostos. Foi obtido um fator de segurança 2-D de 1,091. O baixo valor do fator de segurança aponta para a proximidade de condições críticas de ruptura do talude.

A análise tridimensional da superfície de ruptura observada resultou em um fator de segurança tridimensional F_{s3D} de 1,174. O valor resultante das análises tridimensionais de estabilidade de taludes sugere que a frente de escavação tem influência direta no resultados dos valores de fator de segurança. Na proximidade da escavação o fator de segurança obtido no talude côncavo, local da ruptura, foi menor que para o lado convexo.

Para seções distantes da frente de escavação, sem a consideração das poro-pressões, observou-se que o fator de segurança do lado côncavo também é menor que aquele do lado convexo. Entretanto, os valores de F_S são maiores em relação aos obtidos próximo da frente de escavação e a diferença entre os valores dos lados côncavo e convexo é menor. Embora as diferenças sejam relativamente pequenas, a influência da proximidade da frente de escavação na redistribuição de tensões tridimensionais é maior que o efeito da concavidade.

A proximidade da frente de escavação, bem como a concavidade do talude, também têm pequena influência na distribuição de poro-pressões. O nível do lençol freático tende a subir próximo à frente de escavação, porém este efeito desaparece rapidamente à medida que a seção se distancia da frente. O efeito de subida do nível de água próximo à frente de escavação é maior no lado côncavo, devido à confluência das linhas de fluxo.

Conclui-se assim que a análise de estabilidade tridimensional embora tenha indicado valor de fator de segurança levemente maior que a análise de estabilidade bidimensional é relevante para o entendimento das condições tridimensionais que podem ocorrer em setores específicos do talude, como por exemplo para a frente de escavação, conforme apresentado nesta pesquisa.

8.1. Sugestões Para Pesquisas Futuras

1. No tocante à condição de fluxo de água em solos não saturados, avaliar quantitativamente a influência da água retida nos microporos quanto ao fluxo de água no maciço de solo.
2. Quanto ao estudo de tensões ao longo do maciço de solo avaliar diferentes modelos constitutivos para observação do comportamento do estado de tensões quando comparado ao estado de tensões obtido pelo modelo constitutivo elástico linear. A implementação de modelos elastoplásticos no programa FlexPDE poderia permitir análise eficiente de problemas tridimensionais de geometria complexa.
3. Por fim, sugere-se desenvolvimento e implementação de um algoritmo de procura da superfície de ruptura para geometria tridimensional, a fim de tornar a metodologia aqui apresentada de análise tridimensional de estabilidade do talude aplicável à análise de taludes onde não ocorreu ruptura.

Referências Bibliográficas

ABNT (1984). NBR 6459. Determinação do Limite de Liquidez.

ABNT (1984). NBR 6508. Grãos de Sólido que Passam na Peneira de 4,8mm - determinação da Massa Específica

ABNT (1984). NBR 7180. Determinação do Limite de Plasticidade.

ABNT (1984). NBR 7181. Análise Granulométrica.

ABNT (1986). NBR 6457. Amostra de solo-Preparação Ensaio de Compactação e de Caracterização.

ABNT (1986). NBR 9604 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas .

ABNT (1992). NBR12770. Solo Coesivo - Resistência a Compressão não Confinada.

ABNT (2000). NBR 14545. Determinação Do Coeficiente De Permeabilidade Solos Argilosos A Carga Variável.

Aguero-Martines, D.S. (2004). Determinação da Superfície de Ruptura de Taludes Baseadas no Método de Programação Dinâmica. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 P G.DM - 126/04.

Aitchison, G.D. (1965). Moisture Equilibria and Mixture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print, G.D, Ed. Aitchison ButterWorths, Australia 1965, 279pp.

Baker, R. (1980). Determination of the critical slip surface in slope stability computations. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 4:333-359.

Baker, R. & Garber, M. (1978). Theoretical analysis of the stability of slopes. Geotechnique, 28(4):395-411.

Bellman, R. (1957). Dynamic Programming. Princeton University Press, Princeton, New Jersey, USA. 1 vol., 337p.

Brito, C.C. (2003). Programação Dinâmica Aplicada à Análise de Estabilidade de Taludes não Saturados. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 P G.DM - 109/03.

- Brooks, R.H. & Corey, A.T. (1964). Hydraulic proprieties fj porous media. "Hydrological Paper no.3, Colorado State University, For Collings, Colorado, 27p.
- Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2000). Modelo de nomalização de curvas características. 32ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF, 1:96-106
- Camapum de Carvalho, J. Guimarães, R.C.& Pereira, J.H.F. (2002). Courbes caracteristiques d'un profil d'alteration. Third International Conference on Unsaturated Soils, ABMS/ISSMGE, Recife, PE, Brasil, pp. 289-294.
- Camapum de Carvalho, J., Guimarães, R.C., Cardoso, F.B.F., & Pereira, J.H.F. (1996) Proposta de uma nova metodologia para ensaios de sedimentação. 30ªReunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, Ba, 2:520-531.
- Chen, J., Jian-Hua, Y. and Lee, C.F. (2001). Upper Bound Limit analysis of slope stability using rigid finite elements and nonlinear programming 38, 369-378.
- Chen, J., Yin, J. H. & Lee, C. F. (2003). Upper bound limit analysis of slope stability using rigid finite elements and non-linear programming. *Can. Geotech. J.* 40, No. 4, 742–752.
- Chen, J., Yin, J. H. & Lee, C. F. (2005). A three-dimensional upper-bound aproach to slope stability analysis based RFEM. *Geotechnique* 55, no. 7, 549–556.
- Chen, Z. Y., Wang, X. G., Haberfield, C., Yin, J. H. & Wang, Y. J. (2001a). A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem. Part I: Theory and methods. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* 38, 369–378.
- Chen, Z. Y., Wang, J., Wang, Y. J., Yin, J. H. & Haberfield, C. (2001b). A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem. Part II: Numerical approaches, applications and extensions. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* 38,
- Chou, P.C. & Pagano,N.J. (1967). *Elasticity*. Dover Publications, New York, USA, 290p.
- De Jong, G. J. (1981). A variational fallacy, *Geotechnique*. J. 31, 289-290.
- El-Ramly, H., Morgentern, N.R. and Cruden, D.M. (2006). Lodalen slide: a probilistic assessment *Can. Geotech. J.* 43:956-968.
- Farfán, R.D.D. (2003). Método da Rigidez Embutida na Análise Tridimensional de Reforços Via Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 97 P G.DM 114/03.
- Farias, M.M. (2006). Notas de aula de Elasticidade e Plasticidade.
- Farias, M.M. & Naylor, D.J. (1998). Safety analysis using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 22:165-181.

Farias, MM. (1994). Distribuição Entre Erro Numérico e Ruptura Física em Análises de Elementos Finitos Aplicados a Problemas de Mecânica dos Solos. XV Congresso Ibero Latino-Americano Sobre Métodos Computacionais para Engenharia:56-65.

Farzaneh, O. & Askari, F. (2003). Three-dimensional analysis of nonhomogeneous slopes. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* 129, No. 2, 137–145.

Fredlund D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, USA, 1vol, 517p.

Fredlund, D.G., Hasan, J.U. (1979). One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 16:521-531.

Fredlund, D. G. & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (GT5):447-466.

Geo-Slope (1994). *User's Manual*. Geo-Slope International, Calgary, Canada 1vol.

Gitirana Jr. & Fredlund (2004) A soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:1(96).

Gitirana Jr., G.F.N. & Fredlund, D.G.(2003). Analysis of transient embankment stability using the dynamic programming method 56th Canadian Conference.

Gitirana Jr., G.F.N. (2005). "Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model For Railway Embankment Stability". Ph.D. Thesis. University Of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada, 411p.

Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicado ao Estudo do Desempenho de Estacas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p G.DM – 90A/02.

Head, K.H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Volume 3: Effective Stress Test. ELE, Londres, Inglaterra.

Hinton, E. & Owen, D.R.J. (1985). *An introduction to finite element computations*. Department of Civil Engineering, University College of Swansea, Pineridge Press Limited, Swansea, U.K, 385p.

Hungr, O., Salgado, F.M. & Byrne, P.M. (1989). Evaluation of a three-Dimensional Method of Slope stability analysis .

Hungr. O. (1987). An extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three Dimensions. *Geotechnique*, 37:113-117.

Lam, L. & Fredlund, D.G (1993). A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, 24: 565-280.

- Leshchinsky, D. & Baker, R. (1986). Three-dimensional slope stability: end effects. *Soil & Found.* 26, No. 4, 98–110.
- Leshchinsky, D. & Huang, C. C. (1992). Generalized three-dimensional slope stability analysis. *J. Geotech. Engng ASCE* 118, No.11, 1748–1764.
- Leshchinsky, D., Baker, R. & Silver, M. L. (1985). Three dimensional analysis of slope stability. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 9, 199–223.
- Lloret, A. & Alonso, E.E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior. *Geotechnique*, 30(4): 449-477.
- Marinho, F.A.M. (1994). Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 2: 515-522
- Matyas, E.L. & Radhakrishna, H.S. (1968). Volume Change Characteristic of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18:432-448.
- Medina, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 380 p.
- Michalowski, R. L. (1989). Three-dimensional analysis of locally loaded slopes. *Geotechnique* 39, No. 1, 27–38.
- Naylor, D. J. (1982). Finite element and slope stability, *Numerical Methods in Geomechanics*, 229-244.
- Oliveira, D. R.(2003) Análise Da Interação Solo Atmosfera Durante A Secagem Para Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 P G.DM – 110/03.
- Orlandi, M.R. (2003). Análise Numérica das Etapas de Projeto de barragens sob condições tridimensionais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 244 P G.DM – 102/03.
- PDE Solutions, (2001). *FlexPDE 3 User Guide*. PDE Solutions Inc., 92p.
- Pereira, J.H.F. (1996). Numerical Analysis of the Mechanical Behavior of Collapsing Earth Dams During First Reservoir Filling. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon. Canada, 449p.
- Pham, H.T.V. (2002). Slope Stability Analysis Using Dynamic Programming Method Combined With a Finite Element Stress Analysis. MSc Thesis, Universidade of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 200p.
- Peixoto, R.J. (1999). Aplicação de Modelos Constitutivos na Avaliação do Comportamento Mecânico da Argila Porosa Colapsível do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185 P G.DM – 064A/99.

Sevaldson, R.A. (1956). The Slide in Lodalen, October 6th, 1954.

Stianson (2006). Comunicação pessoal.
tetgen.berlios.de/examples.html, 2006

Tavenas, F., Trak, B. & Leroueil, S. (1980). Remarks on the validity of stability analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, 17:61-73.

Wang, Y. J. (2001). Stability analysis of slopes and footings considering different dilation angles of geomaterial. PhD thesis, Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, China.

Wright, S.G., Kulhawy, F.H. & Duncan, J.M. (1973). Accuracy of equilibrium slope stability analysis. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM10): 783-791.

Yamagami, T., and Ueta, Y. (1988). Search for critical slip lines in finite element stress field by dynamic programming. In *Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck, pp. 1347-1352.

Zou, J. Z., Williams, D. J., and Xiong, W. L. (1995). Search for critical slip surfaces based on finite element method. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 233-246.

Apêndice A

Roteiro Utilizado nas Análises Bidimensionais no FlexPDE

TITLE 'Fluxo 2-D'

SELECT

ngrid=30
errlim =8.7e-4
painted = on
thermal_colors = off
contours = 12

VARIABLES

uw

DEFINITIONS

bss = 0.01

!Geometria camadas de solo

z12 = 8.3

z23 = 5.65

z34 = 2.3

{-----
*** initial values ***
-----}

wt = 4

uw0 = (wt-y)*9.81

suc = if uw < -1e6 then 1e6 else if uw > -bss then bss else -uw

```

{-----
*** Required physical constants ***
-----}
gww = 9.81
ga = 9.81
h = uw/gww+y
gws = if y > z12 then 2.6 else if y > z23 then 2.57 else if y > z34 then 2.59 else
2.58

```

```

!soil properties
e0 = if y > z12 then 1.83 else if y > z23 then 1.49 else if y > z34 then 1.24 else
1.10
Sr=if y > z12 then 0.524 else if y > z23 then 0.705 else if y > z34 then 0.743
else 0.805
Sr0=if y > z12 then 0.524 else if y > z23 then 0.705 else if y > z34 then 0.743
else 0.805
yb1 = if y > z12 then 15 else if y > z23 then 10 else if y > z34 then 3.56 else 6
mv = 1e-8
n = e0/(1+e0)+mv*uw
n0 = e0/(1+e0)+mv*uw0
vwc = Sr*n
vwc0 = Sr0*n0

```

```

{-----
*** Permeability Function, Power of SWCC or Brooks and Corey ***
-----}
lbd = STAGED(0.1, if y > z12 then 0.099 else if y > z23 then 0.426 else if y >
z34 then 1.65 else 0.884) ! lambda
ksat = if y > z12 then 24*3600*3.9e-6 else if y > z23 then 24*3600*2.5e-6 else
if y > z34 then 24*3600*2.2e-6 else 24*3600*3.8e-5
ycr = yb1, eta = 2+3*lbd, kratio = 1.0 !These are default (global) values that are
redefined for each region
kmin = 24*3600*1e-14
kw = ksat*(ycr/suc)^eta
k = if suc<= ycr then ksat else kw
kaa = 0.01 !Bending point of the Hyperbole function
kwx = kratio*k
kwy = k

```

```

{-----
*** Flow components ***
-----}
gradh = SAVE((dx(h)^2+dy(h)^2)^.5)
gradhx = SAVE(dx(h))
gradhy = SAVE(dy(h))
wx = SAVE(-kwx*dx(h))
wy = SAVE(-kwy*dy(h))
vecfluxw = vector(wx, wy)

```

INITIAL VALUES

uw = uw0

EQUATIONS

$$dx[((kwx)/gww)*dx(uw)]+dy[((kwy)/gww)*dy(uw)+kwy] = 0$$

BOUNDARIES

Region 1

start (0,-12)	
natural(uw) = 0	line to (105,-12)
value(uw) = uw0	line to (105,12)
natural(uw) = 0	line to (60,12)
natural(uw) = if uw<0 then 0 else -uw*1000	line to (54,0) fillet(.25)
natural(uw) = if uw<0 then 0 else -uw*1000	line to (51,0) fillet(.25)
natural(uw) = if uw<0 then 0 else -uw*1000	line to (45,12)
natural(uw) = 0	line to (0,12)
value(uw) = uw0	line to close

grid(x,y) as "Geometry and mesh"

PLOTS

```
{-----  
*** Output for VisioPlot ***  
-----}  
tecplot(uw, Ts, suc, uv, h, 100*Sr, 100*vwc, 100*vwc, kwx, kwy, Dv, kv,  
100*RHs)  
vtk(uw, suc, h, 100*vwc, 100*vwc, kwx, kwy)  
  
grid(x,y) as "Geometry and mesh" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(uw) as "Pore-water pressure, kPa" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(lbd) as "Lambda" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(h) as "Total Head, m" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
vector(wx, wy) norm as "water velocity vectors, m/s" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(gradh) as "Gradiente" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(Sr) as "Degree of Saturation" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(Sr*n) as "Volumetric Water Content" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
contour(k) as "hydraulic conductivity, m/s" ZOOM(52.5, -12, 24, 24)  
transfer(uw, Sr) file="Fluxo.dat"
```

END

TITLE 'TENSÃO – 2-D - Linear-elastic - Total Stress'

SELECT

errlim = 1e-3
painted = off
contours = 12
ngrid = 50

VARIABLES

u
v

DEFINITIONS

z12 = 8.3
z23 = 5.65
z34 = 2.3

gww = 9.81 ! kN/m³

!soil properties

E = 3500

Gs = if y > z12 then 2.6 else if y > z23 then 2.57 else if y > z34 then 2.59 else 2.58

e0 = if y > z12 then 1.83 else if y > z23 then 1.49 else if y > z34 then 1.24 else 1.10

mu = if y > z12 then 0.21 else if y > z23 then 0.34 else if y > z34 then 0.35 else 0.35

K = E/(3.*(1.-2.*mu))

G = E/(2.*(1.+mu))

D11 = E*(1-mu)/[(1+mu)*(1-2*mu)]

D22 = E*(1-mu)/[(1+mu)*(1-2*mu)]

D12 = E*mu/[(1+mu)*(1-2*mu)]

D44 = E/[2*(1+mu)]

transfer('Fluxo_2.dat', uw, Sr) !RECEBENDOP ARQUIVO

gama = ((Gs+(Sr*e0))*gww)/(1+e0)

!strain-deformation

ex = dx(u)

ey = dy(v)

exy = dx(v) + dy(u)

!initial stresses

transfer('transfer.dat',sx0, sy0, sz0, sxy0)

!stress-strain

sx = sx0 + D11*ex + D12*ey

sy = sy0 + D12*ex + D22*ey

sz = sz0 + mu*(sx + sy)

sxy = sxy0 + D44*exy

k0 = sx/sy

```

!principle stress
s1=(sx+sy)/2+sqrt((sx-sy)^2/4+sxy^2)
s3=(sx+sy)/2-sqrt((sx-sy)^2/4+sxy^2)
thet = (180/pi)*(1/2)*arctan(2*sxy/(sy-sx))
stmax = (s1 - s3)/2.

```

```

!stress invariants
i1 = SAVE((sx + sy + sz)/3.)
i2 = SAVE([(1./6.)*((sx - sy)^2. + (sx - sz)^2. + (sy - sz)^2.) + sxy^2.]^(.5))
i3 = SAVE((1./27.)*(2.*sx - sy - sz)*(2.*sy - sx - sz)*(2.*sz - sx - sy) - ((2.*sz - sx - sy)/3.)*(sxy^2.))
auxtheta = SAVE(-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.))
theta = SAVE(if i2=0 then 0.0 else (1./3.)*arcsin[-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.)])

```

```

!p and q (Lambe and Whitman, 1969)
pus = SAVE((s1 + s3)/2.)
qus = SAVE((s1 - s3)/2.)

```

```

!p and q (British School - Roscoe, Schofield and Wroth, 1958)
puk = SAVE((s1 + 2.*s3)/3.)
quk = SAVE((s1 - s3))

```

```

!strains parameters
e1=(ex+ey)/2+sqrt((ex-ey)^2/4+(exy/2.)^2)
e3=(ex+ey)/2-sqrt((ex-ey)^2/4+(exy/2.)^2)
etmax = (e1 - e3)/2.
evol = e1 + e3
edev = [((ex - ey)^2. + (ex)^2. + (ey)^2.) + (3./2.)*exy^2.]^(.5)/(2.^5)

mag = 3.

```

EQUATIONS

```

u: dx(D11*dx(u)+D12*dy(v))+dy(D44*[dx(v)+dy(u)])+0=0
v: dx(D44*[dx(v)+dy(u)])+dy(D22*dy(v)+D12*dx(u))+gama=0

```

BOUNDARIES

```

region 1

start (0,-12)
value(u)=0 value(v)=0   line to (105,-12)
value(u)=0 load(v)=0    line to (105,12)
load(u)=0 load(v)=0     line to (0,12)
value(u)=0 load(v)=0    line to close

```

MONITORS

```

grid(x,y)

```

PLOTS

```
{-----  
*** Output for VisioPlot ***  
-----}
```

```
tecplot(sx, sy, sxy, k0, gama)  
vtk(sx, sy, sxy, k0, gama)
```

```
grid(x,y)
```

```
contour(s1) as 's1'  
contour(s3) as 's3'  
contour(sx) as 'X-Stress'  
contour(sy) as 'Y-Stress'  
contour(sxy) as 'XY - Shear stress'  
contour(k0) as 'k0' fixed range(0.1,2.0)  
elevation(sy) from (50, -12) to (50, 12)  
contour(gama) as 'gama'  
contour(e1) as 'e1'  
contour(e3) as 'e3'  
contour(edev) as 'edev' fixed range(0.1,2.0)  
contour(evol) as 'evol' fixed range(0.1,2.0)
```

```
transfer(sx, sy, sxy) file="stress.dat" !transferência de dados para outro arquivo
```

```
END
```

Apêndice B

Roteiro Utilizado nas Análises Tridimensionais no FlexPDE

TITLE '3D fluxo'

COORDINATES
cartesian3

SELECT
errlim = 9.4e-4
painted = off
thermal_colors = off
contours = 11
prefer_stability = on
ngrid=30

VARIABLES
uw(0.01)

DEFINITIONS
{-----
*** Geometry ***
-----}
rad = sqrt((x+207.1699)^2+(y+50.0497)^2) !Radius of the arcs (all arcs forming
the trench have the same centre)

AA = 85.2492*(12-0)+88.7184*(0-12)+83.5682*(12-12)
BB = 12*(58.8065-61.4307)+12*(61.4307-52.1571)+0*(52.1571-58.8065)
CC = 52.1571*(88.7184-83.5682)+58.8065*(83.5682-
85.2492)+61.4307*(85.2492-88.7184)
DD = -52.1571*(88.7184*0-83.5682*12)-58.8065*(83.5682*12-85.2492*0)-
61.4307*(85.2492*12-88.7184*12)
FRENTE = (-DD-AA*x-BB*y)/CC !End of the trench being dug

z1 = -12 ! Bottom surface

z2 = min(12, max(max(FRENTE,max((292.5*2+12)-2*rad, -(307.5*2-12)+2*rad)), 0)) ! Top surface

z12 = 8.3
z23 = 5.65
z34 = 2.3

```
{-----
*** initial values ***
-----}
bss=0.01
wt = 4          !profundidade do lençol (12-8=4)
uw0 = (wt-z)*9.81  ! uw(at y) = (wt elevation - y)*9.81
suc = if uw < -1e6 then 1e6 else if uw > -bss then bss else -uw
suc0 = if uw0 < -1e6 then 1e6 else if uw0 > -bss then bss else -uw0
!Sr=if y > z12 then 0.524 else if y > z23 then 0.705 else if y > z34 then 0.743
else 0.805
```

```
{-----
*** Required physical constants ***
-----}
gww = 9.81      !Unit weight of water, kN/m^3
ga = 9.81       !Gravity, m/s^2
rww = 1000.0    !Density of water, kg/m^3
!minute = 60, hour = 60*minute, day = hour*24
h = uw/gww+z    !Total Head
gws = if z > z12 then 2.6 else if z > z23 then 2.57 else if z > z34 then 2.59 else
2.58 !Especific weight of solids, unitless
```

```
{-----
*** Permeability Function, Power of SWCC or Brooks and Corey ***
-----}
! Brooks and Corey
ksat = if z > z12 then 24*3600*3.9e-6 else if z > z23 then 24*3600*2.5e-6 else if
z > z34 then 24*3600*2.2e-6 else 24*3600*3.8e-5
ycr = if z > z12 then 15 else if z > z23 then 10 else if z > z34 then 3.56 else 6
lbd = STAGED(0.1, if z > z12 then 0.099 else if z > z23 then 0.426 else if z >
z34 then 1.65 else 0.884) ! lambd
eta = 2+3*lbd, kratio = 1.0 !These are default (global) values that are redefined
for each region
```

```
kw = ksat*(ycr/suc)^eta
kmin = 24*3600*1e-14
k = if suc<=ycr then ksat else if kw < kmin then kmin else kw
kx = kratio*k
ky = kratio*k
kz = k
```

```
{-----
```

```

*** Flow components ***
-----}
gradh = SAVE((dx(h)^2+dy(h)^2)^.5)    !Gradient of h
gradhx = SAVE(dx(h))                  !Gradient of h
gradhy = SAVE(dy(h))                  !Gradient of h
wx = SAVE(-kx*dx(h))                  !Water velocity, x, m/s
wy = SAVE(-ky*dy(h))                  !Water velocity, y, m/s
vecfluxt = vector(wx, wy)

```

INITIAL VALUES

```
uw = uw0
```

EQUATIONS

```
dx[(kx/gww)*dx(uw)]+dy[(ky/gww)*dy(uw)] +dz[(kz/gww)*dz(uw)+kz] = 0
!dt(vwc)
```

EXTRUSION

```
Surface "bottom" z = z1
    layer "single layer"
Surface "upper" z = z2
```

BOUNDARIES

```
surface "bottom" natural(uw)=0
surface "upper" natural(uw)= if uw<0 then 0 else -uw*100
```

Region 1 "brick"

```
start(-20,0)
natural(uw)=0      Line to (170,0)
value(uw)=uw0     Line to (170,150)
value(uw)=uw0     Line to (-20,150)
value(uw)=uw0     Line to (-20,0)
```

```
Feature Start (81.0163,0) ! trench top
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (52.1571,85.2492) line to
(65.4559,92.1876) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (96.2297,0) line to
(81.0163,0)
```

```
Feature Start (87.2057,0) ! trench bottom
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (60.1652,82.9688) line to
(62.6721,84.2159) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (90.0455,0) line to
(87.2057,0)
```

```
Feature Start (52.1571,85.2492) Line to (60.1652,82.9688) ! node_spacing =1
left corner of the end of the trench
```

```
Feature Start (65.4559,92.1876) Line to (62.6721,84.2159) ! right corner of the
```

end of the trench

Feature Start (81.0163,0,12) Line to (87.2057,0,0) ! left corner of the beginning of the trench

Feature Start (96.2297,0,12) Line to (90.0455,0,0) ! right corner of the beginning of the trench

MONITORS

grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
grid(y,z) on x=60 as "Geometry and mesh"

PLOTS

```
{-----  
*** Output for VisioPlot ***  
-----}
```

tecplot(uw, k)
vtk (uw,k)

grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
contour(uw) on y = 80 as "Pore-water pressure, kPa at y=80"
contour(uw) on y = 80 as "Pore-water pressure, kPa at y=80" ZOOM(50, -10, 30, 30)
contour(uw) on y = 0.441368*x+53.16187 as "PWP, kPa at 1" ZOOM(80, -5, 20, 20)
contour(uw) on y = 0.4409*x+38.829 as "PWP, kPa at 2" ZOOM(80, -5, 20, 20)
contour(uw) on y = 0.253783*x+4.305358 as "PWP, kPa at 6" ZOOM(70, -5, 20, 20)

!Equation of a line: $y = y_1 + [(y_1 - y_2)/(x_1 - x_2)] * (x - x_1)$
contour(uw) on $y = 85.2492 + ((85.2492 - 92.1876)/(52.1571 - 65.4559)) * x - ((85.2492 - 92.1876)/(52.1571 - 65.4559)) * 52.1571$ as "Pore-water pressure, kPa at plane on the trench end" !ZOOM(50, -10, 30, 30)
contour(uw) on y = 66 as "Pore-water pressure, kPa at y=66"
transfer(uw,Sr) file="fluxo3d.dat" !transferência de dados para outro arquivo

END

TITLE '3D Tensões'

COORDINATES

cartesian3

SELECT

errlim = 8e-4
painted = off
thermal_colors = off
contours = 12
ngrid=35

VARIABLES

u
v
w

DEFINITIONS

{-----
*** Geometry ***
-----}

rad = sqrt((x+207.1699)^2+(y+50.0497)^2) !Radius of the arcs (all arcs forming
the trench have the same centre)

AA = 85.2492*(12-0)+88.7184*(0-12)+83.5682*(12-12)

BB = 12*(58.8065-61.4307)+12*(61.4307-52.1571)+0*(52.1571-58.8065)

CC = 52.1571*(88.7184-83.5682)+58.8065*(83.5682-
85.2492)+61.4307*(85.2492-88.7184)

DD = -52.1571*(88.7184*0-83.5682*12)-58.8065*(83.5682*12-85.2492*0)-
61.4307*(85.2492*12-88.7184*12)

FRENTE = (-DD-AA*x-BB*y)/CC !End of the trench being dug

z1 = -12 ! Bottom surface

z2 = min(12, max(max(FRENTE,max((292.5*2+12)-2*rad, -(307.5*2-
12)+2*rad)), 0)) ! Top surface

! Number of layers: 3 (they are counted from bottom to top)

z12 = 8.3

z23 = 5.65

z34 = 2.3

gww = 9.81 ! kN/m3

!soil properties

E = 3500

mu=if z> z12 then 0.21 else if z > z23 then 0.34 else if z > z34 then 0.35 else
0.35

Gs = if z > z12 then 2.6 else if z > z23 then 2.57 else if z > z34 then 2.59 else
2.58

e0 = if z > z12 then 1.83 else if z > z23 then 1.49 else if z > z34 then 1.24 else
1.10

!initial stresses

```
transfer('stress.dat', sx0,sy0,sz0,sxy0,sxz0,syz0 ) !RECEBENDOP ARQUIVO
transfer('fluxo3d', uw,Sr)
gamax = 0.
gamay = 0
gamaz = ((Gs+(Sr*e0))*gww)/(1+e0)
gamaz = if z > z12 then 12.33 else if z > z23 then 14.23 else if z > z34 then
15.23 else 15.89
```

```
K = E/(3.*(1.-2.*mu))
G = E/(2.*(1.+mu))
D11 = E*(1-mu)/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D22 = E*(1-mu)/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D33 = E*(1-mu)/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D12 = E*mu/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D13 = E*mu/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D23 = E*mu/[(1+mu)*(1-2*mu)]
D44 = E/[2*(1+mu)]
```

!strain-deformation

```
ex = dx(u)
ey = dy(v)
ez = dz(w)
exy = dx(v) + dy(u)
exz = dx(w) + dz(u)
eyz = dy(w) + dz(v)
```

!stress-strain

```
sx =sx0+D11*ex + D12*ey + D13*ez
sy =sy0+D12*ex + D22*ey + D23*ez
sz =sz0+D13*ex + D23*ey + D33*ez
sxy =sxy0+D44*exy
sxz =sxz0+D44*exz
syz =syz0+D44*eyz
```

!principal stress

```
psb = SAVE(-(sx+sy+sz))
psc = SAVE(sx*sy-(sxy^2)+sx*sz-(sxz^2)+sy*sz-(syz^2))
psd = SAVE(-sx*sy*sz-2.*sxy*sxz*syz+sx*syz^2.+sy*sxz^2.+sz*sxy^2.)
psp1 = SAVE((((2*(psb^3))-(9*psb*psc)+(27*psd))/27)
psp2 = SAVE((psp1^2)/4+(((3*psc-(psb^2))/3)^3)/27)
psp3 = SAVE(-((((psp1^2)/4)-psp2)^(1/6)))
psp4 = SAVE(cos((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
psp5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
s1 = SAVE(-2*psp3*psp4-(psb/3))
s2 = SAVE(psp3*(psp4-psp5)-(psb/3))
```

s3 = SAVE(psp3*(psp4+psp5)-(psb/3))
 stmax = SAVE((s1 - s3)/2.)

!stress invariants

i1 = SAVE((sx + sy + sz)/3.)
 i2 = SAVE([(1./6.)*((sx - sy)^2. + (sx - sz)^2. + (sy - sz)^2.) + sxy^2. + sxz^2. + syz^2.]^(.5))
 i3 = SAVE((1./27.)*(2.*sx - sy - sz)*(2.*sy - sx - sz)*(2.*sz - sx - sy) + 2.*sxy*sxz*syz - ((2.*sx - sy - sz)/3.)*(syz^2.) - ((2.*sy - sx - sz)/3.)*(sxz^2.) - ((2.*sz - sx - sy)/3.)*(sxy^2.))
 auxtheta = SAVE(-3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.)
 theta = SAVE(if i2=0 then 0.0 else (1./3.)*arcsin[-3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.)])

!p and q (Lambe and Whitman, 1969)

pus = (s1 + s3)/2.
 qus = (s1 - s3)/2.

!p and q (British School - Roscoe, Schofield and Wroth, 1958)

puk = (s1 + 2.*s3)/3.
 quk = (s1 - s3)

!strains parameters

peb = SAVE(-(ex+ey+ez))
 pec = SAVE(ex*ey-((exy/2)^2)+ex*ez-((exz/2)^2)+ey*ez-((eyz/2)^2))
 ped = SAVE(-ex*ey*ez- 2.*(exy/2)*(exz/2)*(eyz/2)+ex*(eyz/2)^2.+ey*(exz/2)^2.+ez*(exy/2)^2.)
 pep1 = SAVE(((2*(peb^3))-9*peb*pec)+(27*ped))/27)
 pep2 = SAVE((pep1^2)/4+(((3*pec-(peb^2))/3)^3)/27)
 pep3 = SAVE(-((((pep1^2)/4)-pep2)^(1/6)))
 pep4 = SAVE(cos((arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2)))))/3))
 pep5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2)))))/3))
 e1 = SAVE(-2*pep3*pep4-(peb/3))
 e2 = SAVE(pep3*(pep4-pep5)-(peb/3))
 e3 = SAVE(pep3*(pep4+pep5)-(peb/3))
 etmax = SAVE((e1 - e3)/2.)
 evol = SAVE(e1 + e2 + e3)
 edev = SAVE([(ex - ey)^2. + (ex - ez)^2. + (ey - ez)^2. + (3./2.)*(exy^2.+exz^2.+eyz^2.)]^(.5)/(2.^5))

!scaling factors for displacement plots

mag = 3.0

EQUATIONS

u: dx[sx0+D11*dx(u)+D12*dy(v)+D13*dz(w)]+dy[syz0+D44*(dx(v)+dy(u))] +dz[sxz0+D44*(dx(w)+dz(u))]+gamax=0

v: $dx[sxy0+D44*(dx(v)+dy(u))] + dy[sy0+D12*dx(u)+D22*dy(v)+D23*dz(w)] + dz[sxz0+D44*(dy(w)+dz(v))] + gamay=0$
w: $dx[sxy0+D44*(dx(w)+dz(u))] + dy[syz0+D44*(dy(w)+dz(v))] + dz[sz0+D13*dx(u)+D23*dy(v)+D33*dz(w)] + gamaz=0$

EXTRUSION

Surface "bottom" z = z1
layer "single layer"
Surface "upper" z = z2

BOUNDARIES

surface "bottom" value(u)=0 value(v)=0 value(w)=0
surface "upper" load(u)=0 load(v)=0 load(w)=0

Region 1 "brick"

start(-20,0)
load(u)=0 value(v)=0 load(w)=0 Line to (170,0)
value(u)=0 load(v)=0 load(w)=0 Line to (170,150)
load(u)=0 value(v)=0 load(w)=0 Line to (-20,150)
value(u)=0 load(v)=0 load(w)=0 Line to (-20,0)

Feature Start (81.0163,0) ! trench top
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (52.1571,85.2492) line to
(65.4559,92.1876) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (96.2297,0) line to
(81.0163,0)

Feature Start (87.2057,0) ! trench bottom
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (60.1652,82.9688) line to
(62.6721,84.2159) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (90.0455,0) line to
(87.2057,0)

Feature Start (52.1571,85.2492) Line to (60.1652,82.9688) ! node_spacing =1
left corner of the end of the trench

Feature Start (65.4559,92.1876) Line to (62.6721,84.2159) ! right corner of the
end of the trench

Feature Start (81.0163,0,12) Line to (87.2057,0,0) ! left corner of the beginning
of the trench

Feature Start (96.2297,0,12) Line to (90.0455,0,0) ! right corner of the beginning
of the trench

MONITORS

grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
grid(y,z) on x=60 as "Geometry and mesh"

PLOTS

```
{-----  
*** Output for VisioPlot ***  
-----}  
tecplot(sz,sx,sy)  
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"  
contour(sz) on y = 80 as "SZ, kPa at y=80"  
contour(sz) on y = 80 as "SZ, kPa at y=80" ZOOM(50, -10, 30, 30)  
  
contour(quk) on y = 0.441368*x+53.16187 as "quk, kPa at 1" ZOOM(80, -2, 20,  
20) !(Frente de escavação-Seção AA)  
contour(quk) on y = 0.4409*x+38.829 as "quk, kPa at 2" ZOOM(80, -2,  
20, 20) !(Local da ruptura -Seção BB)  
contour(quk) on y = 0.253783*x+4.305358 as "quk, kPa at 6" ZOOM(80, -2, 20,  
20) !(Seção CC)  
contour(quk) on x = -1.76859*y+192.2139 as "quk, kPa at 6" !ZOOM(80, -2,  
20, 20) !(Perpendicular a frente de escavação)  
  
contour(sz) on y=85.2492+((85.2492-92.1876)/(52.1571-65.4559))*x-((85.2492-  
92.1876)/(52.1571-65.4559))*52.1571 as "SZ, kPa at plane on the trench end"  
contour(sz) on y = 50 as "SZ, kPa at y=50"  
  
transfer( sx,sy,sz,sxy,sxz,syz,u,v,w) file="Tensaoslope.dat"
```

END

TITLE '3D slope'

COORDINATES

cartesian3

SELECT

thermal_colors = off
contours = 8
ngrid=50

DEFINITIONS

transfer ('Tensaoslope.dat', sx,sy,sz,sxy,sxz,syz,u,v,w)
transfer ('fluxo3D_2.dat', uwp)

{-----
*** Geometry ***
-----}

rad = sqrt((x+207.1699)^2+(y+50.0497)^2) !Radius of the arcs (all arcs forming the trench have the same centre)

AA = 85.2492*(12-0)+88.7184*(0-12)+83.5682*(12-12)

BB = 12*(58.8065-61.4307)+12*(61.4307-52.1571)+0*(52.1571-58.8065)

CC = 52.1571*(88.7184-83.5682)+58.8065*(83.5682-85.2492)+61.4307*(85.2492-88.7184)

DD = -52.1571*(88.7184*0-83.5682*12)-58.8065*(83.5682*12-85.2492*0)-61.4307*(85.2492*12-88.7184*12)

FRENTE = (-DD-AA*x-BB*y)/CC !End of the trench being dug

!Sphere (Slip Surface)

ae =62.74, be = 66.75, ce = 14, re = 16

z1 = -12 ! Bottom surface

z2t = min(12, max(max(FRENTE,max((292.5*2+12)-2*rad, -(307.5*2-12)+2*rad)), 0)) ! Top surface

zsphere = if re^2-(x-ae)^2-(y-be)^2<0 then z2t else if x<-207.1699+(301.5^2-(y+50.0497)^2)^.5 then z2t else ce-(re^2-(x-ae)^2-(y-be)^2)^.5

z2 = min(z2t,zsphere)

!Vector normal do the slip surface ("1" indicates it's a unit vector)

dfdx1 = 2*(x-ae)/((4*(x-ae)^2+4*(y-be)^2+4*(z-ce)^2)^0.5)

dfdy1 = 2*(y-be)/((4*(x-ae)^2+4*(y-be)^2+4*(z-ce)^2)^0.5)

dfdz1 = 2*(z-ce)/((4*(x-ae)^2+4*(y-be)^2+4*(z-ce)^2)^0.5)

!Stress normal to the slip surface

sn = if re^2-(x-ae)^2-(y-be)^2<0 then 0 else if x<-207.1699+(301.5^2-(y+50.0497)^2)^.5 then 0 else sx*(dfdx1^2)+sy*(dfdy1^2)+sz*(dfdz1^2)+2*sxy*dfdx1*dfdy1 +2*syz*dfdy1*dfdz1+2*sxz*dfdx1*dfdz1

!Direction of slip movement is assumed as perpendicular to the slope, taking the mid point of the slip surface

```

yc = be
xc = (307.5^2-(yc+50.0497)^2)^0.5-207.1699

dgdxc = -2*(xc+207.1699) !taking the negative to use the inward vector
dgdyc = -2*(yc+50.0497) !taking the negative to use the inward vector

dgdzc = (-dfdx1*dgdxc-dfdy1*dgdyc)/dfd1 !vector that is perpendicular to the
normal vector

!unit vectors
dgdxc1 = dgdxc/((dgdxc^2+dgdyc^2+dgdzc^2)^0.5)
dgdyc1 = dgdyc/((dgdxc^2+dgdyc^2+dgdzc^2)^0.5)
dgdzc1 = dgdzc/((dgdxc^2+dgdyc^2+dgdzc^2)^0.5)

!Stress normal to the slip surface
tau = if re^2-(x-ae)^2-(y-be)^2<0 then 0 else if x<-207.1699+(301.5^2-
(y+50.0497)^2)^.5 then 0 else x*dfdx1*dgdxc1+sy*dfdy1*dgdyc1
+sz*dfd1*dgdzc1+sxy*(dfdx1*dgdyc1+dfdy1*dgdxc1)
+syz*(dfdy1*dgdzc1+dfd1*dgdyc1)+sxz*(dfd1*dgdxc1+dfdx1*dgdzc1)

!Shear strength
z12 = 8.3
z23 = 5.65
z34 = 2.3
coes = if z > z12 then 3 else if z > z23 then 6 else if z > z34 then 12 else 11
phi = if z > z12 then 27.0 else if z > z23 then 26.0 else if z > z34 then 33.0 else
32.0
phib1 = if z > z12 then 0.16 else if z > z23 then 15.7 else if z > z34 then 7 else
26
phib2 = if z > z12 then -0.034 else if z > z23 then -0.1146 else if z > z34 then -
0.1432 else -0.1375
psiq = if z > z12 then -5134.94 else if z > z23 then -703.84 else if z > z34 then
-561.64 else -162.26

ct = if uwp>=0 then coes else if uwp>=psiq then coes+(-
uwp)*tan(phib1*3.1416/180) else coes+(-psiq)*tan(phib1*3.1416/180)+(-
uwp+psiq)*tan(phib2*3.1416/180)

ss = if re^2-(x-ae)^2-(y-be)^2<0 then 0 else if x<-207.1699+(301.5^2-
(y+50.0497)^2)^.5 then 0 else if uwp<0 then ct+sn*tan(phi*3.1416/180) else
coes+(sn-uwp)*tan(phi*3.1416/180)

FSL = ss/tau
SSI = sintegral(ss,"upper")
TAUI = sintegral(tau,"upper")
FS = sintegral(ss,"upper")/sintegral(tau,"upper")

!strain-deformation
ex = dx(u)
ey = dy(v)

```

$ez = dz(w)$
 $exy = dx(v) + dy(u)$
 $exz = dx(w) + dz(u)$
 $eyz = dy(w) + dz(v)$

!principal stress

$psb = \text{SAVE}(-(sx+sy+sz))$
 $psc = \text{SAVE}(sx*sy-(sxy^2)+sx*sz-(sxz^2)+sy*sz-(syz^2))$
 $psd = \text{SAVE}(-sx*sy*sz-2.*sxy*sxz*syz+sx*syz^2.+sy*sxz^2.+sz*sxy^2.)$
 $psp1 = \text{SAVE}(((2*(psb^3))-(9*psb*psc)+(27*psd))/27)$
 $psp2 = \text{SAVE}((psp1^2)/4+(((3*psc-(psb^2))/3)^3)/27)$
 $psp3 = \text{SAVE}(-(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/6))$
 $psp4 = \text{SAVE}(\cos(\arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2))))/3))$
 $psp5 = \text{SAVE}((3^0.5)*\sin(\arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2))))/3))$
 $s1 = \text{SAVE}(-2*psp3*psp4-(psb/3))$
 $s2 = \text{SAVE}(psp3*(psp4-psp5)-(psb/3))$
 $s3 = \text{SAVE}(psp3*(psp4+psp5)-(psb/3))$
 $stmax = \text{SAVE}((s1 - s3)/2.)$

!p and q (Lambe and Whitman, 1969)

$pus = (s1 + s3)/2.$
 $qus = (s1 - s3)/2.$

!p and q (British School - Roscoe, Schofield and Wroth, 1958)

$puk = (s1 + 2.*s3)/3.$
 $quk = (s1 - s3)$

!strains parameters

$peb = \text{SAVE}(-(ex+ey+ez))$
 $pec = \text{SAVE}(ex*ey-((exy/2)^2)+ex*ez-((exz/2)^2)+ey*ez-((eyz/2)^2))$
 $ped = \text{SAVE}(-ex*ey*ez-$
 $2.*(exy/2)*(exz/2)*(eyz/2)+ex*(eyz/2)^2.+ey*(exz/2)^2.+ez*(exy/2)^2.)$
 $pep1 = \text{SAVE}(((2*(peb^3))-(9*peb*pec)+(27*ped))/27)$
 $pep2 = \text{SAVE}((pep1^2)/4+(((3*pec-(peb^2))/3)^3)/27)$
 $pep3 = \text{SAVE}(-(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/6))$
 $pep4 = \text{SAVE}(\cos(\arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2))))/3))$
 $pep5 = \text{SAVE}((3^0.5)*\sin(\arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2))))/3))$
 $e1 = \text{SAVE}(-2*pep3*pep4-(peb/3))$
 $e2 = \text{SAVE}(pep3*(pep4-pep5)-(peb/3))$
 $e3 = \text{SAVE}(pep3*(pep4+pep5)-(peb/3))$
 $etmax = \text{SAVE}((e1 - e3)/2.)$
 $evol = \text{SAVE}(e1 + e2 + e3)$
 $edev = \text{SAVE}([(ex - ey)^2. + (ex - ez)^2. + (ey - ez)^2. +$
 $(3./2.)*(exy^2.+exz^2.+eyz^2.)]^(.5)/(2.^5))$

!scaling factors for displacement plots

$mag = 3.0$

EXTRUSION

Surface "bottom" z = z1
layer "single layer"
Surface "upper" z = z2

BOUNDARIES

surface "bottom"
surface "upper"

Region 1 "brick"

start(-20,0)
Line to (170,0)
Line to (170,150)
Line to (-20,150)
Line to (-20,0)

Feature Start (81.0163,0) ! trench top
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (52.1571,85.2492) line to
(65.4559,92.1876) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (96.2297,0) line to
(81.0163,0)

Feature Start (87.2057,0) ! trench bottom
Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (60.1652,82.9688) line to
(62.6721,84.2159) Arc (Center=-207.1699,-50.0497) to (90.0455,0) line to
(87.2057,0)

Feature Start (52.1571,85.2492) Line to (60.1652,82.9688) ! node_spacing =1
left corner of the end of the trench

Feature Start (65.4559,92.1876) Line to (62.6721,84.2159) ! right corner of the
end of the trench

Feature Start (81.0163,0,12) Line to (87.2057,0,0) ! left corner of the beginning
of the trench

Feature Start (96.2297,0,12) Line to (90.0455,0,0) ! right corner of the beginning
of the trench

MONITORS

grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
grid(y,z) on x=60 as "Geometry and mesh"

PLOTS

```
{-----  
*** Output for VisioPlot ***  
-----}  
tecplot(mag,sx,sy,sz,sxy,sxz,syz,u,v,w,coes,phi,ct,sn,tau,FSL)  
  
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"  
contour(uwp) on y = 24.13 as "Pore-water pressure, kPa at y=be" report(FS)  
report(SSI) report(TAUI)  
contour(uwp) on y = be as "Pore-water pressure, kPa at y=70" ZOOM(76, -10,  
35, 35)  
contour(uwp) on y = 24.13 as "Pore-water pressure p, kPa at y=70" ZOOM(76, -  
10, 35, 35)  
contour(ct) on y = 70 as "Cohesion" fixed range(0,30) ZOOM(50, -10, 35, 35)  
  
contour(sx) on y = 70 as "sx" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(sy) on y = 70 as "sy" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(sz) on y = 70 as "sz" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(sxy) on y = 70 as "sxy" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(sxz) on y = 70 as "sxz" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(syz) on y = 70 as "syz" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
  
contour(quk) on y = 0.441368*x+53.16187 as "s1s3p, kPa at 1" ZOOM(80,  
-5, 20, 20)  
contour(quk) on y = 0.4409*x+38.829 as "s1s3p, kPa at 2" ZOOM(80, -5,  
  
vector(dfdx1,dfd1) on y = 70 ZOOM(50, -10, 35, 35)  
vector(dgdx1,dgdz1) on y = 70 ZOOM(50, -10, 35, 35)  
vector(dgdx1,dgdy1) on z = 6 ZOOM(60, 55, 35, 35)  
vector(dgdx1,dgdy1) on z = 3 ZOOM(60, 55, 35, 35)  
vector(dgdx1,dgdy1) on z = 0 ZOOM(60, 55, 35, 35)  
vector(dgdx1,dgdy1) on z = -3 ZOOM(60, 55, 35, 35)  
contour(sn) on y = 70 as "sn" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(tau) on y = 70 as "tau" ZOOM(50, -10, 35, 35)  
contour(tau) on z = 0 ZOOM(60, 55, 35, 35)  
contour(tau) on x = 80 as "tau"  
surface(tau) on "upper"
```

END