



A INFLUÊNCIA DA INFILTRAÇÃO DAS CHUVAS NA ESTABILIDADE DE UM TALUDE NATURAL

Caso de estudo: Camaragibe, Pernambuco,
Brasil

LUÍS RENATO PALHA TEIXEIRA FERNANDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Viana da Fonseca

Co-orientador: Professor Doutor Roberto Quental Coutinho

SETEMBRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmão

“We are not rich by what we possess but by what we can do without.”

Immanuel Kant

AGRADECIMENTOS

Este trabalho é o culminar de um capítulo que durou 5 anos da minha vida. O que aprendi e cresci ao longo dele é apenas igualável à saudade com que o recordarei. Encerro-o, não com o sentimento de dever cumprido, por não o considerar dessa forma, mas com o orgulho de ter completado aquilo a que me propus.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, meu orientador, pelo conhecimento transmitido, disponibilidade e pela ajuda em todo o processo de mobilidade na qual realizei o presente trabalho.

Ao Professor Doutor Roberto Quental Coutinho, meu co-orientador, também pelos conhecimentos transmitidos e por todos os recursos disponibilizados, onde se inclui o seu tempo.

A todo o pessoal do laboratório de Geotecnia, Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies e do Laboratório de Desastres Naturais, pela hospitalidade e ajuda constante.

Ao Professor Doutor Gerson, cujas orientações pontuais se revelaram muito importantes e à Patrícia Canedo pela constante disponibilidade e ajuda principalmente ao nível da utilização do *software*.

A todos os meus colegas de aula na UFPE, pela boa disposição e pela naturalidade com que proporcionaram o sentimento de integração que experimentei. Em especial, um obrigado ao Danisete, Raíssa, Anna Paula e ao Saul, colegas de trabalho que rapidamente se tornaram amigos.

A todas as amigas que travei em Recife, em especial ao Rui e ao Hugo.

Aos meus avós, essenciais na viabilização do meu período de estudos no Brasil, mas principalmente pelo carinho e amor que sempre me dedicaram.

Aos amigos que fiz ao longo do curso, em especial ao João e Luís Santos, deixo o mais nostálgico obrigado e um até já. Estou certo que os nossos trilhos continuarão entrelaçados.

À Daniela, por ser das pessoas que mais acredita em mim. A sua confiança e apoio são a minha força motriz.

Aos meus pais, por me proporcionarem todas as condições necessárias para a frequência e conclusão do meu curso superior mas, principalmente, pelo apoio e amor incondicional, essencial para o meu existir.

Ao meu irmão, pelo amor e cumplicidade que partilhamos. Sem dúvida que ele é a pedra basilar da minha vida.

RESUMO

Os movimentos de massa são o desastre natural que mais mata no Brasil. Torna-se assim essencial a existência de um mapeamento de risco cuja identificação das potenciais áreas de deslizamento representa apenas o primeiro passo. Após a identificação destas, é necessário recorrer a estudos mais aprofundados no sentido de verificar a segurança em relação à rotura e, se a mesma for precária, prevenir tais catástrofes. Este trabalho inclui-se neste segundo ponto. Na sequência de uma identificação da Encosta do Alto do Padre Cícero como de risco elevado, esta tornou-se fruto de um estudo detalhado neste trabalho. Começou-se por reunir os estudos anteriores relativos ao talude em causa, onde se incluem não só caracterizações do solo existente como também simulações numéricas onde se calcula um fator de segurança representativo da sua estabilidade. Pela análise destes e pela retro-análise de casos semelhantes, identificaram-se modelos temporais de precipitação, típicos do clima tropical do país, que se deverão considerar como os principais accionadores de deslizamentos. Assim, procedeu-se ao estudo dos padrões de chuva da região com o objectivo de as incorporar nas análises de estabilidade que são associadas às correspondentes e consequentes ações hidráulicas, de forma a quantificar a sua influência na estabilidade do talude. Estas simulações foram efectuadas com recurso ao *software* Slide da Rocscience. As análises efectuadas permitiram a identificação do perigo que chuvas antecedentes representam na estabilidade que o talude apresenta alguns dias mais tarde. Determinou-se com a precisão possível, a ordem de grandeza da precipitação crítica que causará uma possível instabilidade no talude estudado. Salienta-se porém que os parâmetros e factores estudados corresponderam a análises conservativas pelo fato de se espoletarem graves riscos públicos em caso de rotura do talude e como forma de compensar dificuldades em quantificar os parâmetros hidro e geo-mecânicos do maciço em causa.

PALAVRAS-CHAVE: deslizamento, análise de estabilidade, padrões de chuva, slide da rocscience, camaragibe.

ABSTRACT

Mass movements are the natural disasters that kill the most in Brazil, making the existence of a risk mapping essential. However, the identification of high potential sliding areas only represents the first step. After this, it is necessary to proceed with further studies in order to verify its slide concern safety and if necessary prevent such catastrophes. The present work has its inclusion in this step. After identifying the *Encosta do Alto do Padre Cícero* as a slope with a high risk of sliding, it became object of a further detailed study. One started by collecting and analyzing all previous works who were related to this slope, in which it was included not only soil characterizations but also numerical simulations where a safety factor, representative of slope stability, was calculated. Having these analyses combined with retro-analysis of similar cases, one identified the rainfall patterns, from the countries' tropical weather, as the slides' major trigger. Therefore, one proceeded to study these precipitation patterns including them in the stability analysis in association with the corresponding and consequent hydraulic analysis, in order to quantify its influence on the slope stability. For this analysis has been made use of Rocscience' Slide software. The performed analysis allowed identifying the danger that previous rains represent on nowadays slope stability. It was determined, with the possible accuracy, the critic rainfall order of magnitude to which the slope may slide. However one emphasizes that the studied parameters and factors were object of a conservative analysis due to the major public risks in case of sliding and in order to make up for the slope's hydro and geo-mechanic parameters that were not possible to quantify.

KEYWORDS: slide, stability analysis, rainfall patterns, rocscience slide, camaragibe.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.1.1. Movimentos de massa pelo Mundo	1
1.1.2. Movimentos de massa no Brasil	1
1.2. O caso de estudo justificado: Encosta do Alto do Padre Cícero, Camaragibe	3
1.3. Objetivos	4
1.4. Organização da tese	4
2. INTRODUÇÃO TEÓRICA	5
2.1. Tipos de Movimentos de massa	5
2.2. Métodos para análise de estabilidade	7
3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CASO DE ESTUDO	13
3.1. Caracterização do caso de estudo	13
3.2. Estudos anteriores	17
3.3. Atividades realizadas	21
3.3.1. Atividades <i>in situ</i>	21
3.3.2. Atividades em laboratório	27
4. A CHUVA COMO FATOR DE INSTABILIDADE	37
4.1. Considerações iniciais	37
4.2. Estudos efetuados	40
5. SIMULAÇÕES – SOFTWARE SLIDE	47
5.1. O <i>software</i> slide	47
5.2. Simulações e resultados	47
5.2.1. Dados gerais	48
5.2.2. Chuvas pontuais	54
5.2.3. Chuvas antecedentes	59
5.2.4. Combinação de chuvas antecedentes com chuvas pontuais	65

5.2.5. Análise de sensibilidade	76
---------------------------------------	----

6. CONCLUSÕES..... 79

6.1. Conclusões.....	79
----------------------	----

6.2. Considerações finais	81
---------------------------------	----

6.3. Desenvolvimentos futuros	81
-------------------------------------	----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 83

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Evolução dos recursos destinados à Resposta aos Desastres e Reconstrução (Ministério da Integração, 2011)	2
Fig. 2.1 - Esquematização deslizamento progressivo (adaptado de Gerscovich, 2012)	6
Fig. 2.2 - Esquematização escorregamentos rotacional e translacional (adaptado de Marinho, 2010 através de USGS)	6
Fig. 2.3 - Esquematização queda livre e derrube.	7
Fig. 2.4 - Esquematização corridas (adaptado de Marinho, 2010 através de USGS)	7
Fig. 2.5 - Divisão de um talude em fatias (Ferreira, 2012)	8
Fig. 3.1 - Localização de Camaragibe - Pernambuco (Neto, 2014 através de Silva, 2010)	14
Fig. 3.2 - a) Árvores inclinadas; b) Lixo presente; c) Evidência da formação de degraus; d) Limpeza e desmatamento; e) Inclinação do talude; f) Fissuras	15
Fig. 3.3 - a) Habitação; b) Enquadramento habitações. Ambas evidenciam as construções nos degraus	16
Fig. 3.4 - a) e b) Lonas impermeáveis colocadas pela Defesa Civil.	16
Fig. 3.5 - Levantamento topográfico da Encosta do Alto do Padre Cícero, Camaragibe – PE.	17
Fig. 3.6 - Granulometrias de PI-1.1 com e sem defloculante	19
Fig. 3.7 - Granulometrias de PI-1.2 com e sem defloculante	19
Fig. 3.8 - Granulometrias de PI-1.3 com e sem defloculante	20
Fig. 3.9 - a) Execução ensaio SPT; b) Retirada de amostras por meio do SPT.	22
Fig. 3.10 - Composição básica do Permeâmetro de Guelph (Souza Neto, 2004 através de Soilmoisture, 1991).	23
Fig. 3.11 - a) Abertura do furo; b) Furo e diferentes extremidades do trado; c) Alisamento do fundo do furo; d) Permeâmetro de Guelph	24
Fig. 3.12 - Gráfico de resultados do ensaio de permeabilidade <i>in situ</i>	25
Fig. 3.13 - a) Retirada da amostra indeformada; b) c) e d) Abertura da amostra indeformada em laboratório	26
Fig. 3.14 - Granulometria bloco do PI-1.1	27
Fig. 3.15 - Granulometria bloco PI-2.1	27
Fig. 3.16 - Diferentes formatos das curvas características de sucção dos solos em função da granulometria (TEDE.UFV, 2006 adaptado de Fredlund e Xing, 1994).	28
Fig. 3.17 - Ensaio Método do Papel Filtro. a) Pesagem da amostra; b) Saturação da amostra; c) Colocação papel filtro.	31
Fig. 3.18 - Curva Característica obtida através do Método do Papel Filtro.	31
Fig. 3.19 - Curva Característica Expectável	32
Fig. 3.20 - Gráfico Permeabilidade vs. Sucção	33
Fig. 3.21 - Moldagem de amostra para Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II	34
Fig. 3.22 - Fases do Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II.	35
Fig. 4.1 - Carta de periculosidade da Cidade do Rio de Janeiro baseada na correlação entre pluviosidade e escorregamentos (Guidicini e Isawa, 1976 adaptado de D'Orsi, 2011)	41
Fig. 4.2 - Gráfico da envolvente de escorregamentos induzidos na Serra do Mar - São Paulo (Tatizana et al., 1987, adaptado de Bandeiras, 2003).	43
Fig. 4.3 - Proposta para sistema de alerta para o Rio de Janeiro de Pedrosa (1994) (adaptado de Bandeiras, 2011).	44
Fig. 4.4 - Correlação entre Pac e I para as Encostas da Formação Barreiras da Cidade do Recife - PE (Gusmão Filho, 1997, adaptado de Bandeiras, 2003).	45
Fig. 5.1 - Orientação e geometria admitidas nos trabalhos anteriores (Magalhães, 2013).	48
Fig. 5.2 - Orientação e geometria admitidas neste trabalho (escala em metros).	49
Fig. 5.3 - Malha adotada.	50
Fig. 5.4 - Dados de entrada: propriedades dos materiais	51
Fig. 5.5 - Pontos de análise A, B e C.	54
Fig. 5.6 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia) - método 1	54
Fig. 5.7 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia) - método 2	55
Fig. 5.8 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia)	55

Fig. 5.9 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia).....	56
Fig. 5.10 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia) – método 1.....	57
Fig. 5.11 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia) – método 2.....	57
Fig. 5.12 – Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia).	58
Fig. 5.13 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia).....	58
Fig. 5.14 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a maior chuva quinzenal registrada – método 1.....	60
Fig. 5.15 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a maior chuva quinzenal registrada – método 2.....	60
Fig. 5.16 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a maior chuva quinzenal registrada.	61
Fig. 5.17 - Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a maior chuva quinzenal registrada.	62
Fig. 5.18 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para chuva trimestral de 400 mm/mensais – método 1.....	63
Fig. 5.19 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para chuva trimestral de 400 mm/mensais – método 2.....	63
Fig. 5.20 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para chuva trimestral de 400 mm/mensais.	64
Fig. 5.21 - Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para chuva trimestral de 400 mm/mensais.	64
Fig. 5.22 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para chuva trimestral de 400 mm/mensais.	65
Fig. 5.23 – Evolução dos valores de FS ao longo do tempo para a combinação 1200x50 – método 1.....	66
Fig. 5.24 - Evolução dos valores de FS ao longo do tempo para a combinação 1200x50 – método 2.....	67
Fig. 5.25 – Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 1200x50.	67
Fig. 5.26 – Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 1200x50.....	68
Fig. 5.27 – Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a combinação 1200x50.	68
Fig. 5.28 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100 – método 1.....	69
Fig. 5.29 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100 – método 2.....	69
Fig. 5.30 - Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 600x100.	70
Fig. 5.31 – Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 600x100.....	70
Fig. 5.32 – Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a combinação 600x100.	71
Fig. 5.33 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 300x200 – método 1.....	71
Fig. 5.34 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 300x200 – método 2.....	72
Fig. 5.35 - Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 300x200.	72
Fig. 5.36 – Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 300x200.....	73
Fig. 5.37 – Variação dos teores em água nos pontos A, B e C para a combinação 300x200.....	73
Fig. 5.38 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100(2) – método 2.....	74
Fig. 5.39 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x50 – método 2.....	75
Fig. 5.40 - Gráfico de sensibilidade de acordo com a tabela 5.1 – Fase Inicial.....	77
Fig. 5.41 - Gráfico de sensibilidade de acordo com a tabela 5.1 - Fase Instável.	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1- Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978) (adaptado de ABGE, 1998)	5
Tabela 2.2 – Características dos diferentes métodos de equilíbrio limite (Gerscovich, 2009)	9
Tabela 3.1 - Resumo dos resultados caracterização – Furo PI-01 (Magalhães, 2013).	20
Tabela 3.2 - Resultados ensaios de Corte Direto Não Drenado (CDN) e Drenado (CDI) - Furos PI-02 (Souza, 2014)	21
Tabela 3.3 - Resultados obtidos do ensaio de permeabilidade <i>in situ</i>	25
Tabela 3.4 - Métodos para medição de sucção (Topa Gomes, 2008 através de Ridley & Wray, 1995).	29
Tabela 3.5 - Fórmula para cálculo da permeabilidade em laboratório	36
Tabela 3.7 - Resultados do Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II.	36
Tabela 4.1 - Classes de causas de deslizamentos de encostas (Bandeiras, 2003 através de Cruden e Varnes, 1996).	38
Tabela 5.1 - Tabela resumo da análise de sensibilidade efetuada.	76

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ϕ' - ângulo de atrito efetivo

FS_f - fator de segurança por equilíbrio de forças

FS_m - fator de segurança por equilíbrio de momentos

H_1 e H_2 - cargas de pressão

M_R - Momento Resistente

M_S - Momento Destabilizador

N_i – força normal à fatia i

P_0 - pressão atmosférica

P_1 - pressão reduzida (vácuo) no ar

P_2 - pressão exercida pela coluna de água

T_i – resistência ao corte da fatia i

W_i - peso próprio da fatia i

b_i - largura da fatia i medida na horizontal

c' - coesão efetiva

l_i - largura da fatia i medida paralelamente a T_i

α_i – ângulo que a base da fatia i faz com a horizontal

ψ – sucção

ψ_b – valor de entrada de ar (sucção)

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

Ad – Chuva antecedente

CEMADEN – Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais

CENAD – Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres

CIA – Central Intelligence Agency

CPRM – Serviço Geológico do Brasil

CPT – Cone Penetration Test

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

FIDEM – Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife

FS – fator de segurança

GADE – Grupo de Apoio a Desastres

GPS – Global Positioning System

h - altura média da fatia

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

MCT – Ministério da Ciência e Tecnologia

MIN – Ministério da Integração

PAM – Precipitação Anual Média

RMR – Região Metropolitana de Recife

SEDEC – Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil

SIH – Secretaria da Infraestrutura Hídrica

SINDEC – Sistema Nacional de Defesa Civil

SPT – Standard Penetration Test

UFOP – Universidade Federal de Ouro Preto

UFPE – Universidade Federal de Pernambuco

UFRJ – Universidade Federal do Rio Janeiro

UNESP – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”

USGS – United States Geologic Survey

E - força de interação entre fatias

Q - Resultante das forças de interação entre fatias

X - força de interação entre fatias

Z - força de interação entre fatias

r - raio da rotação arbitrada

w - humidade gravimétrica

θ (capítulo 2) - ângulo que Q faz com a horizontal

θ (restantes capítulos) - humidade volumétrica

λ - fator de escala

τ - resistência ao corte

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

1.1.1. MOVIMENTOS DE MASSA PELO MUNDO

Todos os dias o Mundo convive com a ocorrência de incontáveis fenómenos naturais. No entanto, nem todos representam perigo para a sociedade. Os que, de facto, geram consequências negativas para o Homem são designados por desastres naturais. Estas consequências são medidas em critérios tão diversos como danos económicos, número de pessoas afetadas e, nos piores casos, em fatalidades. Os movimentos de massa pertencem aos fenómenos naturais com que convivemos, no entanto muitos tornam-se desastres vitimizando fatalmente ou desalojando milhares de pessoas. No continente americano estima-se que desde 1900 a 2014, os movimentos de massa tenham vitimizado fatalmente mais de 19 mil pessoas e afetado mais de 5.5 milhões (EM-DAT, 2014).

1.1.2. MOVIMENTOS DE MASSA NO BRASIL

O Brasil, como um país de clima tropical, contribui bastante para as estatísticas mundiais relacionadas com movimentos de massa. Este é o desastre natural que causa o maior número de mortes no país (MCT/EcoAgência, 2011). Sendo ainda um país em desenvolvimento, viu o seu processo de urbanização acelerar, a partir de 1950, desprovido de políticas de desenvolvimento urbano que abarcassem todas as classes sociais, dos aproximadamente 200 milhões de habitantes, à qual se juntou uma forte e crescente especulação do mercado imobiliário.

Segundo dados oficiais, 21.4% da sua população vive abaixo do limiar da pobreza entre os quais 4.2% se encontra abaixo do limiar da pobreza extrema (CIA, 2014). Justifica-se assim o aparecimento de comunidades, à margem da lei, que se impõem nos taludes das periferias das cidades com construções inadequadas do ponto de vista da segurança e desumanas do ponto de vista social e de cuidados de higiene. Salienta-se que, a maioria, não tem fornecimento de eletricidade e água nem saneamento básico. Estas condições resultam em descargas de dejetos e lixo nos taludes que se acumulam até formarem barreiras no escoamento das águas provenientes da chuva. Este fator aliado a cortes nos taludes, que são efetuados para possibilitarem as construções referidas, e à desmatção dos mesmos surgem como os principais elementos na questão do risco.

Do ponto de vista preventivo os esforços do Poder Público revelaram-se tardios e ineficazes, forçando a inclusão de programas como o de Gestão de Risco e Resposta a Desastres no programa plurianual de desenvolvimento do País “Mais Brasil”, iniciado em 2012 e projetado até 2015 pelo Sistema Nacional de Defesa Civil (SINDEC). Estes programas são fruto de um necessário aumento de recursos

disponibilizados pelo Poder Público tendo em conta o aumento da frequência de fenómenos climáticos prejudiciais e a expansão e adensamento urbano em áreas propícias a inundações, enxurradas e deslizamentos. Este aumento de recursos é visível na figura 1.1.

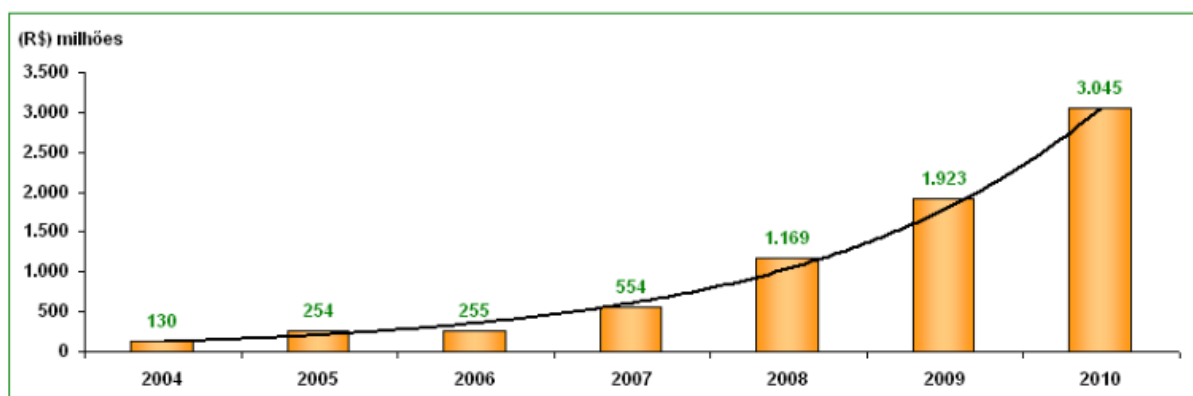


Fig. 1.1 - Evolução dos recursos destinados à Resposta aos Desastres e Reconstrução (Ministério da Integração, 2011)

O programa referido está sob a responsabilidade conjunta da Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil (SEDEC) e da Secretaria de Infraestrutura Hídrica (SIH) encontrando-se no website do Ministério da Integração Nacional (MIN) os objetivos e acções a cumprir:

- “Induzir a atuação em rede dos órgãos integrantes do Sistema Nacional de Defesa Civil em apoio às ações de defesa civil, em âmbito nacional e internacional, visando a prevenção de desastres” – mais especificamente com as acções de “Mobilização e Manutenção do Grupo de Apoio a Desastres”, “Coordenação e Fortalecimento do Sistema Nacional de Defesa Civil”, “Construção do Centro Nacional de Gerenciamento de Risco e Desastres (CENAD)”, “Organização e participação em eventos de defesa civil” e “Capacitação de Agentes e Comunidades em Defesa Civil”;
- “Promover ações de pronta resposta e reconstrução de forma a restabelecer a ordem pública e a segurança da população em situações de desastre em âmbito nacional e internacional” – com “Acções de Defesa Civil”;
- “Expandir o mapeamento de áreas de risco com foco em municípios recorrentemente afetados por inundações, erosões marítimas e fluviais, enxurradas e deslizamentos, para orientar as ações de defesa civil” – no qual se encaixa o acordo com a Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) que será exposto de seguida;
- “Promover a prevenção de desastres com foco em municípios mais suscetíveis a inundações, enxurradas, deslizamentos e seca, por meio de instrumentos de planejamento urbano e ambiental, monitoramento da ocupação urbana e implantação de intervenções estruturais” – com “Apoio a Obras Preventivas de Desastres”.

Em relação ao primeiro ponto torna-se relevante referir que o mencionado CENAD, cuja criação data Fevereiro de 2005, possui desde Novembro de 2011 as instalações necessárias ao cumprimento do seu objetivo “consolidar informações sobre riscos no país, tais como mapas de áreas de risco de deslizamentos e inundações, além dos dados relativos à ocorrência de desastres naturais e tecnológicos e os danos associados” sendo “o CENAD responsável pelas acções de planejamento e mobilizações para atuação em situação de riscos e desastres”. Este “coordena o Grupo de Apoio a Desastres (GADE), uma equipa técnica multidisciplinar, composta por especialistas em gerenciamento de crises,

com amplo conhecimento e experiência em Proteção e Defesa Civil, mobilizável a qualquer tempo para desenvolver ações de preparação e resposta a desastre, em todo o território nacional ou internacional, assim que demandado”. O CENAD atua em parceria com diversos órgãos dos quais o Serviço Geológico do Brasil (CPRM) e o Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais (CEMADEN) se apresentam como os de referência mais relevante para o presente trabalho.

Entre os dois destaca-se o CEMADEN cujo objetivo é “desenvolver, testar e implementar um sistema de previsão de ocorrência de desastres naturais em áreas suscetíveis de todo o Brasil”, encontrando-se à data a monitorizar 535 de 821 municípios correspondentes a uma primeira e prioritária etapa, de entre as cinco regiões do Brasil. Para ser monitorizado pelo CEMADEN o município necessita de possuir um mapeamento de risco em relação aos desastres naturais mais frequentes: “deslizamentos em encostas, alagamentos e enxurradas, solapamentos e terras caídas”, acompanhado de uma “estimativa da extensão dos prováveis danos decorrentes desses desastres”.

Todos estes organismos e programas aparecem como consequência da atualização da lei nº6.766 de 19 de Dezembro de 1979 pela lei nº12.608 aprovada a 10 de Abril de 2012 onde, entre outros pontos menos pertinentes para o trabalho em questão, passa a ser obrigatório cada Estado através dos seus Municípios identificar e mapear as áreas de risco de desastres assim como promover a fiscalização e vedar novas ocupações nos mesmos. No entanto, conhecendo as dificuldades dos Municípios em questão, que, para além dos problemas sociais associados a este tipo de comunidades que requerem uma quota grande dos fundos disponíveis, não têm acesso a pessoas qualificadas para efetuar o requerido, os próprios Ministérios realizaram parcerias com entidades privadas mas sobretudo com entidades públicas, como as referidas, e com algumas Universidades Federais para efetuar os mapeamentos necessários. Neste âmbito e atendendo ao terceiro ponto referido anteriormente, a convite do Ministério das Cidades, a Universidade Federal de Pernambuco através do Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies, liderado pelo Professor Doutor Roberto Coutinho, iniciou em Fevereiro de 2013 a atualização da carta geotécnica e respetivo mapeamento de risco quanto à erosão e movimentos de massa de todo o Município de Ipojuca.

A UFPE tem ainda acordo com o mesmo Ministério para efetuar trabalhos semelhantes nos Municípios de Camaragibe, de Cabo de Santo Agostinho, de Jaboatão dos Guararapes e de Abreu e Lima e ainda, com o Ministério da Integração, para efetuar o mapeamento de risco semelhante do Município de Moreno.

1.2. O CASO DE ESTUDO JUSTIFICADO: ENCOSTA DO ALTO DO PADRE CÍCERO, CAMARAGIBE

Independente dos acordos referidos, a UFPE efetua estudos pontuais em áreas de risco identificadas quer por mapeamentos anteriores aos agora necessários - seja por imprecisões devidas à primitividade das técnicas no momento ou por simples necessidade de atualização devido à alteração da geometria das áreas estudadas provocadas, por exemplo, pela erosão - quer pela Defesa Civil dos municípios através da monitorização de algumas áreas de risco ou por registo da ocorrência de escorregamentos comunicados pela população através de pedidos de emergência.

A Encosta do Alto do Padre Cícero em Camaragibe é um dos casos referidos. Desde 2002 que apresenta sinais de instabilidade tendo sido registado em 2010 o aparecimento de fissuras de grandes proporções ameaçando a população local. Monitorizada pela Defesa Civil de Camaragibe, foram ainda registados pequenos deslizamentos e verificados sinais de deslizamento progressivo. Justificam-se desta forma os estudos de maior detalhe nos quais se inclui o presente trabalho.

Refira-se que, nesses estudos, foram efetuadas análises de estabilidade desta mesma encosta tendo os seus resultados confirmado o elevado risco de rotura por corte do talude. Como se verá adiante, por ser

uma área fortemente habitada, os fatores de segurança admissíveis terão de ser maiores do que em casos onde o fator vida não está presente.

1.3. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivos principais analisar a estabilidade da Encosta do Alto do Padre Cícero e determinar uma precipitação ou padrão de precipitação, que se intitula como crítico, que provoque a sua instabilidade. Como objetivos intermédios, necessários para alcançar os finais, tem-se a caracterização do solo existente na encosta em questão, mais propriamente do ponto de vista hidráulico, para suprir uma lacuna existente nos anteriores trabalhos. Acrescenta-se assim o estudo da pluviometria da região aos pontos prévios. O autor aproveita ainda a eficiência proveniente do uso de um *software* de análise numérica para a comparação de métodos de análise de estabilidade, baseados na teoria de equilíbrio limite, mais expeditos com métodos que utilizam o mesmo conceito mas considerados como rigorosos.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A dissertação em causa foi dividida em seis capítulos.

No primeiro, introduz-se o conceito de desastre natural destacando-se os movimentos de massa. Inclui-se ainda um enquadramento dos efeitos que estes provocam no Brasil, explicando-se a razão de vitimizar tantas pessoas e que esforços estão a ser feitos no sentido da prevenção. Neste, justifica-se também o caso de estudo. Finaliza-se com a descrição dos objetivos do trabalho em causa e o presente ponto, a sua organização.

No segundo, inicia-se uma introdução teórica aos diferentes tipos de movimentos de massa existentes. O término deste capítulo dá-se com a apresentação dos diferentes métodos de análise de estabilidade e justificação dos utilizados no decorrer do trabalho.

O terceiro capítulo corresponde à necessária caracterização do solo da Encosta do Alto do Padre Cícero. Subdivide-se na apresentação dos resultados obtidos nos estudos geotécnicos realizados anteriormente e nos estudos realizados no âmbito deste trabalho. Estes últimos são ainda separados em atividades *in situ* e em laboratório.

O quarto capítulo diz respeito à chuva como agente accionador de instabilidade. Este começa com uma breve explicação teórica dos efeitos que a chuva tem no solo e segue com os estudos efetuados que correlacionam padrões de chuva com escorregamentos.

Na quinta parte deste trabalho apresentam-se as simulações efetuadas com recurso ao *software* Slide da Rocscience e procede-se à apresentação de resultados. Salienta-se que é neste capítulo onde se justificam as características, parâmetros e/ou efeitos que se consideraram nas análises efetuadas.

No sexto e último capítulo do trabalho o autor conclui interpretando os resultados obtidos e procedendo às considerações finais e a oportunos desenvolvimentos futuros.

2

INTRODUÇÃO TEÓRICA

2.1. TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Os principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira são apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1- Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978) (adaptado de ABGE, 1998)

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo (Engenharia)	
				Grosseiro	Fino
Quedas			de rocha	de detritos	de terra
Tombamentos			de rocha	de detritos	de terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	abatimento de rocha	abatimento de detritos	abatimento de terra
	Translacional	Poucas unidades	de blocos rochosos	de blocos de detrito	de blocos de terra
		Muitas unidades	de rocha	de detritos	de terra
Expansões laterais			de rocha	de detritos	de terra
Corridas/Escoamentos			de rocha	de detritos	de terra
			(deslizamento progressivo profundo)	(deslizamento progressivo de solo)	(deslizamento progressivo de solo)
Complexos: Combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Os deslizamentos progressivos (figura 2.1) estão associados a deformações de carácter plástico apresentando baixas velocidades (cm/ano) mas podendo danificar significativamente estruturas próximas de taludes e encostas onde ocorram. Postes e/ou árvores inclinadas, degraus e/ou pequenos

abatimentos na encosta e deslocamentos de muros são alguns dos sinais observados quando na presença deste tipo de movimento.

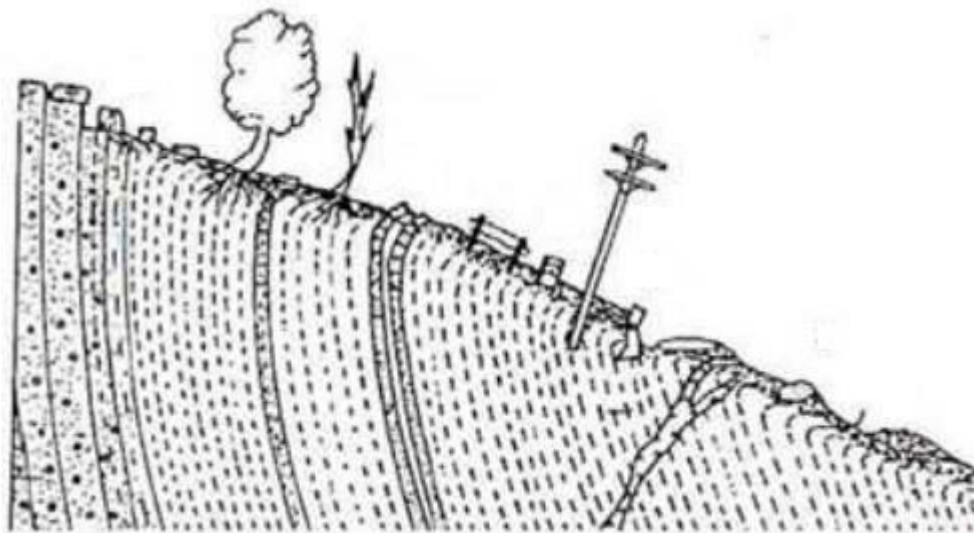


Fig. 2.1 - Esquematização deslizamento progressivo (adaptado de Gerscovich, 2012)

Estes, não sendo solucionados ou monitorados, poderão evoluir para escorregamentos (não sendo necessariamente esta a causa) onde existe um aumento de tensão, queda da resistência ou ambos, em períodos de tempo relativamente curtos, provocando roturas por corte. Dividindo-se estas, consoante características e estado do(s) solo(s) e/ou rocha(s) do local, em planares, circulares ou em cunha. Os escorregamentos (figura 2.2) caracterizam-se pelas suas médias (metros/hora) a altas velocidades (metros/segundo) podendo movimentar elevados volumes de material.

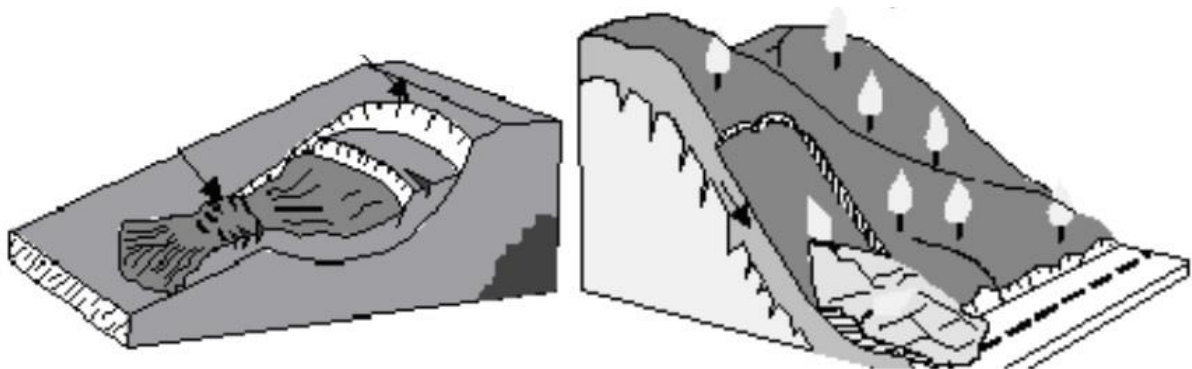


Fig. 2.2 - Esquematização escorregamentos rotacional e translacional (adaptado de Marinho, 2010 através de USGS)

As quedas (figura 2.3) por sua vez estão associadas a blocos rochosos podendo tratar-se de queda livre de blocos, derrube, devido a uma rotação dos mesmos, e ainda de um rolamento ou deslocamento consistindo, este último, no desprendimento de lascas ou placas de rocha (devidas, por exemplo, à

xistossidade da rocha) provocado por variações térmicas ou alívio de tensão e o anterior devido a prévios escorregamentos ou à erosão.

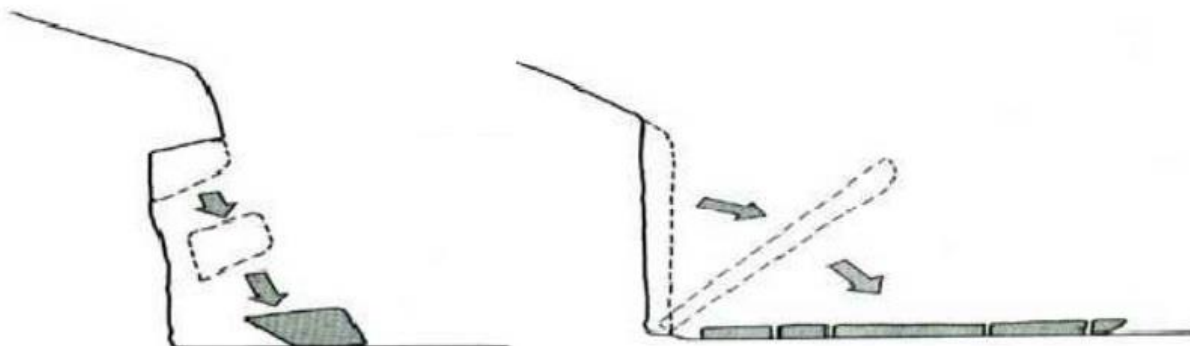


Fig. 2.3 - Esquemática queda livre e derrube.

As corridas (figura 2.4) são movimentos semelhantes ao de um líquido viscoso e são potencialmente muito perigosos devido à elevada rapidez, quantidade de material mobilizado e extenso alcance. Estas têm a sua origem na desestruturação total do material ou nas drenagens onde exista um qualquer tipo de barramento prévio. O seu nome é complementado de acordo com o material mobilizado.

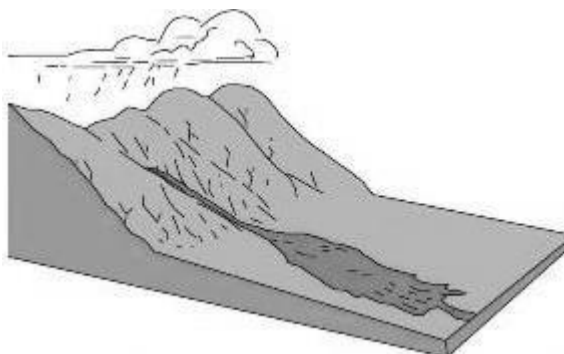


Fig. 2.4 - Esquemática corridas (adaptado de Marinho, 2010 através de USGS)

2.2. MÉTODOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Nas análises de estabilidade de taludes constituídos por solos estão geralmente envolvidas grandes massas de terra com igualmente grandes heterogeneidades e algumas incertezas no que toca às caracterizações destas. Assim generalizar revela-se ineficaz tornando imprescindível a análise dos diferentes métodos existentes para cada caso de estudo.

Existem duas abordagens relativas ao problema sendo que uma baseia-se nas relações tensão-deformação dos materiais e a outra no conceito de equilíbrio limite. A primeira necessita de um conhecimento e caracterização dos materiais do talude com um nível de precisão que se teria, por exemplo, num talude de aterro, sendo que o caso em questão se revela bastante mais complexo fazendo com que este método perca viabilidade devido à complexidade da caracterização de todas as

heterogeneidades existentes e consequente aumento da incerteza nos resultados. A segunda abordagem é baseada, como já referido, no conceito de equilíbrio limite, e consiste na determinação ao longo de qualquer superfície que possa provocar a rotura do talude, da sua resistência ao corte e na verificação se esta é ou não superior à resistência mobilizada. O seu resultado é posteriormente traduzido através de um fator de segurança, FS, onde se divide a primeira pela segunda representando o valor unitário o caso de equilíbrio limite. Consequentemente, FS menores que a unidade traduzir-se-ão na rotura do talude, ou seja, situações instáveis e FS maiores que a unidade corresponderão a situações estáveis. É importante salientar que o FS mínimo admissível é dependente de fatores como as consequências possíveis em caso de rotura, ou seja, uma encosta densamente ocupada terá de ter um fator de segurança maior quando comparada com uma não ocupada (Neto & Carneiro, 2014).

Como visto nos pontos anteriores, existem três principais tipos de rotura por corte onde a correspondente à rotura em cunha é associada a rochas, sobrando, pertinentes a este trabalho, as roturas circulares e planares. Note-se ainda que existem também superfícies de rotura mais complexas onde poderá ocorrer uma combinação destas. Para as primeiras, dentro da análise por equilíbrio limite, existem métodos como Fellenius (1936) e Bishop (1955), sendo que Janbu (1954), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e o de Rui Correia (1988) podem ser utilizados para qualquer superfície de rotura. Todos estes métodos começam pela divisão da massa que potencialmente deslizará em fatias verticais (figura 2.5) que interagem entre si através de forças normais e tangenciais devido à criação, por reacção, de um momento resistente total, M_R , que contrariará o momento destabilizador, M_S . O FS será o quociente entre M_R e M_S . Este cálculo resultará num problema estaticamente indeterminado onde algumas simplificações e/ou suposições distinguirão os diferentes métodos (Ferreira, 2012).

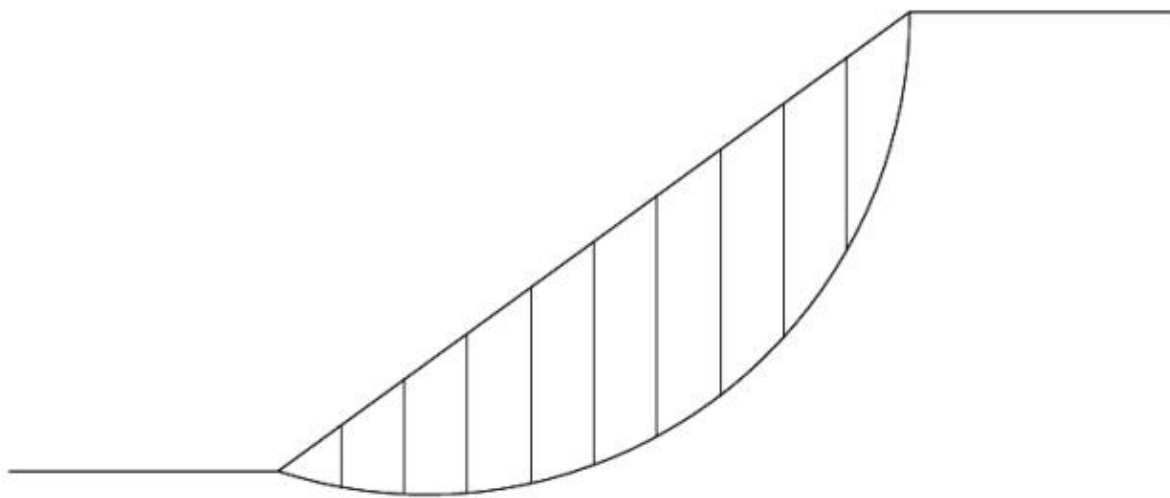


Fig. 2.5 - Divisão de um talude em fatias (Ferreira, 2012)

É importante fazer referência a algumas considerações que estes métodos admitem: o material é considerado como seguindo um modelo de comportamento rígido-plástico, ou seja, é admitido que o solo rompe bruscamente sem existirem sinais prévios de deformação sendo que, na realidade, a plastificação dos pontos da superfície de deslizamento não se dá em simultâneo (Ferreira, 2012 através de Duncan, 1966). Na tabela 2.2 apresentam-se algumas características dos diferentes métodos assim como as suas principais vantagens e limitações.

Tabela 2.2 – Características dos diferentes métodos de equilíbrio limite (Gerscovich, 2009)

Métodos	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Aplicação
Bishop Simplificado	Circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Janbu	Qualquer	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfícies de rotura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem esta limitação.	Grande utilização prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.
Spencer	Qualquer	Método rigoroso, satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.	Valores de FS mais realísticos.	Complexidade dos cálculos.	Para análises mais sofisticadas, com restrições geométricas da superfície de rotura.
Morgenstern-Price	Qualquer	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que no método de Janbu.	Complexidade dos cálculos.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálises).

É visível, pela tabela indicada, que os métodos não rigorosos possuem algumas limitações sendo que ao não satisfazer as três equações de equilíbrio fornecem fatores de segurança menos satisfatórios. Assim, a precisão dos métodos rigorosos como o de Spencer e Morgenstern-Price determinou a escolha destes para a análise de estabilidade efetuada neste trabalho. Note-se que, por facilidade devido ao cálculo ser automático, através do *software Slide* da Rocscience, foram ainda seleccionados os métodos de Janbu Corrigido e Bishop Simplificado tornando possível a comparação dos resultados obtidos por estes e pelos anteriores de forma a analisar a sua viabilidade para o caso em estudo.

O método de Spencer (1967) satisfaz todas as equações de equilíbrio (forças e momentos) sendo, por isso, um método rigoroso. Devido à complexidade dos seus cálculos beneficiou bastante após ser automatizado sendo usualmente incluído em programas automáticos de análise de estabilidade. Neste método as forças de interacção entre as fatias são substituídas por uma resultante, Q , com ponto de aplicação a meio da base da fatia, formando com a horizontal um ângulo θ . Manipulando as equações de equilíbrio em função de Q , obter-se-á:

$$Q = \frac{\frac{c' * l}{FS} + \frac{(W * \cos(\alpha) - u * l) * \tan(\phi')}{FS} - W * \sin(\alpha)}{\cos(\alpha - \theta) * (1 + \frac{\tan(\phi') * \tan(\alpha - \theta)}{FS})} \quad (2.1)$$

Na figura 2.6 ficam perceptíveis as incógnitas equacionadas, faltando referir que W representa o peso próprio da fatia.

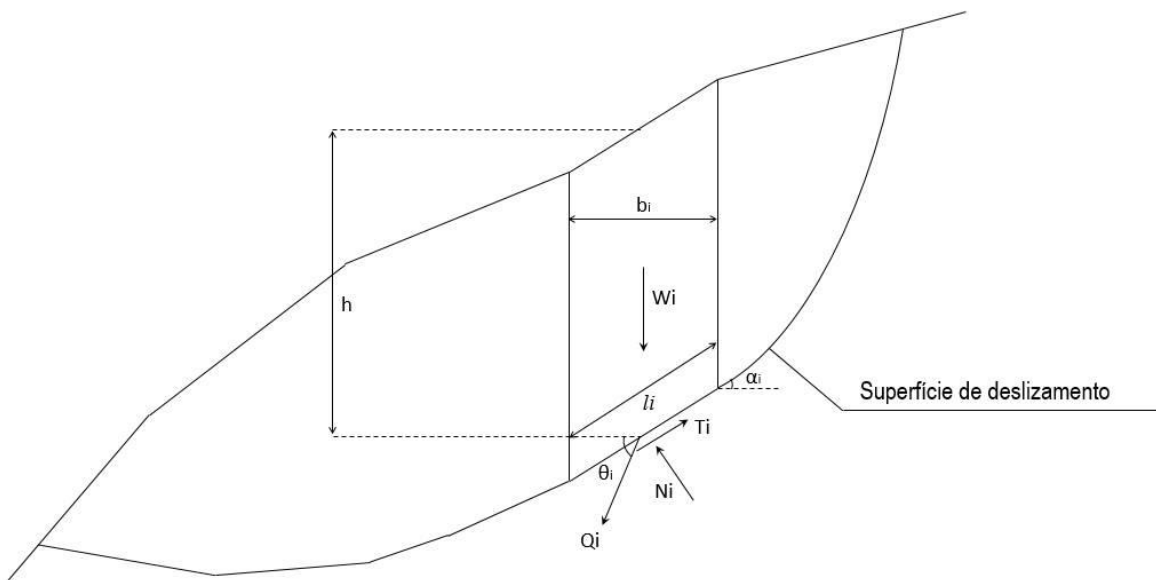


Fig. 2.6 - Esquematisação do Método de Spencer (1967)

Ora, a soma dos momentos das forças de interacção relativamente a um centro de rotação arbitrado é nulo se a soma dos momentos das forças exteriores em relação a esse mesmo ponto for também nula, ou seja:

$$\sum (Q * r * \cos(\alpha - \theta)) = 0 \quad (2.2)$$

Considerando o raio constante, pois o cálculo é efetuado para uma e uma só superfície de deslizamento de cada vez; as forças exteriores ao talude em equilíbrio, e, por consequência, a soma vertical das forças de interacção nula; e θ_i constante, ou seja, as resultantes Q_i paralelas entre si, vem:

$$\sum Q = 0 \quad (2.3)$$

Criam-se assim as condições para, arbitrando valores para θ , se determinar o equilíbrio de forças (FS_f) e o equilíbrio de momentos (FS_m) obtendo na intersecção destas duas soluções o valor de FS (ver figura 2.7).

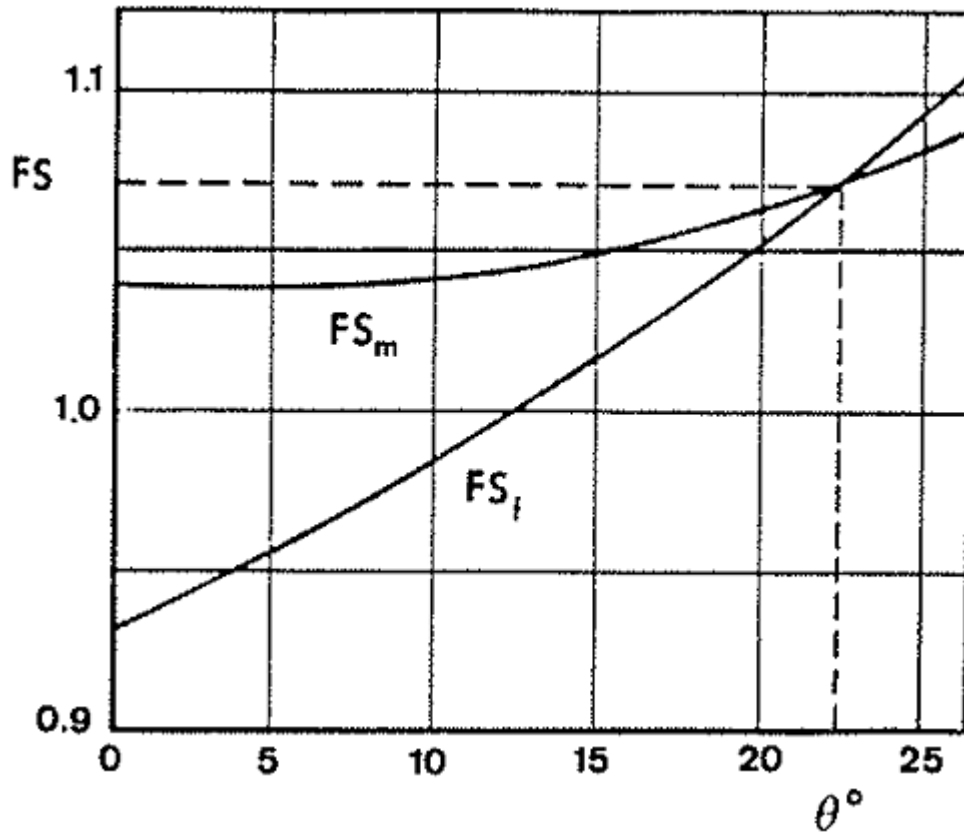


Fig. 2.7 - Determinação do fator de segurança (adaptado de Ferreira, 2012 através de Spencer, 1967)

O método de Morgenstern-Price (1965) (figura 2.8) pertence ao grupo dos métodos rigorosos por cumprir todas as equações de equilíbrio. Este recorre a equações diferenciais que gerem o equilíbrio de momentos e o equilíbrio de forças numa fatia. Respetivamente:

$$(y'_1 - y_1) \frac{\partial E}{\partial b} + E_1 * \frac{\partial y'}{\partial b} - X_1 = 0 \quad (2.4)$$

$$\begin{aligned} & \frac{c'}{FS} * [1 + \tan^2(\alpha)] + \frac{\tan(\phi')}{FS} \\ & * \left[\frac{\partial W}{\partial b} + \frac{\partial X}{\partial b} - \frac{\partial E}{\partial b} * \tan(\alpha) - u * (1 + \tan^2(\alpha)) \right] \\ & = \frac{\partial E}{\partial b} + \frac{\partial X}{\partial b} * \tan(\alpha) + \frac{\partial W}{\partial b} * \tan(\alpha) \end{aligned} \quad (2.5)$$

Obtém-se assim um problema indeterminado cujas incógnitas são as forças de interação, X e E , e a posição da linha de pressão, y' . Para tornar este problema estaticamente determinado, os autores descrevem a variação da relação entre X e E numa função arbitrária que englobam também um fator de escala λ .

$$X = \lambda * f(x) * E \quad (2.6)$$

O fator de segurança e λ são determinados integrando as equações diferenciais 2.4 e 2.5 seguido de um processo iterativo usando o método de Newton-Raphson.

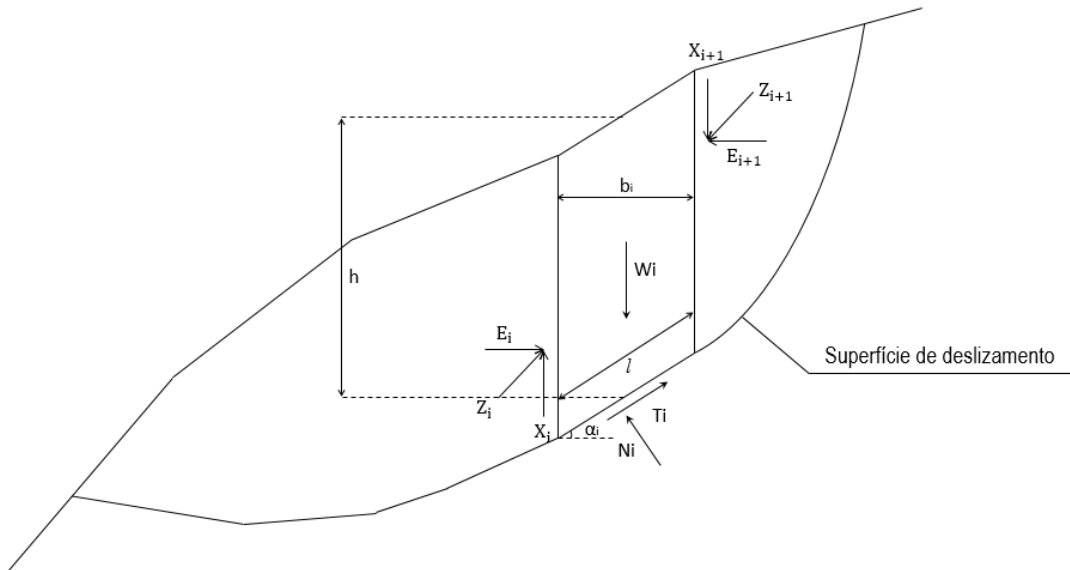


Fig. 2.8 - Esquemática do Método de Morgenstern-Price (1965)

3

CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO CASO DE ESTUDO

3.1. CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Camaragibe, enquadrado na figura 3.1, é o sexto município mais populoso da Região Metropolitana de Recife (RMR) e o oitavo de Pernambuco. Com uma área de aproximadamente 51.257 km² tem cerca de 151.587 habitantes. Sendo um Município desde 1983, tinha em 1991 27.9% da população de 25 anos ou mais analfabeta tendo diminuído para 13,34% em 2010. Na população mais jovem, apesar da grande evolução, em 2010, os jovens entre os 15 e os 17 anos e entre os 18 e os 24 anos que não frequentava qualquer tipo de ensino correspondiam a 12,71% e a mais de 70%, respectivamente. Para além disso, é importante referir que, nesse mesmo ano, estudos apontam cerca de 43% da população como vulnerável à pobreza (IBGE, 2011). Apesar de todos os esforços por parte das entidades públicas responsáveis, quer da Defesa Civil camaragibense quer do próprio Governo Federal, e de uma evolução dos seus índices sociais existe ainda em Camaragibe uma deficiência na resposta ao aumento demográfico verificado onde a população de baixo rendimento é a mais lesada originando construções inaptas às condições geomorfológicas existentes. Neste município, segundo Bandeira (2003) encontram-se dois conjuntos morfológicos distintos: os morros e a planície. A mesma afirmou ainda que os morros, descritos como terrenos “ativos” e imaturos, ou seja, instáveis, representam cerca de 80% do município. Na mesma linha de pensamento, em 2008, Ayres atestou que 2/3 da população do município habita nestes terrenos e que aproximadamente metade desta vive em áreas de risco permanente nos períodos de chuva.

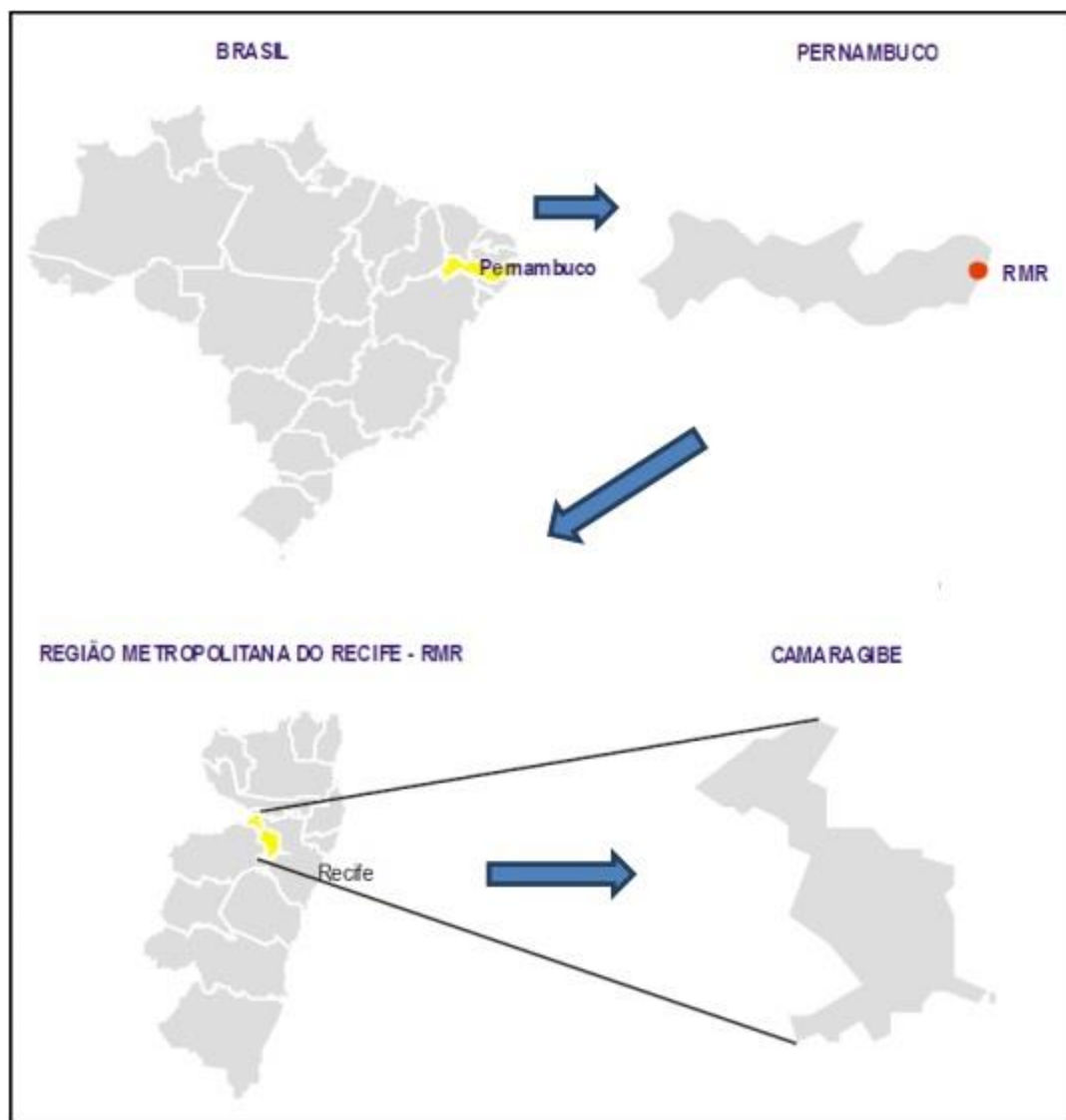


Fig. 3.1 - Localização de Camaragibe - Pernambuco (Neto, 2014 através de Silva, 2010)

O nome Camaragibe surge do vocábulo indígena *Camará-Gype* onde se referencia o rio Camará e uma planta abundante na região conhecida como *Chumbinho*. Identificando-se como vegetação rasteira, esta planta surgiria como um benefício na estabilidade dos taludes não fosse a sua retirada uma acção comum por parte da população e até mesmo por parte da Prefeitura. A esta desmatção associam-se outros comportamentos de risco tais como o corte dos taludes, a acumulação de lixo e a falta de drenagem que se torna problemático devido ao clima tropical chuvoso da região.

Neste município iniciaram-se estudos aprofundados na Encosta do Alto do Padre Cícero situada no Bairro dos Estados, sobre os quais incide e se integra o presente trabalho. Estes estudos são justificados pelos sinais evidentes da ocorrência de deslizamentos progressivos, como a inclinação anormal das árvores presentes e a existência de degraus e fissuras ao longo da encosta que resultaram também de prévios escorregamentos menores (figura 3.2).



Fig. 3.2 - a) Árvores inclinadas; b) Lixo presente; c) Evidência da formação de degraus; d) Limpeza e desmatamento; e) Inclinação do talude; f) Fissuras.

Pelas figuras 3.2 e 3.3, verifica-se ainda uma forte acumulação de lixo nesta área que se alia à falta de cobertura vegetal em alguns trechos prejudicando a drenagem das águas provenientes das fortes precipitações, existindo, no entanto, uma forte melhoria no comportamento da população e por parte da Prefeitura que cada vez mais evita a desmatagem destes. Acrescentando-se as construções medíocres existentes, ficam reunidos todos os comportamentos de risco referidos no início do presente trabalho.



Fig. 3.3 - a) Habitação; b) Enquadramento habitações. Ambas evidenciam as construções nos degraus.

É ainda de salientar que a Defesa Civil de Camaragibe prossegue ciclicamente à colocação de lonas impermeáveis (figura 3.4) nesta e nas encostas do município que apresentam um nível elevado de risco com o objetivo de evitar a infiltração das águas provenientes da chuva.



Fig. 3.4 - a) e b) Lonas impermeáveis colocadas pela Defesa Civil.

3.2. ESTUDOS ANTERIORES

A encosta do Alto do Padre do Cícero foi alvo de variados estudos anteriores ao presente trabalho. Estes incidiram na caracterização do solo com o intuito de analisar a estabilidade do talude onde num se incluiu o estudo da viabilidade de uma solução utilizando uma malha de pregagens. No entanto, nenhuma das análises anteriores considerou o efeito da precipitação na estabilidade do respetivo talude, servindo a dissertação em causa para suprir essa lacuna. Servem assim os estudos referidos, considerando os ensaios já efectuados, como ponto de referência na caracterização do solo.

Foram estudados dois perfis na encosta em questão como é visível no levantamento topográfico apresentado na figura 3.5. Para a sua determinação foi utilizada a Carta Base Cadastral Regionalizada da Fundação de Desenvolvimento da Região Metropolitana do Recife (FIDEM), à escala 1:2.000, na plataforma de desenho em AutoCAD, onde se lançou as coordenadas dos furos de sondagem do Standard Penetration Test (SPT) que se efetuaram ao longo da encosta (Magalhães, 2013). Note-se ainda que se procedeu ao ajuste destes perfis utilizando um GPS para marcar as coordenadas de alguns pontos nas visitas de campo realizadas.

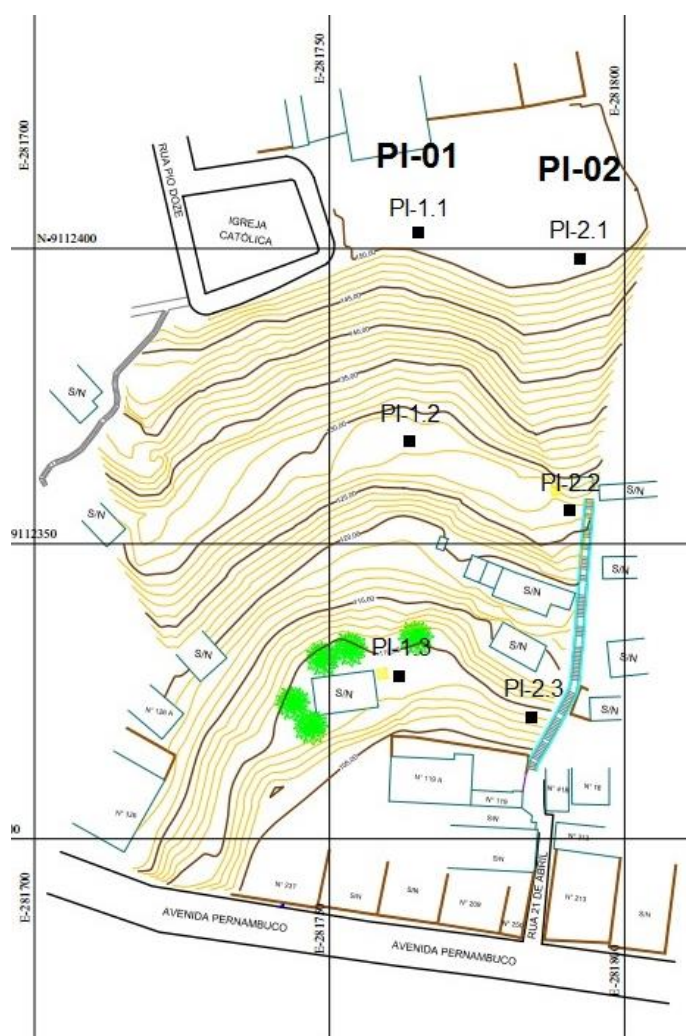


Fig. 3.5 - Levantamento topográfico da Encosta do Alto do Padre Cícero, Camaragibe – PE.

No levantamento apresentado, localizada no topo da encosta, destaca-se a Igreja do Alto do Padre Cícero sendo também visíveis as habitações, referidas anteriormente, à medida que se segue a linha da encosta em direcção à Avenida Pernambuco, onde passam todos os dias dezenas de carros e peões. Percebe-se desta forma não só a dimensão da encosta em causa, que tem uma altura de cerca de 50 metros ao longo de pouco mais de 100 metros de comprimento, como a complexidade do problema e as suas possíveis consequências. Saliente-se ainda a forte inclinação média de 45° existente na parte intermédia do talude, 31° no topo e variações entre cerca de 43° e 9° na parte inferior.

Ao longo do perfil PI-01 foram realizados os mais variados ensaios incluindo ensaios SPT, de acordo com a norma NBR 6484 – Método de Execução de Sondagem da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) -, no topo, meio (mais especificamente a 25 metros do topo) e base da encosta onde também se procedeu à retirada de amostras deformadas e indeformadas – referidas respetivamente como PI-1.1, PI-1.2 e PI-1.3 -, de acordo com a norma NBR 9604 – Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas da ABNT -, para a realização de ensaios em laboratório. Destes concluiu-se que, apesar das diferenças de patamar de onde foram recolhidas, as amostras apresentaram caracterização e comportamento geotécnico semelhante. Esta conclusão revelar-se-á importante aquando da escolha da geometria a definir no *software* de análise de estabilidade e hidráulica.

De acordo com os ensaios de sondagem à percussão, granulometria, limites de consistência, mineralogia e teor de matéria orgânica, e de acordo com a proposta de classificação incluindo solos tropicais de Vargas (1988 e 1992), os solos foram identificados como pertencentes ao grupo KL – argilas arenosas, de baixa compressibilidade, com mineral predominante o caulinítico – e de acordo com a Carta de Plasticidade associada à Carta de Atividade do mesmo autor: inativa de média plasticidade, apesar da predominância da percentagem de areia nos ensaios granulométricos. Magalhães (2013) conclui ainda que não foram identificados teores significativos de matéria orgânica.

A respeito dos ensaios de permeabilidade e curvas características as amostras apresentaram comportamento de solos arenosos. No entanto, em relação aos ensaios edométricos simples e duplos o comportamento obtido foi de argila pré-consolidada, não expansiva e colapsável mas apenas na base da encosta. Os parâmetros de resistência sofreram reduções significativas no que toca à coesão quando na presença de água segundo os resultados obtidos nos ensaios de corte drenado e não drenado. Em baixo apresentam-se as curvas granulométricas referidas anteriormente (figuras 3.6, 3.7 e 3.8) e a tabela 3.1 onde a autora do estudo referido resume o resultado dos principais ensaios incluindo os coeficientes de permeabilidade saturada, obtidos através do ensaio laboratorial TRI-FLEX II que será detalhado no decorrer deste trabalho.

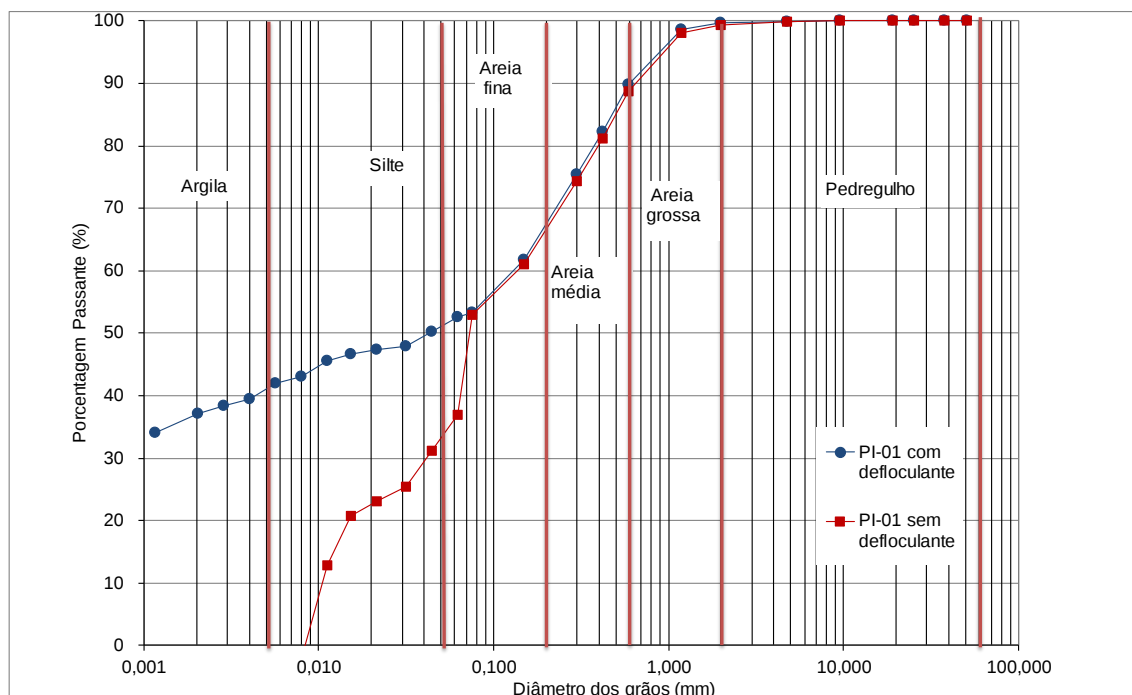


Fig. 3.6- – Granulometrias de PI-1.1 com e sem defloculante.

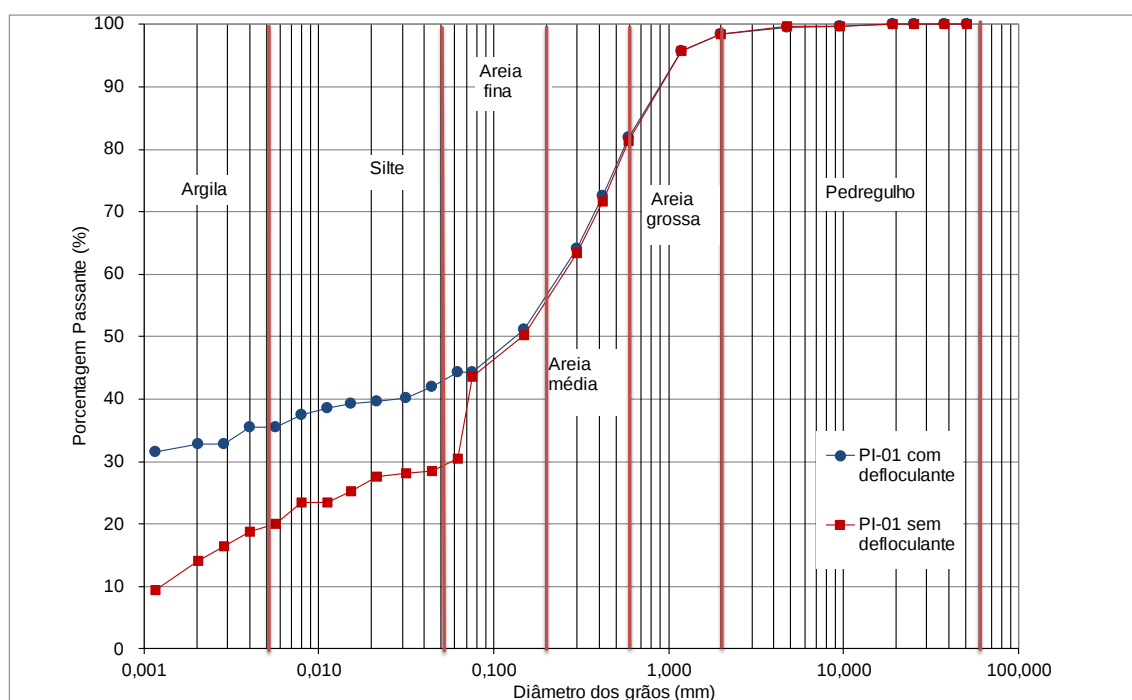


Fig. 3.7 - – Granulometrias de PI-1.2 com e sem defloculante.

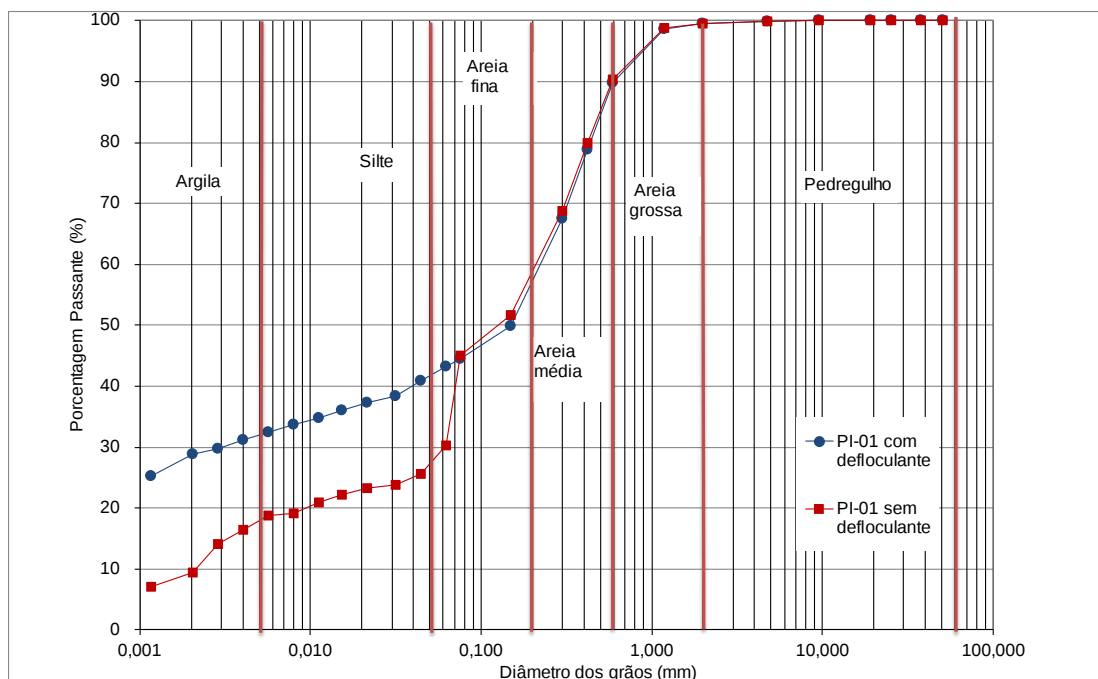


Fig. 3.8 -- Granulometrias de PI-1.3 com e sem defloculante.

Tabela 3.1 - Resumo dos resultados caracterização – Furo PI-01 (Magalhães, 2013).

Amostras	K(cm/s)	Humidade Natural (%)	Colapso	Não saturado		Saturado	
				c(kPa)	ϕ (°)	c(kPa)	ϕ (°)
P-01 – Topo encosta	$5,368 \times 10^{-5}$	13,7	Não colapsável	27,39	35,7	8,72	34,2
P-02 – Meia encosta	$8,119 \times 10^{-5}$	15,9	Não colapsável	35,08	28,1	6,97	29,5
P-03 – Base encosta	$9,218 \times 10^{-5}$	13,1	Colapsável	13,76	36,5	3,30	35,0

É importante observar que as fracções de argila e silte se encontram agregadas tornando essencial a utilização de defloculante para uma correta definição da sua granulometria.

Ao longo do perfil onde se localiza o furo PI-02 foram também realizados ensaios com o objetivo de caracterizar o solo existente (PI-2.1, PI-2.2 e PI-2.3). Realizaram-se ensaios de corte direto não drenado e não drenado dos quais se apresentam os resultados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Resultados ensaios de Corte Direto Não Drenado (CDN) e Drenado (CDI) - Furos PI-02 (Souza, 2014)

Amostras	Tipo de Ensaio	c (kPa)	ϕ (°)
PI-2.1 – Topo encosta	CDN	35,389	44,55
	CDI	3,85	36,53
PI-2.2 – Meia encosta	CDN	58,682	44,14
	CDI	2,85	35,28
PI-2.3 – Base encosta	CDN	28,753	32,92
	CDI	6,19	34,06

3.3. ATIVIDADES REALIZADAS

No âmbito desta dissertação executaram-se ensaios complementares aos já existentes. Destes alguns foram repetições dos anteriores visto que ao aumentar o número de amostras e de resultados melhora-se a precisão destes. Note-se, no entanto, que os ensaios referidos foram efetuados apenas no topo da encosta por conclusão prévia que o comportamento e caracterização do solo ao longo da encosta apresenta uma similaridade elevada.

3.3.1. ATIVIDADES *IN SITU*

Em campo realizaram-se, em ambos os perfis referidos, ensaios SPT (figura 3.9) – de acordo com a norma referida nos ensaios semelhantes anteriores. Segundo Matos Fernandes (2011), o *Standart Penetration Test* é o ensaio mais usado em todo o mundo. Sendo um processo de recolha de amostras remexidas, é utilizado como ensaio por fornecer um parâmetro básico descritivo da qualidade mecânica de um solo. Passando a explicar, o SPT consiste na cravação, no fundo de um furo de sondagem, de um amostrador normalizado, ao qual se anexa um anel cortante biselado na boquilha, por meio de golpes ou pancadas de um martelo que cai de 76 cm de altura. O ensaio realiza-se durante a interrupção da sondagem, geralmente cravando-se o amostrador com espaçamento igual ou menor que 1.5 metros, após uma limpeza do fundo do furo. Este é dividido em duas fases: os primeiros 15 cm, cujo número de golpes do martelo se ignora servindo apenas para atravessar o terreno mais perturbado pela execução do furo; e os segundos e terceiros 15 cm, onde o número de golpes de ambos somados, designado por N , será o resultado do ensaio. Através do SPT, são possíveis variadas deduções de entre as quais se destacam: o índice de compacidade de areias (Skempton, 1986), o ângulo de resistência ao corte (Décourt, 1989; US Army Corps of Engineers, 1993; Hatanaka & Uchida, 1996) e ainda relações com o *Cone Penetration Test*, ou CPT, cujas relações dos seus resultados com os parâmetros geotécnicos para além de vastos são razoavelmente fiáveis (Matos Fernandes, 2011). Os resultados dos ensaios SPT obtidos encontram-se no anexo A1.



Fig. 3.9 - a) Execução ensaio SPT; b) Retirada de amostras por meio do SPT.

Foram ainda realizados dois ensaios de permeabilidade *in situ*. Segundo Matos Fernandes (2011), “de entre os parâmetros físicos e mecânicos associados às obras de Engenharia Civil, o coeficiente de permeabilidade dos solos é, porventura, aquele em que existe uma gama mais lata de valores: oito a nove ordens de grandeza, para os solos correntes”. Esta propriedade do solo é fortemente dependente da granulometria tendo também como fatores importantes o índice de vazios, a estruturação que o solo respeita, o grau de saturação e, particularmente nos solos mais finos, a composição mineralógica. Este parâmetro revela-se o mais importante no fenómeno da infiltração das chuvas que é a essência do presente trabalho.

A sua determinação foi efetuada com recurso ao Permeâmetro de Guelph, que permite medições entre 10^{-2} e 10^{-6} cm/s sendo que fora destes limites as medições são susceptíveis a erros. Como permeâmetro de furo, este restaurou a credibilidade deste método que durante anos subestimava o valor da condutividade hidráulica saturada entre 33 e 61% (Aguilar, 2001 através de Reynolds et al., 1983).

O ensaio consiste em, regulada por uma válvula, permitir que a água contida no reservatório flua penetrando o solo até ser atingido o estado de equilíbrio onde a velocidade de percolação da água no solo se torna igual à velocidade de saída da água do permeâmetro. Torna-se, nesta fase, importante referir que durante o ensaio é apenas conseguida uma saturação, chamada de campo, que se diferencia da total devido à incapacidade, *in situ*, de expulsar completamente o ar dos vazios. Para tal, é aplicado o princípio do tubo de Mariotte. Este afirma que a pressão reduzida (vácuo) no ar, P_1 , existente acima do reservatório do equipamento, somada à pressão exercida pela coluna de água, P_2 , existente entre a superfície de água no furo do ensaio e a superfície da água do reservatório é sempre igual à pressão atmosférica, P_0 . Resumindo, $P_1 + P_2 = P_0$.

De seguida, na figura 3.10, apresenta-se uma esquematização do permeâmetro em causa para a visualização das suas componentes.

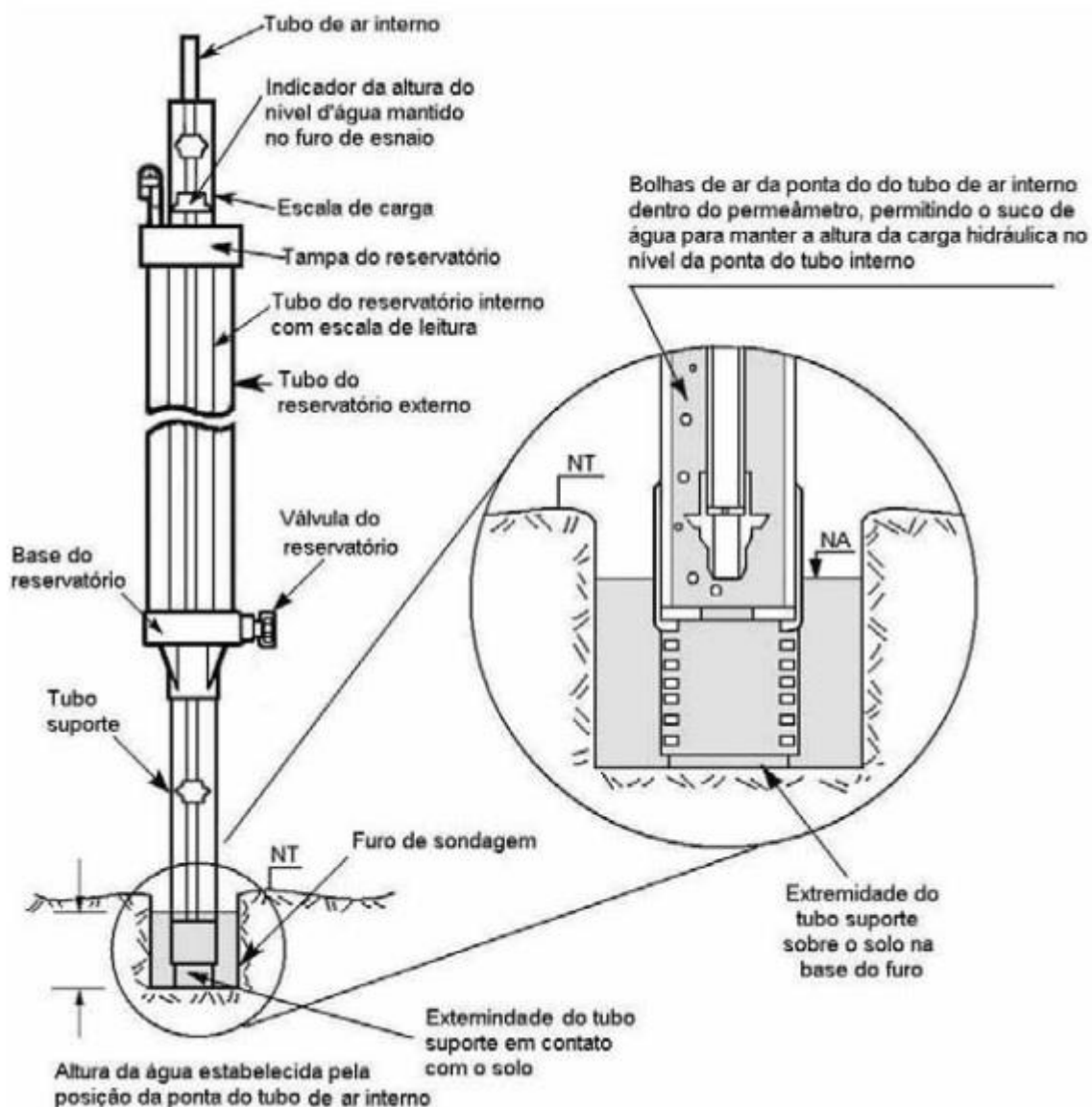


Fig. 3.10 - Composição básica do Permeômetro de Guelph (Souza Neto, 2004 através de Soilmoisture, 1991).

É importante salientar que este contém dois reservatórios: um interno e um externo. A escolha deste é feita de acordo com a permeabilidade do solo sendo que para o solo em estudo, o reservatório interior torna-se mais eficiente.

Como vantagens este método tem a leveza do aparelho, a facilidade de operação, a pouca quantidade de água necessária (0,5 a 2 litros por ensaio) e a rapidez dos ensaios, que dependerão do tipo de solo. Mais detalhadamente o ensaio segue os seguintes passos (Aguilar, 2001):

- Com a ajuda de um trado manual faz-se um furo com a profundidade desejada (figura 3.11a). Depois troca-se a ponta de perfuração do trado por uma de limpeza para nivelar a base do furo e regularizar as paredes do furo (figura 3.11b e 3.11c);

- Monta-se o Permeâmetro de Guelph (figura 3.11d), ligando os tubos de acrílico necessários à garrafa de Mariotte através das mangueiras plásticas maleáveis, e coloca-se sobre o furo apoiado no tripé para uma correta nivelção do aparelho;
- Coloca-se a água (ou solução pretendida) dentro do tubo acrílico e deixa-se que a água encha completamente as mangueiras. Aconselha-se nesta altura a verificação de possíveis vazamentos nas rosca e ligações;
- Regula-se o tubo de Mariotte, através da régua graduada, estabelecendo-se a altura de pressão que será mantida no interior do furo;
- Após a criação de um fluxo de água e a subida de bolhas de ar cessar, procede-se a leituras em intervalos de tempo constantes através da régua graduada do tubo de acrílico;
- O ensaio cessa quando três ou mais leituras consecutivas sejam iguais.

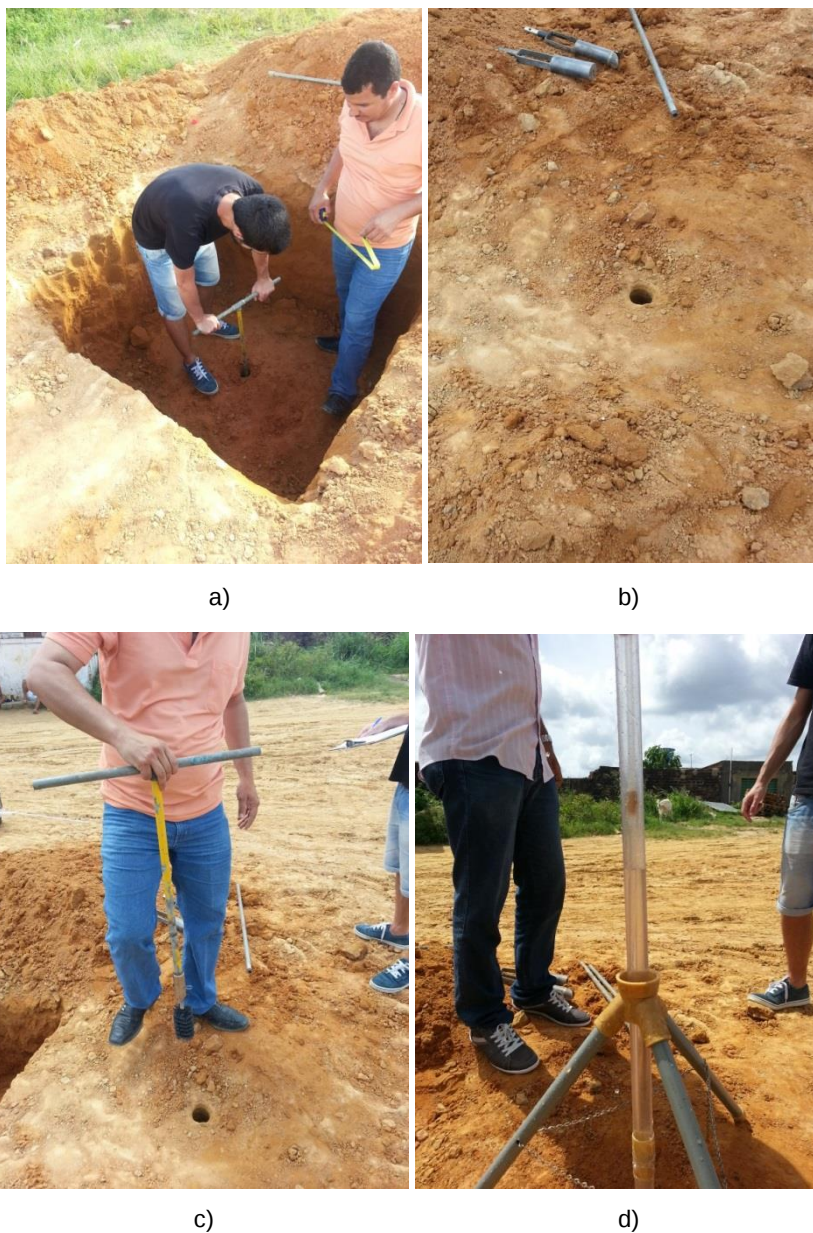


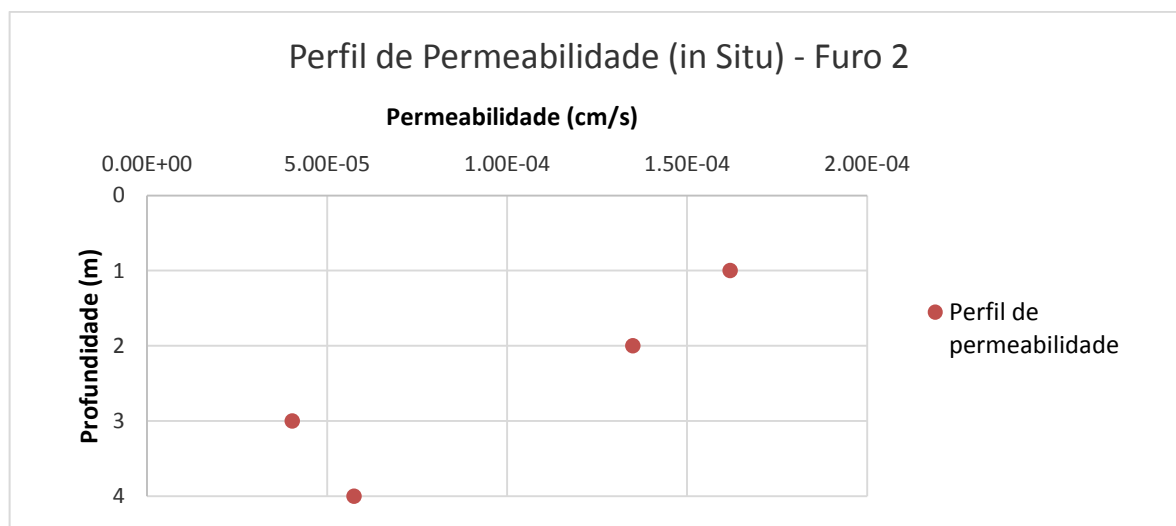
Fig. 3.11 - a) Abertura do furo; b) Furo e diferentes extremidades do trado; c) Alisamento do fundo do furo; d) Permeâmetro de Guelph.

Geralmente sujeito a duas cargas de pressão, como referido, (H_1 e H_2), existiu inicialmente um ensaio que foi considerado inválido devido ao estado do material que se revelou débil, impossibilitando não só o emprego da segunda carga como, por consumo de tempo na tentativa de resolução do problema, a execução do ensaio a uma profundidade superior a 2 metros, sendo o pretendido no mínimo 4 metros, que permitiria a constituição de um perfil de condutividade hidráulica essencial para a análise hidráulica a ser realizada. Serve assim o valor deste ensaio apenas como comparação a nível da ordem de grandeza. Realizou-se assim um segundo ensaio que permitiu a determinação do perfil pretendido. Os resultados foram obtidos com recurso à folha de cálculo disponível no site da Soilmoisture e são apresentados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Resultados obtidos do ensaio de permeabilidade *in situ*.

Profundidade (m)	Permeabilidade (cm/s)
1	1.62E-04
2	1.35E-04
3	4.04E-05
4	5.75E-05

Para melhor visualização do perfil optou-se pelo desenho do gráfico correspondente (figura 3.12):

Fig. 3.12 - Gráfico de resultados do ensaio de permeabilidade *in situ*.

Torna-se assim facilmente perceptível que existe uma quebra na permeabilidade do solo estudado à profundidade de três metros. É precisamente nesta região que nas análises de estabilidade realizadas anteriormente se determinou a superfície de escorregamento mais crítica, tornando esta camada de baixa permeabilidade expectável.

Procedeu-se, ainda em campo, à retirada de duas amostras indeformadas (figura 3.13), seguindo a norma referida anteriormente, do topo da encosta e no seguimento dos dois perfis apresentados no levantamento topográfico, respetivamente da esquerda para a direita, a Amostra 1 e a Amostra 2, para ensaios em laboratório. Ambas foram coletadas a 1,15 metros de profundidade. O procedimento começa pela abertura de um poço de investigação escavado a pá e picareta até sensivelmente 2 metros. Depois segue-se cuidadosamente cavando à volta do bloco pretendido, ficando este em contacto com o terreno apenas na sua face inferior. Após a escavação envolve-se o bloco com um pano sobre o qual se espalha uma camada de parafina líquida, processo que se repete três vezes. De seguida coloca-se uma caixa de madeira de cima para baixo e com a ajuda de um fio de *nylon* corta-se a ligação do bloco ao terreno. Repetem-se os procedimentos de acondicionamento para a parte superior, completando os vazios existentes entre o bloco e a caixa com serragem húmida e procede-se ao fecho da caixa. Por se tratar de amostras indeformadas, cuja finalidade é manter todas as propriedades do solo no seu estado natural intactas, cuidados especiais de transporte devem ser assegurados. Esta última condição foi inicialmente negligenciada pela empresa contratada que obrigou a uma segunda retirada de blocos.

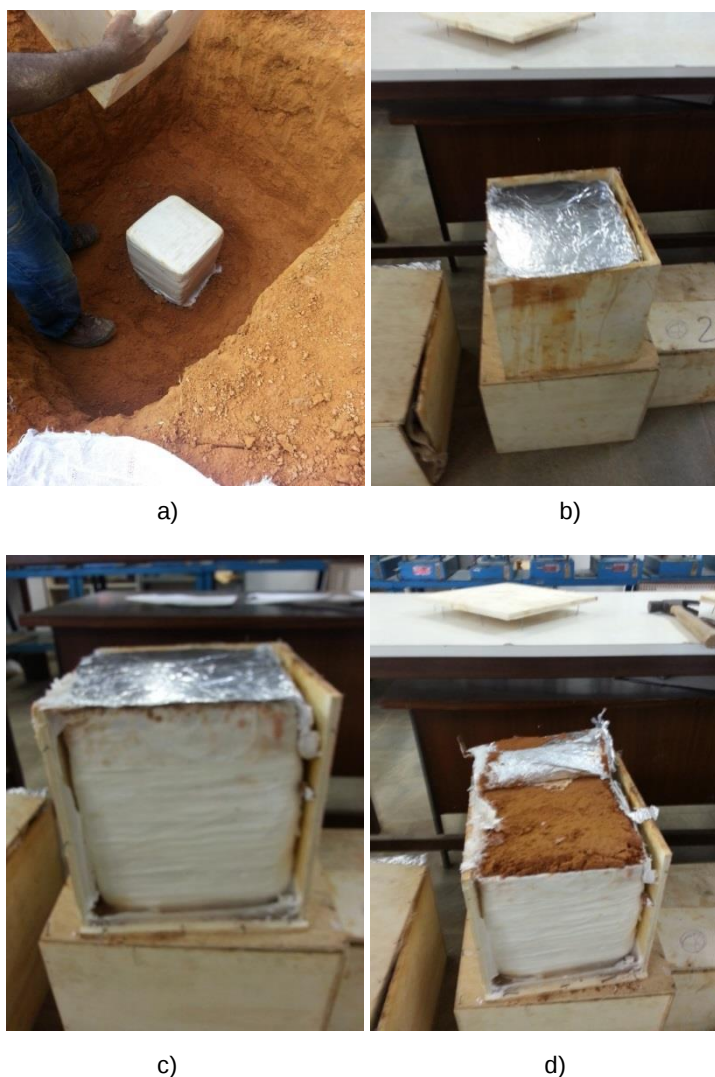


Fig. 3.13 - a) Retirada da amostra indeformada; b) c) e d) Abertura da amostra indeformada em laboratório.

3.3.2. ATIVIDADES EM LABORATÓRIO

Em laboratório realizaram-se ensaios de granulometria de onde se obtiveram os resultados apresentados de seguida nas figuras 3.14 e 3.15.

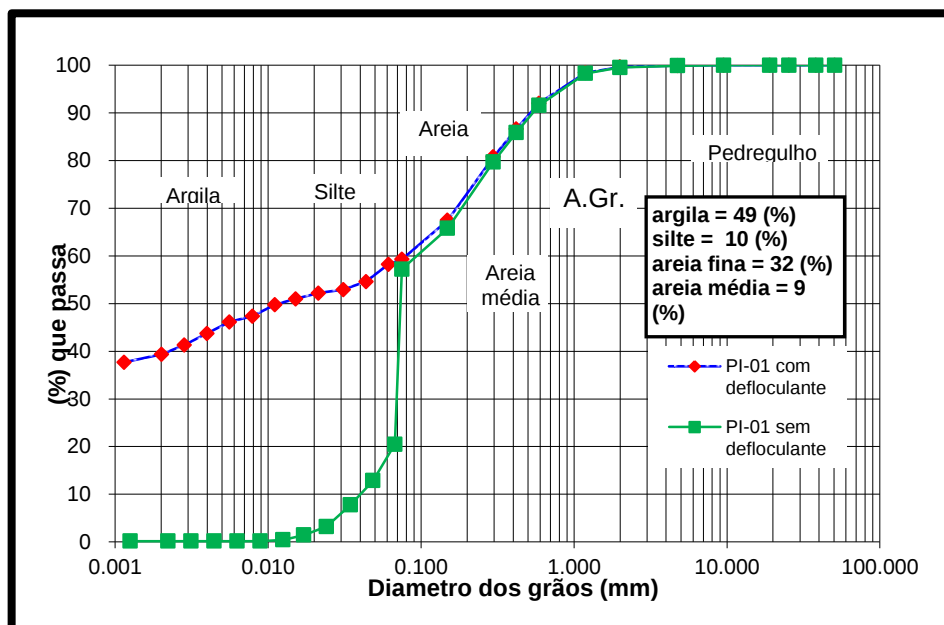


Fig. 3.14 - Granulometria bloco do PI-1.1

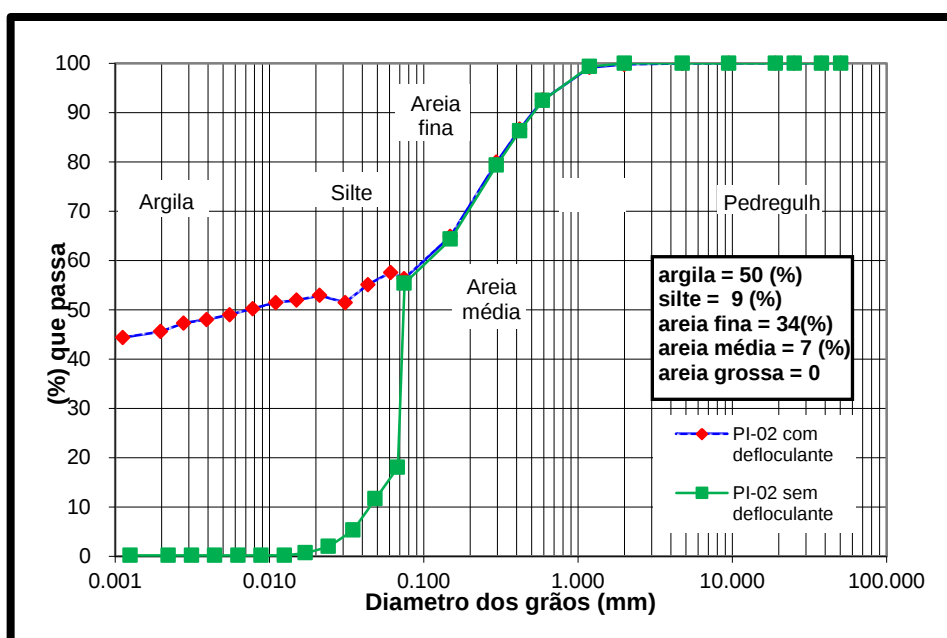


Fig. 3.15 - Granulometria bloco PI-2.1

Para a determinação das propriedades hidráulicas dos materiais, conhecer a sua curva característica torna-se bastante relevante podendo-se deduzir até, para além da própria importância do conhecimento dos valores da sucção consoante a humidade – essencial para análises de infiltração das chuvas –, a

permeabilidade (para efeitos de comparação com os resultados obtidos por meio dos ensaios efetuados quer em laboratório quer *in situ*), a resistência ao corte, a variação volumétrica, o calor específico e a condutividade térmica (Topa Gomes, 2008 através de Fredlund et al., 1997). A sucção pode ser descrita como o valor da energia aplicada por unidade de volume de água para a desprender do solo devido à retenção ou adsorção que a água experimenta quando migra dentro de um solo (Bicalho et al., 2007 através de Lee & Wray, 1995). Esta varia inversamente com a humidade, isto é, à medida que o solo se aproxima da saturação, a sucção tende para um valor nulo, verificando-se também o contrário. Refira-se ainda que a sucção total resulta da soma da sucção matricial e da osmótica. A primeira tem o seu nome originado por depender da matriz do solo, ou seja, do arranjo estrutural das partículas. A segunda é relacionada com a concentração química da água do solo. A humidade do solo é um volume de água que se pode quantificar como humidade volumétrica (θ), que é a relação entre o volume de água e o volume total, como humidade gravimétrica (w), que relaciona os pesos da água e dos sólidos, ou ainda em grau de saturação. A forma como a curva característica se apresenta depende do tipo de solo, da distribuição dos vazios e consequentemente da sua granulometria. Assim, como se pode verificar na figura 3.16, os solos arenosos são propensos a experimentarem uma perda brusca de humidade quando a sucção ultrapassa um determinado valor definido como o valor de entrada de ar (Ψ_b). Este valor, existente em todas as curvas características seja qual for o material em questão, corresponde à sucção que é necessária aplicar para que a água presente no maior vazio comece a sair (Gerscovich, 2001) sendo que quanto menor o vazio, mais dificilmente perde a água que contém. Já os solos argilosos apresentam tendencialmente uma curva mais suave devido à existência de poros menores que corresponderão a um valor de entrada de ar maior e consequentemente terão um teor de humidade maior para um mesmo valor de sucção quando aplicado a uma areia.

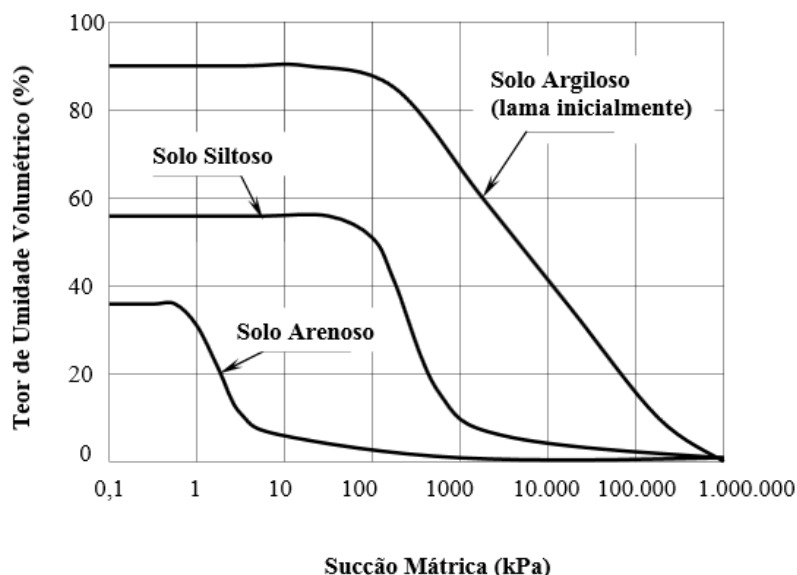


Fig. 3.16 - Diferentes formatos das curvas características de sucção dos solos em função da granulometria (TEDE.UFV, 2006 adaptado de Fredlund e Xing, 1994).

Em relação à curva característica é ainda importante ter-se em conta que esta é influenciada, em conjugação com os fatores já referidos, pela temperatura, expandindo o ar ocluído e provocando um

aumento no volume dos vazios; pela composição mineralógica do solo, que influenciam as ligações por via química e a histerese. Este último fenómeno consiste numa diferença que a curva característica apresenta seguindo um ciclo de secagem ou de molhagem, no entanto, para o problema em causa, este comportamento é desprezável sendo o seu estudo justificado apenas em casos como, a título de exemplo, barragens de aterro, onde os materiais estão sujeitos a constantes ciclos de secagem e molhagem e a definição do seu comportamento é de máximo rigor.

Para a obtenção desta curva, também designada de retenção, são usados variados métodos apresentando tempos de equilíbrio e gamas de aplicação diferentes, como se pode ver na tabela 3.4 (Topa Gomes, 2008 através de Ridley & Wray, 1995).

Tabela 3.4 - Métodos para medição de sucção (Topa Gomes, 2008 através de Ridley & Wray, 1995).

Equipamento	Sucção medida	Gama de aplicação (kPa)	Tempo de equilíbrio aproximado
Psicómetro	Total	100-71.000	Minutos
Papel de filtro (em contacto)	Mátrica	30-30.000	7 dias
Papel de filtro (sem contacto)	Total	400-30.000	7 dias
Bloco Poroso	Mátrica	30-3.000	Semanas
Amostra de condutividade Térmica	Mátrica	0-300	Semanas
Placas de pressão	Mátrica	0-1.500	Horas
Placas de sucção	Mátrica	0-30	Dias
Tensiómetro	Mátrica	0-1.800	Minutos

Topa Gomes menciona ainda no seu trabalho o surgimento de técnicas que utilizam pequenas centrifugadoras na medição da sucção (através de Feuerharmel et al., 2006).

Neste trabalho, tendo presente o baixo tempo de equilíbrio, disponibilização do material pela UFPE, gama de aplicação adequado ao problema e a sua credibilidade de resultados no seio dos solos não saturados, optou-se pela utilização do método do papel filtro em contacto (figura 3.17).

Este método baseia-se no princípio de que dois corpos, quando em contacto, atingirão um estado de equilíbrio entre eles. Isto é, colocando um solo com uma determinada humidade em contacto com um papel filtro, material que é altamente sensível a diferenças de humidade, este absorverá alguma da água do solo de modo a atingir um equilíbrio de sucção. Assim, ambos possuirão a mesma sucção, diferenciando-se apenas as humidades gravimétricas de cada um. Conhecendo a curva de retenção e a humidade gravimétrica do papel é possível determinar a sua sucção e, conseqüentemente, a sucção do solo. Para este ensaio é indicada a utilização dos papéis de filtro Whatman N°42 ou Schleicher & Schuell N°589 por ser garantida na sua fabricação as mesmas características de absorção, independentemente da caixa ou lote (Souza Neto, 2004 através de Chandler e Gutierrez, 1986). Para a realização deste ensaio seguiu-se o procedimento apresentado:

- Primeiramente pesam-se e medem-se os anéis de forma a conhecer as suas áreas e volumes;
- Prossegue-se com a moldagem das amostras nos respetivos anéis. Após a moldagem de cada anel e a sua pesagem, retira-se uma fracção de solo do bloco para duas cápsulas, que serão pesadas inicialmente e após um dia em estufa, de forma a determinar-se a humidade de cada amostra. É importante que na moldagem das amostras se assegure que ambas as faces estão alisadas, de forma a maximizar e normalizar a área de contacto desta com o filtro;
- Após a determinação da humidade de cada amostra, procede-se à saturação de uma com a ajuda de um borrifador. A amostra considera-se saturada quando se verificar a estabilização do seu peso;
- Pesa-se a amostra saturada e calcula-se o peso que as restantes amostras necessitam ter para que atinjam os graus de saturação pretendidos. Esta saturação é definida pelo autor do estudo sendo que é usual distribuí-la em intervalos iguais, isto é, se a amostra saturada apresentar uma humidade gravimétrica de 28%, tendo oito amostras, por exemplo, poder-se-ia utilizar um intervalo de cerca de 4% e assim as amostras seguintes teriam 24%, 20%, 16%, etc;
- Para a obtenção da humidade pretendida para cada amostra procede-se à saturação ou à secagem desta, com ajuda de um borrifador ou de uma estufa, respetivamente;
- Após a obtenção do peso pretendido, segue-se à colocação do papel filtro. Este deverá ser cuidadosamente manuseado com recurso a uma pinça – para não alterar a sua humidade natural – e colocado um em cada face da amostra, totalizando dois papéis filtro por amostra;
- Depois de colocado o filtro em todas as amostras segue-se um período de repouso das amostras que terão de estar devidamente acondicionadas em filtro de pvc e papel de alumínio, de maneira a evitar a sua deformação ou diferença de temperatura. Segundo Chandler e Gutierrez (1986) e Marinho (1994), 7 dias é suficiente para a obtenção do estado de equilíbrio;
- Passados os setes dias procede-se então à pesagem dos papéis filtro, estes terão entrado em equilíbrio com o solo, ou seja, a sua humidade mudou consoante o solo estava mais ou menos saturado;
- Colocam-se os papéis filtro em estufa e procede-se novamente à sua pesagem. Note-se que a pesagem dos papéis filtro, devido à sua fácil contaminação quando expostas ao ar, deve ser feita no menor tempo possível e utilizando uma balança com capela protetora. Segundo Souza Neto (2004) através de Chandler e Gutierrez (1986), este é o ponto mais importante do ensaio, recomendando que a pesagem do papel seja feita em menos de 30 segundos.



a)



b)



c)

Fig. 3.17 - Ensaio Método do Papel Filtro. a) Pesagem da amostra; b) Saturação da amostra; c) Colocação papel filtro.

A curva característica foi obtida recorrendo a uma folha de cálculo de Guedes e Marques (2013) baseada nas equações de Chandler et al. (1992), que se encontra no anexo A2.

Obtiveram-se os resultados presentes na figura 3.18.

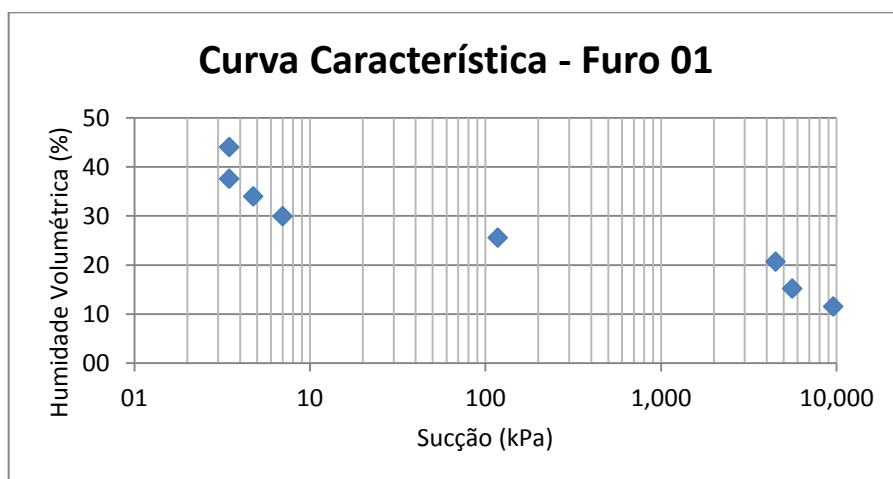


Fig. 3.18 - Curva Característica obtida através do Método do Papel Filtro.

Analisando os resultados concluiu-se que a curva característica em questão segue um comportamento bimodal, isto é, em vez do comportamento usual, unimodal, onde existe apenas um valor de entrada de pressão de ar, existem dois. Esta particularidade é explicada pela curva granulométrica do material estudado. O solo da Encosta do Alto do Padre Cícero contém um défice de silte, material que seria de dimensões médias na curva granulométrica em questão que contém praticamente apenas areia e argila. Assim, os vazios destes materiais não se encontrarão todos numa mesma ordem de grandeza que variaria gradualmente, mas sim em duas distintas. É assim expectável que exista um patamar onde apesar do forte aumento da sucção, a humidade volumétrica se mantenha constante. As curvas de retenção são usualmente ajustadas de acordo com vários métodos propostos por autores como Van Genuchten, Fredlung e Xing, entre outros. No entanto, e mesmo existindo propostas de ajuste para curvas bimodais, nestes casos, os ajustes apresentam elevada complexidade. Para além disso, o ajuste

unimodal numa curva com comportamento bimodal não seria adequado (Zurmühl e Durner, 1998). Como o objetivo do estudo da curva característica no presente trabalho é o de inseri-la no *software* Slide, cujo *input* dos dados referentes a esta se rege pela introdução das coordenadas dos pontos desta e não pela introdução da sua equação, considerou-se o ajuste como desnecessário. Procedeu-se, alternativamente, ao desenho da curva expectável de forma a obter um maior número de pontos da curva e assim uma melhor definição desta no Slide. A curva expectável é apresentada na figura 3.19.

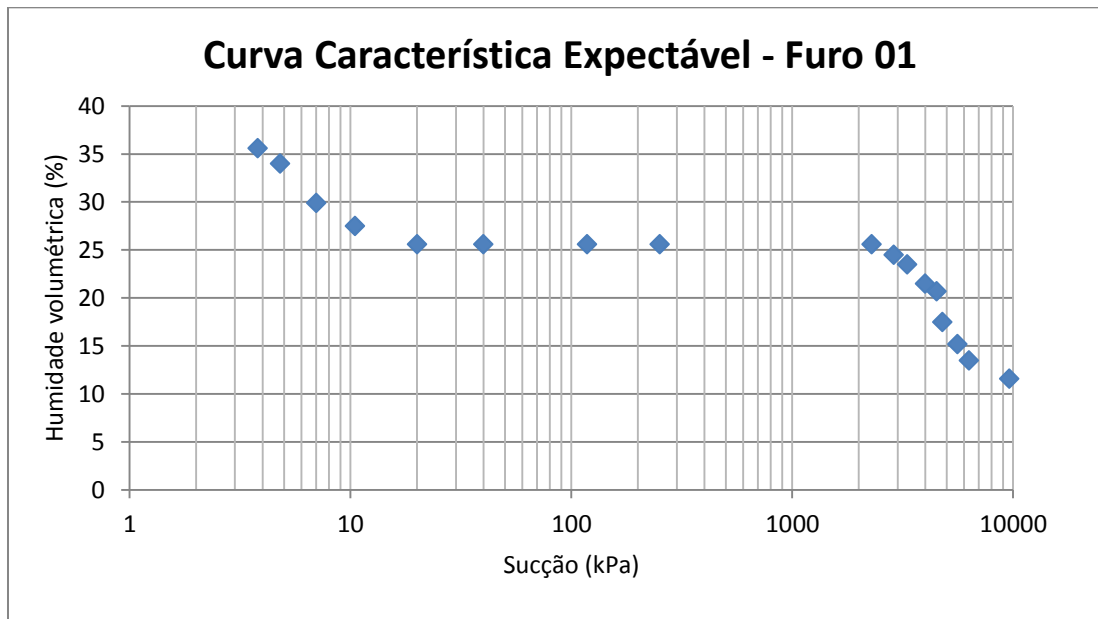


Fig. 3.19 - Curva Característica Expectável.

Na introdução dos dados hidráulicos no programa Slide, não escolhendo um dos modelos predefinidos que o programa disponibiliza, o utilizador tem a opção de introduzir a curva característica fruto dos seus ensaios. No entanto, ao optar por fazê-lo, o programa pede também uma curva que relacione a permeabilidade com a sucção. Para o efeito, a dedução é possível através de dois métodos (Fredlund et al., 1994). O primeiro é baseado em equações empíricas que calculam um coeficiente de permeabilidade relativo para diferentes sucções com base no coeficiente de permeabilidade saturado. O segundo baseia-se em métodos estatísticos, para os quais é necessário um ajuste preciso da curva característica que, como referido, se optou não se fazer. Assim, para obter a curva permeabilidade vs. sucção recorreu-se às equações empíricas de Brooks e Corey (1964), que se apresentam abaixo (eq. 3.1).

$$\begin{cases} k = k_s \text{ para } \Psi \leq \Psi_{AEV} \\ k_r = \left(\frac{\Psi}{\Psi_{AEV}}\right)^{-n} \text{ para } \Psi \geq \Psi_{AEV} \end{cases} \quad (3.1)$$

onde:

k_s representa o coeficiente de permeabilidade saturada;

k_r representa a permeabilidade relativa;

Ψ representa a sucção;

Ψ_{AEV} representa o valor de entrada de pressão de ar (*air entry value*);

n representa a porosidade.

Utilizando a porosidade sensivelmente igual a 0.5 (de acordo com os ensaios de Souza, 2014), um teor em água volumétrico de 35.6% e um coeficiente de permeabilidade médio entre 1 e 2 metros de profundidade de $1.49\text{E-}4$ cm/s, obteve-se a curva apresentada na figura 3.20.

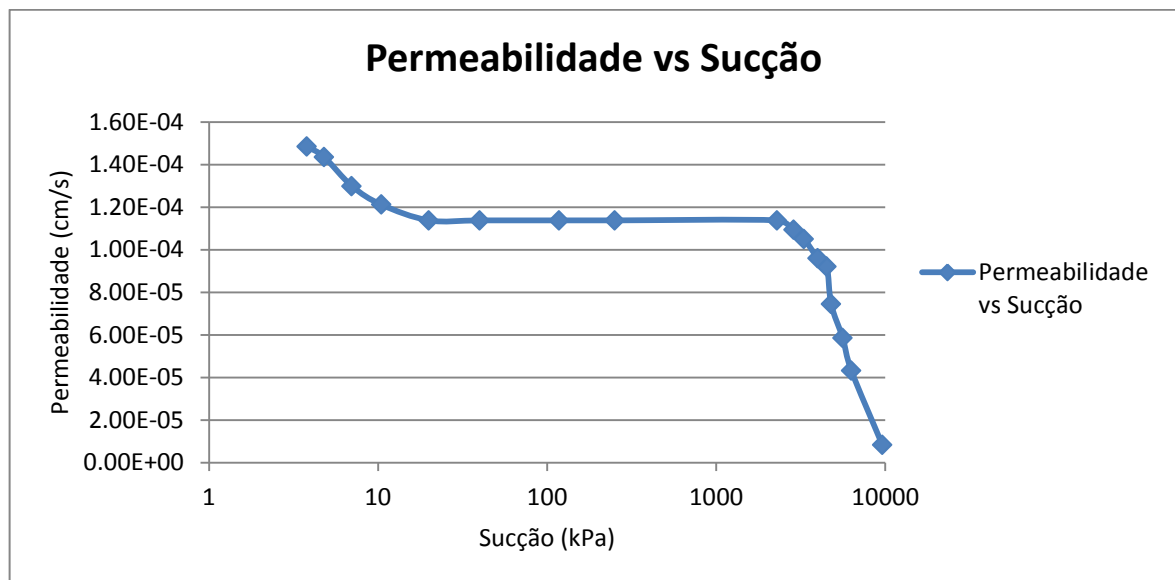


Fig. 3.20 - Gráfico Permeabilidade vs. Sucção.

Em laboratório procedeu-se ainda ao ensaio de permeabilidade utilizando o TRI-FLEX II (figura 3.22). Para isso foram moldados corpos de prova cilíndricos com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 12 cm de altura a partir do bloco indeformado correspondente ao furo 01 (PI-1.1) (ver figura 3.21).



Fig. 3.21 - Moldagem de amostra para Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II.

O ensaio tem por base a Lei de Darcy que descreve o fluxo de um fluido através de um meio poroso. Este enuncia que a velocidade de descarga da água, dentro de um regime de escoamento laminar, é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico, ou seja, à perda de carga por comprimento da amostra. Detalhadamente, o procedimento segue os seguintes passos (Magalhães, 2013):

- Coloca-se papel filtro e uma pedra porosa na base e no topo do provete;
- De seguida coloca-se uma tampa de acrílico, designada por *top cap*, onde serão colocadas as mangueiras de drenagem e uma membrana de protecção que envolve todo o corpo de prova;
- Proceda-se à montagem da câmara propriamente dita encaixando as mangueiras de drenagem na *top cap*.
- Após a montagem do equipamento, aplica-se uma pressão confinante para seguidamente se removerem as bolhas de ar existentes na pedra porosa e nas tubulações, drenando o sistema com água destilada;
- Aumenta-se a pressão confinante do corpo de prova até um máximo de 10 kPa de diferença entre o topo e a base do provete, para que não ocorra deformação da amostra;
- De seguida a amostra deverá repousar durante aproximadamente 24 horas, tempo para que ocorra a saturação desta. Esta saturação ocorre quando o volume de água que entra pela base da amostra iguala o que sai pelo topo, sob uma pressão constante.
- Após verificação da saturação, fecham-se as válvulas de pressão do topo e da base;
- De seguida, abre-se a válvula existente criando um fluxo constante e ascendente;
- Abrem-se ambas as válvulas, topo e base, e fazem-se sucessivas leituras do tempo necessário para a água percolar um determinado volume pela amostra (5ml usualmente);
- O procedimento é repetido até que se obtenham no mínimo três leituras com variações consideradas pequenas ($\pm 5\%$).



Fig. 3.22 - Fases do Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II.

No presente trabalho utilizaram-se cargas de topo de 140 kPa, laterais de 160kPa e de base 150 kPa. Estes valores representam uma diferença de carga de 10 kPa. Tenha-se em conta que a maior pressão se deverá encontrar lateralmente e que a pressão na base terá de ser maior do que a pressão no topo de forma a garantir que a água flui no sentido ascendente.

Para o cálculo dos resultados recorreu-se à fórmula apresentada na tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Fórmula para cálculo da permeabilidade em laboratório.

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	EQUAÇÃO	DESCRIÇÃO
K (cm/s)	$K_s = \frac{V \times H}{\Delta P \times t \times A_{cp}}$	V = volume percolado (cm ³)
		H = altura do corpo de prova (cm)
		A _{CP} = área da superfície do corpo de prova (cm ²)
		T = tempo (s)
		ΔP = variação de pressão (cm H ₂ O)

Os resultados obtidos foram resumidos na tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resultados do Ensaio de Permeabilidade TRI-FLEX II.

Amostras	Permeabilidade saturada - k_s (m/s)
Furo 01 – PI-1.1	5.10E-6
Furo 02 – PI-2.1	3.32E-6

4

A CHUVA COMO FATOR DE INSTABILIDADE

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para destabilizar uma encosta existem causas preparatórias e accionadoras (Bandeiras, 2003 através de Cruden e Varnes, 1996). Entre as primeiras encontram-se fatores como a geologia, morfologia e as características físicas e antrópicas que tornam a encosta suscetível ao movimento. As segundas excluem apenas a geologia em relação às anteriores. Estas são as responsáveis pelo movimento que as primeiras tornaram susceptível. São, em linguagem corrente, a gota de água. Na tabela 4.1 detalham-se os fatores referidos.

Tabela 4.1 - Classes de causas de deslizamentos de encostas (Bandeiras, 2003 através de Cruden e Varnes, 1996).

Causas Geológicas	Causas Morfológicas	Causas Físicas	Causas Antrópicas
• Perfil geotécnico / materiais problemáticos: sensíveis, colapsáveis, plástico /mole; • Orientação desfavorável da descontinuidade de massa (clivagem, acamamentos, xistosidades, falhas); • Contraste na permeabilidade e seus efeitos na poro-pressão; • Contraste na rigidez; • Material de preenchimento de juntas alteradas (fissuras).	• Geometria, inclinação e forma da encosta / relevo; • Atividades geológicas: terremotos, vulcões; • Depósito de carregamento no topo do talude; • Remoção da vegetação (por causas naturais); • Erosão superficial ou subterrânea.	• Chuvas intensas em períodos curtos; • Chuvas intensas de longa duração; • Inundações; • Contracção ou expansão de solos expansíveis.	• Escavação na base da encosta; • Sobrecarga na encosta ou no topo; • Remoção vegetal; • Vibração artificial (tráfego, máquinas pesadas); • Falta e/ou falta de manutenção de drenagem.

Excluem-se nestas causas todas as que se relacionem com perfis geotécnicos referentes a rochas, onde se incluem orientações desfavoráveis de descontinuidades e materiais de preenchimento de fissuras; atividades geológicas como terremotos e vulcões; as inundações e ainda a vibração artificial e os depósitos de carregamento no topo do talude por não se identificarem com o problema estudado. Pela caracterização de solo efetuada, pode-se também concluir que os materiais não apresentam os problemas referidos como alta sensibilidade, colapsáveis ou expansivos. Assim, todas as restantes causas referidas encontram-se na análise efetuada. O perfil geotécnico e contrastes na permeabilidade e rigidez estudaram-se nos ensaios de caracterização; a geometria, declividade, forma e possíveis escavações na encosta foram determinadas com recurso a cartas topográficas, idas ao terreno e até adotadas segundo os resultados dos ensaios SPT; a remoção vegetal e a falta de manutenção de drenagem aliada a possíveis vazamentos das redes de abastecimento compensar-se-ão ao considerar que toda a precipitação se infiltrará no solo.

Os fatores accionadores dividem-se ainda em dois tipos: os que provocam o aumento das solicitações e os que reduzem a resistência. Assim, oportunos ao estudo em causa, nos primeiros encontram-se a remoção de massa (lateral ou da base) através da erosão, outros escorregamentos e/ou cortes e as sobrecargas, onde se incluem o peso da água da chuva e a construção de estruturas. Prejudiciais à resistência encontram-se características inerentes ao material, como tensões iniciais ou mesmo propriedades geomecânicas destes e as mudanças ou fatores variáveis, como o intemperismo, que poderá resultar numa redução da coesão, ângulo de atrito e até mesmo da sucção através do aumento da humidade que poderá advir de uma elevação do nível freático.

A chuva está presente nos dois lados dos fatores accionadores, ou seja, as suas consequências são visíveis tanto no aumento das solicitações como na redução da resistência. Este facto torna-a num dos principais fatores a ter em conta no processo de instabilidade de encostas sendo que os movimentos de massa estão fortemente relacionados com precipitações intensas (Bandeiras, 2003).

A infiltração das chuvas incorre no aumento do grau de saturação do solo. Este funcionará como o principal efeito impulsionador da instabilidade. Por consequência deste e, de um muito possível, aumento do nível freático, existe não só um aumento do peso volúmico dos materiais, o que em fortes declividades resulta num aumento das forças desestabilizadoras (como é observável nas figuras 2.6 e 2.8), mas também um aumento da poro-pressão no solo, perceptíveis pelo comportamento da curva característica, causando a eliminação da coesão aparente tal como Campbell (1975, através de D'Orsi, 2011) conclui, após estudar escorregamentos ocorridos na Califórnia (EUA). As poro-pressões negativas ou sucções são forças estabilizadoras sendo que a sua anulação resulta numa diminuição desta parcela na equação de cálculo do FS. O aumento do nível freático pode também causar diferenças significativas de permeabilidade entre materiais de diferentes profundidades, sendo que a permeabilidade aumenta com o aumento do nível de saturação do solo. Essa condição pode resultar na criação de caminhos de percolação da água entre camadas que provocam erosão interna, cujo principal efeito é a forte diminuição da resistência ao corte tornando-a numa superfície potencial de deslizamento. Para além disso, pode-se ainda referir que a água é também prejudicial na existência de fendas, preenchendo-as e criando pressões hidrostáticas.

4.2. ESTUDOS EFETUADOS

Devido à percepção de uma forte correlação entre chuva e movimentos de massa, e tendo em conta as elevadas consequências previstas mas sobretudo experimentadas no passado, esta tornou-se alvo da atenção de investigadores em todo o mundo. Os estudos que correlacionam chuva e escorregamentos são, geralmente, direccionados no sentido de se determinar uma chuva crítica. Esta representa a chuva necessária para que a instabilidade se revele iminente. Assim, apesar de não ser possível determiná-la com precisão absoluta, o seu conhecimento permite que, na previsão pluviométrica, se consigam antecipar situações de alto risco e proceder ao alerta e/ou evacuação, nos casos necessários, da população residente nas áreas já identificadas como problemáticas. Neste sentido, duas abordagens revelam-se como principais.

Uma primeira passa por estabelecer relações empíricas, ou seja, é feita uma retro-análise. Através do registo de escorregamentos ocorridos numa determinada área e do estudo da pluviometria que antecede tais eventos, é possível criar um gráfico de pontos onde se visualiza melhor as semelhanças, geralmente ligada a padrões de chuva, entre os diferentes eventos. A adequação e ajuste do intervalo de chuvas a utilizar é provavelmente o fator mais suscetível a discussão pelo que se referenciará alguns estudos e opiniões de autores mais à frente. Nos gráficos referidos, traçar-se-á a linha imediatamente abaixo de tais ocorrências ou, caso existam registos pluviométricos mesmo na ausência de movimentos de massa, a linha que separa os dois comportamentos distintos. Esta linha tende a ser traduzida, após ajuste visual, para modelos matemáticos e representa o limiar pluviométrico mínimo, isto é, define o menor valor de chuva abaixo do qual não ocorrem movimentos de massa. Referencie-se ainda que existe também o limiar pluviométrico máximo que representará o volume de chuva acima do qual ocorre sempre algum tipo de movimento de massa diretamente relacionado com as chuvas (Guzzetti et al., 2007 através de D’Orsi, 2011). Este método de análise de resultados relativo à abordagem em questão, mas de forma não exclusiva, é adoptado por ser o mais adequado e intuitivo na sua utilização para o cumprimento do objetivo principal destes estudos: a monitorização e implantação de sistemas de alerta para diminuição dos riscos para a população.

Uma outra abordagem passa pelo estudo pormenorizado das áreas de risco. Esta passa por processos mais onerosos e demorados pois dependem de estudos bastante mais técnicos e precisos. É necessária a definição da área quer a nível geotécnico, geológico, morfológico e topográfico como a nível de clima e comportamento da população residente, se for o caso. Assim, apesar de ser uma abordagem bastante mais precisa, é apenas utilizada quando justificada por fortes consequências em caso de catástrofe. Para além disso, funciona como ferramenta complementar na abordagem referida anteriormente, ou seja, após a identificação de padrões comportamentais através de estudos empíricos, esta abordagem permite uma confirmação e/ou ajuste do modelo adoptado. Em relação a esta, é ainda importante salientar que apresenta bons resultados nas predições de escorregamentos relativamente superficiais em detrimento dos casos em que a superfície de rotura se dá a uma maior profundidade.

Em relação à abordagem baseada em modelos empíricos, existem propostas para estabelecer limiares pluviométricos a nível global, regional e local. A definição destas áreas depende da heterogeneidade ou homogeneidade das características do solo, clima e outras influências externas como, de referência oportuna, alguns comportamentos da população residente. No entanto, os estudos feitos a nível global têm necessariamente que ignorar as especificidades afetas aos diferentes casos o que determina a falta de aceitação dos seus resultados. Note-se que estudos desta natureza originaram inúmeros resultados falso-positivos, ou seja, previram escorregamentos que não ocorreram (Guzzetti et al., 2007, através de D’Orsi 2011). Áreas regionais ou locais onde limiares pluviométricos ainda não foram definidos, estimam-nos através de regiões ou locais da sua vizinhança onde esses limites já tenham sido estudados, normalizando-os em função de uma pluviometria base, sendo as metodologias mais comuns

aquelas onde a intensidade pluviométrica é dividida pela precipitação anual média (PAM). Estas propostas podem ser baseadas em estudos do tipo ID (intensidade-duração), ED (pluviometria acumulada no evento-duração) ou Ad cujo estudo se baseia em chuvas antecedentes ao evento. Sobre os primeiros é importante referenciar Guzzetti et al. (op. cit.) apoiado em Delmonico et al., (1995, através de D'Orsi, 2011) que conclui, após a análise de 853 eventos de chuva com ocorrência de escorregamentos, que a utilização de métodos neste formato demonstrou que chuvas com altas intensidades e curtas durações tendem a deflagrar escorregamentos rasos e corridas, enquanto chuvas de intensidade moderada e longa duração tendem a deflagrar escorregamentos mais profundos. Para além disso, esta proposta de modelo ID, apresenta bons resultados apenas para eventos com durações de até 200 horas, sendo que os eventos mais longos estão geralmente associados a chuvas antecedentes.

O clima é também um fator referido pelos autores. Estes afirmam que em climas amenos a intensidade pluviométrica média necessária para deflagrar escorregamentos é, geralmente, maior quando comparada com a intensidade que provoque um mesmo efeito em áreas de montanhas e/ou climas mais frios. Em relação aos modelos baseados na pluviometria acumulada no evento (ED), D'Orsi (2011) destaca os trabalhos pioneiros de Guidicini e Iwasa (1976) no Brasil que, na realidade, utiliza a pluviometria acumulada no evento mas de forma normalizada apresentando-a como uma percentagem da PAM. A utilização de registos de deslizamentos de quase todas as regiões do Brasil, ganha a nível de abrangência mas peca pela consequente não consideração dos aspetos fisiográficos (em particular a climatologia e a geologia) de cada região – facto que prevê uma influência negativa nos resultados. Nas suas análises combinaram também as chuvas antecedentes definindo coeficientes como a razão entre o registo acumulado até à data do evento e a média anual pluviométrica, C_c , a razão entre pluviometria ocorrida durante o evento e a média anual pluviométrica, C_e , e o coeficiente final, C_f , cuja definição é a soma dos dois anteriores. Consoante os valores deste último, os autores propuseram 4 níveis de risco cuja distinção é feita relativamente às probabilidades de ocorrência de escorregamentos numa escala de periculosidade como é visível na figura 4.1.

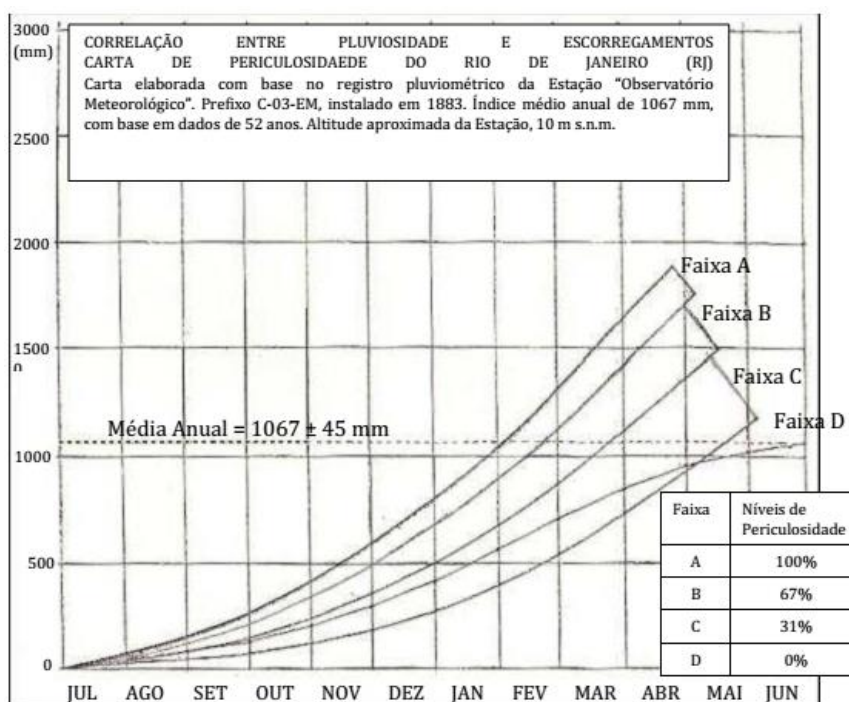


Fig. 4.1 - Carta de periculosidade da Cidade do Rio de Janeiro baseada na correlação entre pluviosidade e escorregamentos (Guidicini e Isawa, 1976 adaptado de D'Orsi, 2011)

Guidicini e Isawa (op. cit.) concluem que os escorregamentos ocorrem independentemente das condições pluviométricas antecedentes ao evento quando a pluviometria total do evento excede os 12% da PAM; o histórico pluviométrico influencia a ocorrência de escorregamentos para valores em que a pluviometria total do evento fica entre 8 e 12% da PAM; e no caso deste valor ser inferior a 8% da PAM, não é provável a ocorrência de escorregamentos.

Não obstante da importância dos referidos anteriormente, os estudos cujo principal elemento de estudo é a pluviometria antecedente (Ad) são referidos por D'Orsi (op. cit.) como uma das mais importantes linhas de pesquisa no estudo da correlação em causa. Estes consideram a influência que a Ad tem no nível freático e no teor de humidade dos solos – fatores essenciais na estabilidade de taludes. No entanto, como já foi referido, a definição do intervalo a considerar na análise da influência das chuvas antecedentes surge como principal divergência entre pesquisadores. D'Orsi (op. cit.) refere os trabalhos de De Vita (2000) e Pasuto e Silvano (1989) como os que consideram a menor antecedência correspondente a apenas 1 dia, e os mesmos Pasuto e Silvano (op. cit.) como os que consideram nos seus trabalhos uma antecedência máxima de 120 dias. No entanto, Gusmão Filho (1993, através de Gusmão Filho 1997) apresenta uma proposta, que se detalhará mais à frente, cujo intervalo de chuva antecedente a considerar é variável, não sendo pouco comum a consideração de uma antecedência maior do que os 120 dias referidos por D'Orsi. Este último, apesar da variabilidade inerente ao problema, divide os estudos que priorizam o fator chuvas antecedentes em casos simples e casos complexos. Os primeiros passam por estabelecer valores fixos de pluviometria para períodos fixos, tal como fizeram Govi e Sorzana (1980, através de D'Orsi, op. cit.) que para uma região no noroeste da Itália concluíram que 300 mm em 60 dias ou 590 e 700 mm em 3 e 4 meses, respetivamente, resultariam em instabilidades. Por sua vez, nos casos complexos, estabelece-se uma relação entre chuvas antecedentes e chuvas que ocorrem durante o evento, ou seja, que espoletam a instabilidade. Como exemplo, D'Orsi (op. cit.) refere o trabalho de De Vita (2000), que verificou, para o sul de Itália, que a pluviometria entre 1 e 19 dias anteriores ao evento, estava associada à ocorrência de escorregamentos. Assim, quanto maiores fossem os valores pluviométricos no intervalo referido, menores teriam de ser as precipitações diárias que desencadeariam escorregamentos.

Apesar das inúmeras análises nas quais a consideração das chuvas antecedentes são vistas como fator incontornável, existem também casos em que estas se tornam desadequadas. De referir os estudos de Brand et al. (1984, através de Bandeiras, 2003) sobre as encostas de Hong Kong, de onde se concluiu que a ocorrência de escorregamentos dependia apenas da chuva horária, contrariando assim a proposta anterior de LUMB (1975, através de Bandeiras, op. cit.) que considerava para esse mesmo local a chuva dos 15 dias anteriores ao evento de grande influência. Brand apontou a alta permeabilidade característica do solo residual de Hong Kong e o modo de rotura, do tipo rápido, como as principais explicações para a falta de influência das chuvas antecedentes.

No âmbito da monitorização e criação de sistemas de alerta referidos como objetivo principal dos estudos em causa, D'Orsi (2011) torna importante a menção da análise promovida por investigadores da Nova Zelândia entre 1980 e 2000, da qual destaca Crozier e Eyles (1980, 1999) e Glade et al. (2000). Estes são referenciados por desenvolver um modelo conceitual simplificado baseado na correlação entre as condições de humidade dos solos e a ocorrência de escorregamentos. O modelo ASWS (*Antecedent Soil Water Status*) que estima diariamente a água presente no solo, inclui ainda um fator de drenagem diretamente associado à precipitação ocorrida nos dias anteriores ao escorregamento. Após calibração com dados pluviométricos e deslizamentos ocorridos em 1974, foi com sucesso que previu a ocorrência de dias com e sem deslizamentos em 1996 (Wieczorek e Glade, 2005, através de D'Orsi, 2011).

No Brasil, após os já referidos estudos de Guidicini e Isawa (op. cit.), destacam-se ainda Vargas et al. (1986, através de Bandejas, 2003), cujos estudos se basearam na estabilidade de taludes em solos residuais condicionados pelo processo de infiltração da chuva e pelo consequente avanço da frente de saturação nos solos, que sugeriu 50 mm/h como a precipitação crítica a partir da qual podem ocorrer deslizamentos; mas sobretudo Tatizana et al. (1987, através de Bandejas, 2003 e D'Orsi, 2011) que ao estudarem a correlação entre pluviometria e escorregamentos na região de Cubatão em São Paulo, considerando a chuva acumulada de 4 dias combinada com a chuva horária, obtiveram a curva exponencial apresentada na figura 4.2. Esta, pela análise de registros pluviométricos tanto na ocorrência como na ausência de escorregamentos, divide os dois distintos comportamentos.

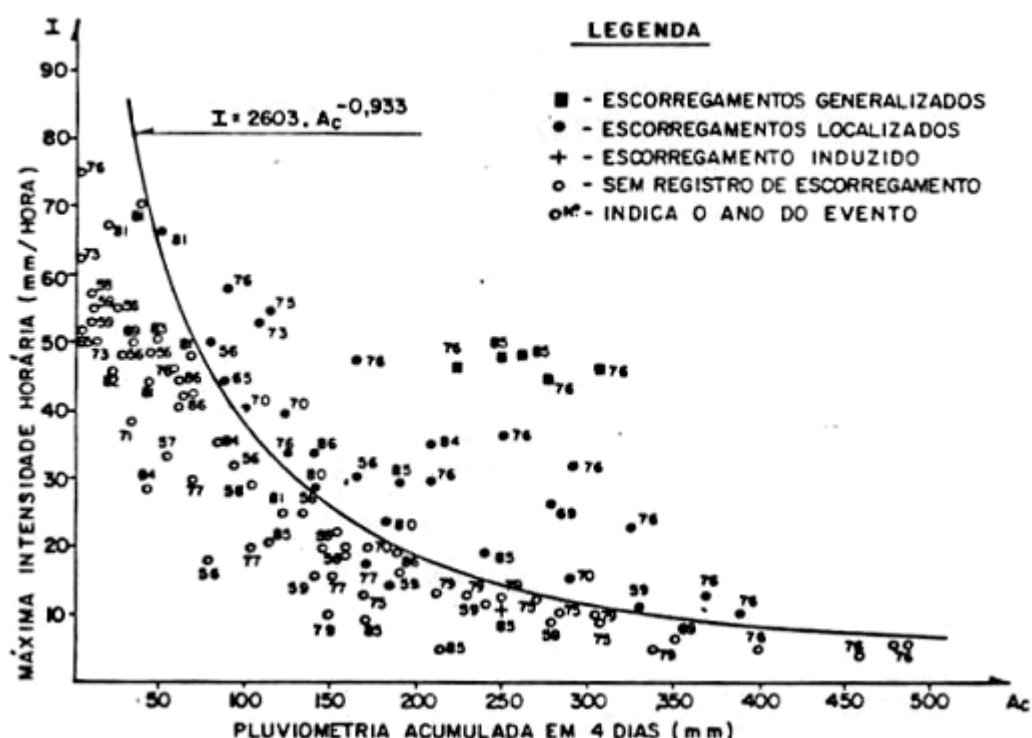


Fig. 4.2 - Gráfico da envolvente de escorregamentos induzidos na Serra do Mar - São Paulo (Tatizana et al., 1987, adaptado de Bandejas, 2003).

No gráfico adjacente, é importante referir que I representa a intensidade pluviométrica da última hora antes da ocorrência do escorregamento e A_c corresponde à pluviometria acumulada nos 4 dias (96 horas) antes da ocorrência. Em relação ao estudo, Bandejas (2003) afirma que este introduziu algumas novidades na correlação entre chuvas e escorregamentos no Brasil tendo-se ainda concluído que fatores como a geologia, geomorfologia, inclinação, cobertura vegetal, regime pluviométrico e posição da encosta têm influência direta na deflagração de escorregamentos. O autor salienta no entanto que também se tornou claro que a consideração separada destes fatores é de grande dificuldade.

Posteriormente a Tatizana, segundo d'Orsi (op. cit.), Elbachá et al. (1992) estudaram a mesma correlação na cidade de Salvador (Bahia). Os resultados foram semelhantes aos do primeiro destacando-se apenas uma ligeira diminuição nos índices horários e nos acumulados críticos.

Uma forte contribuição para a aplicação prática dos estudos que correlacionam chuva e escorregamentos foi a de Pedrosa (1994, através de d'Orsi, 2011). Este, após reunir e analisar os registos de chuvas e de escorregamentos no Estado do Rio de Janeiro, baseado no Sistema de Alerta de Hong Kong, em comparações entre a pluviometria das duas cidades e na proposta de Guidicini e Iwasa (op. cit.) em relação à percentagem da PAM, apresenta uma proposta para instalação de um sistema de alerta para o Rio de Janeiro. Este era dividido nas análises de limiares pluviométricos associados a 24, 72 e 96 horas. A proposta de Pedrosa apresenta-se na figura 4.3.

A) Chuva crítica de 24 - horas com o acompanhamento da chuva acumulada de 15 - dias			
Classificação por tipo de evento de deslizamento	Chuva crítica do dia (mm)	Chuva acumulada (mm)	
- deslizamento/dia<10	20 - 50	Ac15d > 70	Ac15d = chuva acumulada em 15-dias anteriores a hora de ruptura
	50 - 100	-	
- 10<deslizamento/dia<50	>50	Ac15d > 250	
	100 - 200	-	
- deslizamento/dia<50	>100	Ac15d > 350	
	>200	-	
B) Chuva crítica de 24 a 72 horas com o acompanhamento da pluviosidade média			
Classificação por número de deslizamentos/dia	Chuva crítica do evento (mm)	EVENTO = 3 dias antecedentes e 3-dias de episódio PMA = pluviosidade média anual em Hong Kong é 2.224,7 mm (a) improvável ocorrência de deslizamentos na estação seca (b) poderá, ou não, ocorrer deslizamentos na estação seca	
(a) nenhum deslizamento/dia	< 2% PMA (<45mm)		
(b) deslizamento/dia<10	> 2% PMA - < 6% PMA (45 - 130mm)		
(c) 10<deslizamento/dia<50	> 6% PMA - < 10% PMA (130 - 220mm)		
(d) deslizamento/dia>50	< 10% PMA (>220mm)		
C) Chuva crítica horária com o acompanhamento da chuva acumulada de 4-dias			
Classificação da chuva do dia	Chuva horária crítica (mm)		
>70mm	$I(AC) = 1603 (AC4d)^{-0,503}$	AC4d = chuva acumulada em 4-dias	

Fig. 4.3 - Proposta para sistema de alerta para o Rio de Janeiro de Pedrosa (1994) (adaptado de Bandeiras, 2011).

No entanto, só em 1996 é que um sistema foi adoptado, após uma modificação da proposta de Tatizana (op. cit.), por parte de uma equipa de geólogos e engenheiros da Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, liderada por d'Orsi, com o intuito de a adaptar à cidade do Rio de Janeiro. Foi o primeiro sistema de alerta de escorregamentos com área de atuação específica para uma metrópole brasileira com cerca de 6 milhões de habitantes. Este baseava-se num sistema de monitorização automático, ininterrupto e praticamente em tempo real dos índices pluviométricos registados por 32 estações telepluviométricas. O sistema, de seu nome Sistema Alerta Rio, introduziu a intensidade de 50 mm/h como nível máximo independente da chuva acumulada nas antecessoras 96 horas mas apenas como complemento da monitorização das chuvas diárias (mm/24h) em conjunção com as acumuladas referidas. Assim, se pelo menos em 3 estações pluviométricas se atingissem valores maiores ou iguais a 75% da envolvente para a segunda condição (limite de acumuladas em 96 horas), a equipa responsável pelo sistema reunir-se-ia para decidir, com base na evolução dos registos

quer de pluviometria quer de escorregamentos e em previsões meteorológicas, se se emitiriam um alerta. Para casos onde a envolvente fosse atingida, o alerta seria imediatamente emitido via fax, telefone e e-mail para as principais emissoras de rádio e televisão a operar no município de forma a alertar a população. O sistema foi, ao longo do tempo, sofrendo adaptações à medida que os registos do próprio município aumentavam (d'Orsi, 2011).

Para a cidade de Recife, foram realizados estudos nos morros de Olinda. Nestes, recorreu-se a piezómetros para estabelecer que com o aumento do nível piezométrico a estabilidade das encostas diminui. Assim, Gusmão Filho (1997) concluiu que a instabilidade das encostas resulta da acção combinada entre a intensidade da chuva acumulada, P_{ac} , de Janeiro até à data em questão, com a ocorrência de chuva diária de intensidade mínima, I , na mesma data. O autor definiu então um parâmetro R que será o produto da chuva de 24 horas pela chuva acumulada desde Janeiro até ao dia do evento, ou seja,

$$R = P_{ac} \times I \quad (4.1)$$

Neste estudo foi encontrado o valor de $R = 60.000 \text{ mm}^2$ como representativo do movimento eminente.

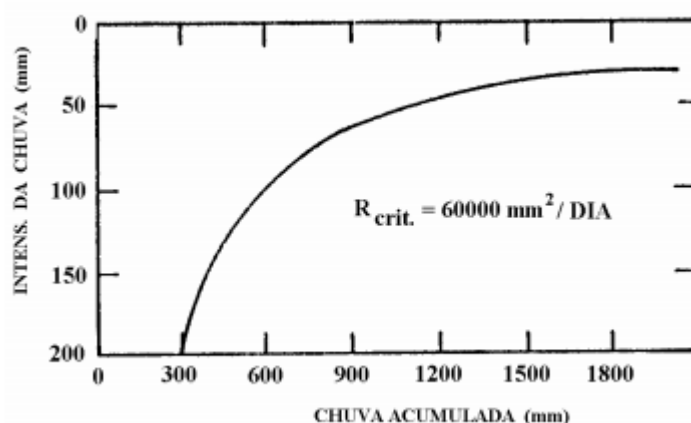


Fig. 4.4 - Correlação entre P_{ac} e I para as Encostas da Formação Barreiras da Cidade do Recife - PE (Gusmão Filho, 1997, adaptado de Bandeiras, 2003).

Explícita na figura 4.4, a proposta de Gusmão Filho afirma que, por exemplo, para uma chuva acumulada desde Janeiro de 600 mm, é apenas necessária uma chuva de 100 mm num dia para espoletar uma instabilidade.

Mais recentemente, Bandeira (2010, através de d'Orsi, 2011), verificou que, para a Região Metropolitana de Recife, é importante a existência de registos com intervalos inferiores a 24h para uma maior eficiência do sistema de alerta da Defesa Civil. A autora verificou ainda que para além da influência dos acumulados pluviométricos de 72 horas e de longo prazo na estabilidade dos taludes, alguns registos de escorregamentos existiam após chuvas diárias superiores a 30mm.

5

SIMULAÇÕES – SOFTWARE SLIDE

5.1. O SOFTWARE SLIDE

Uma vez caracterizado o solo, os resultados foram usados para desenvolver simulações numéricas do problema de estabilidade usando o *software* Slide 6.029 da Rocscience. Este é um *software* de análise de estabilidade de taludes incorporado com análises hidráulicas através do método dos elementos finitos. Estas últimas permitem analisar a infiltração de água e a sua percolação em regimes permanentes/estados estacionários e regimes transitórios.

O *software* permite ainda a execução de análises de sensibilidade para algumas propriedades mecânicas dos materiais.

5.2. SIMULAÇÕES E RESULTADOS

Tomando atenção aos estudos que correlacionam chuva e deslizamentos, torna-se perceptível a existência de casos onde, devido às propriedades do solo, as chuvas "pontuais" representam o papel mais relevante na instabilidade enquanto noutros esta relevância figura nas chuvas antecedentes. Esta divisão, não antagónica, foi adotada para organização das análises a efetuar.

É de salientar que na realização de um trabalho com base em simulações, onde se introduzem dados num *software* que efectua os cálculos e retribui resultados finais, tão ou mais importante que os resultados obtidos são os resultados expectáveis. Estes últimos possibilitam uma condução mais eficiente do trabalho.

Desta forma, entre as duas análises a ser efetuadas, antecipa-se como mais adequada, e portanto onde existe maior probabilidade de ocorrer uma instabilidade, o modelo que considera as chuvas antecedentes como principal causa. Esta primeira expectativa tem justificação na baixa permeabilidade dos solos constituintes do talude. Assim, espera-se que esta característica limite a infiltração das chuvas pontuais, que são em geral de grande intensidade, por terem de constituir alguma forma de perigo para serem consideradas. Deste modo, chuvas de longa duração serão necessárias para que a infiltração se dê de forma gradual, aumentando o teor em água do solo e diminuindo as poro-pressões negativas. Note-se ainda que esta baixa permeabilidade funcionará também no sentido inverso, isto é, o processo de perda de água do solo será também lento e gradual. Numa última nota, chama-se atenção para o estreitamento da primeira camada que se dá a meio do talude (figura 5.2). Este deve-se à definição da profundidade da primeira e segunda camada, que serão justificadas mais à frente. Assim, prevê-se que nessa zona aconteça uma forte acumulação de água tendo em conta a maior

dificuldade que esta tem em infiltrar-se na segunda camada que se definirá como menos permeável. A acumulação de água nessa área resultará num aumento do nível de saturação do solo e consequentemente menores sucções, aumentando o risco de deslizamento. Relembre-se ainda a forte inclinação de cerca de 45° da zona em causa que provavelmente derivam de cortes no talude devido à existência de casas no patamar que se segue.

5.2.1. DADOS GERAIS

Para analisar a estabilidade do talude torna-se essencial reproduzir a sua geometria e delimitar as diferentes camadas existentes. A primeira foi determinada como explicado no ponto 3.2 do presente trabalho. Para a delimitação das camadas existentes, ou seja, do perfil geotécnico, utilizaram-se os ensaios efetuados, destacando-se como mais influentes, os ensaios SPT, os ensaios granulométricos e a permeabilidade obtida *in situ*. As diferentes propriedades adoptadas para cada material serão explicadas mais à frente. Para além disso, considerações tiveram de ser feitas em relação à orientação das respetivas camadas. Nas análises de estabilidade realizadas em trabalhos anteriores, as camadas consideraram-se paralelas a um eixo horizontal (figura 5.1). Tal situação ocorre geralmente em taludes que sofreram cortes de grande dimensão, não sendo o verificado. Tenha-se em conta que os cortes no talude em estudo existem, no entanto a sua pequena dimensão pensa-se que não terá uma tão grande influência na orientação das camadas. Assim, sendo um talude consideravelmente inalterado, a consideração da orientação das diferentes camadas aproximadamente paralelas à superfície deste torna-se a assunção mais realista (figura 5.2). Salienta-se ainda que esta assunção influencia a análise tornando-a mais conservativa, isto é, a orientação assumida representa o pior caso quando se analisa a formação de superfícies de deslizamento. Com esta orientação, duas camadas com permeabilidades distantes em valor ou com diferentes ordens de grandeza facilitarão a criação de um caminho de percolação entre elas, criando uma muito provável superfície de deslizamento. Para terminar, salienta-se ainda que os resultados obtidos nos diferentes ensaios, realizados em amostras retiradas de diferentes patamares da encosta, demonstraram uma caracterização e comportamento geotécnico e mecânico relativamente semelhantes. Tal facto, traduzido pela existência de um material com igual comportamento ao longo da encosta, reforça a ideia de que a orientação assumida é a mais correta.

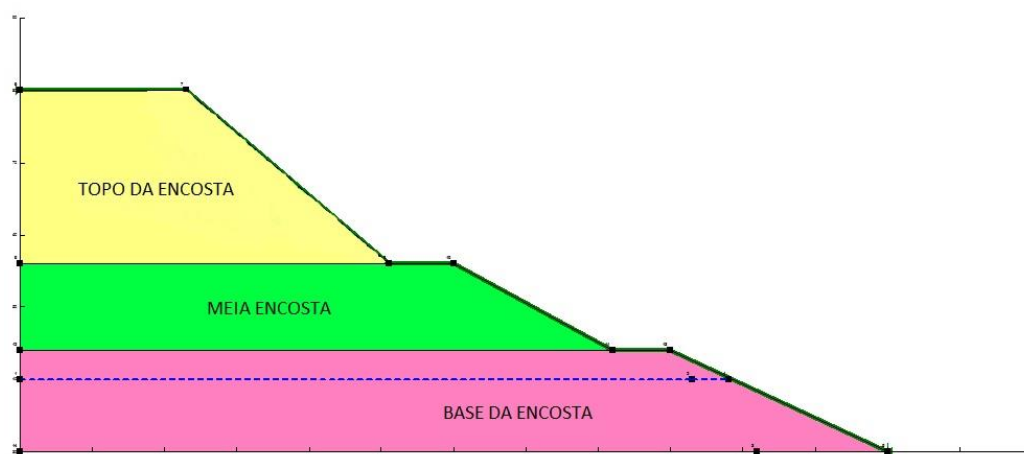


Fig. 5.1 - Orientação e geometria admitidas nos trabalhos anteriores (Magalhães, 2013).

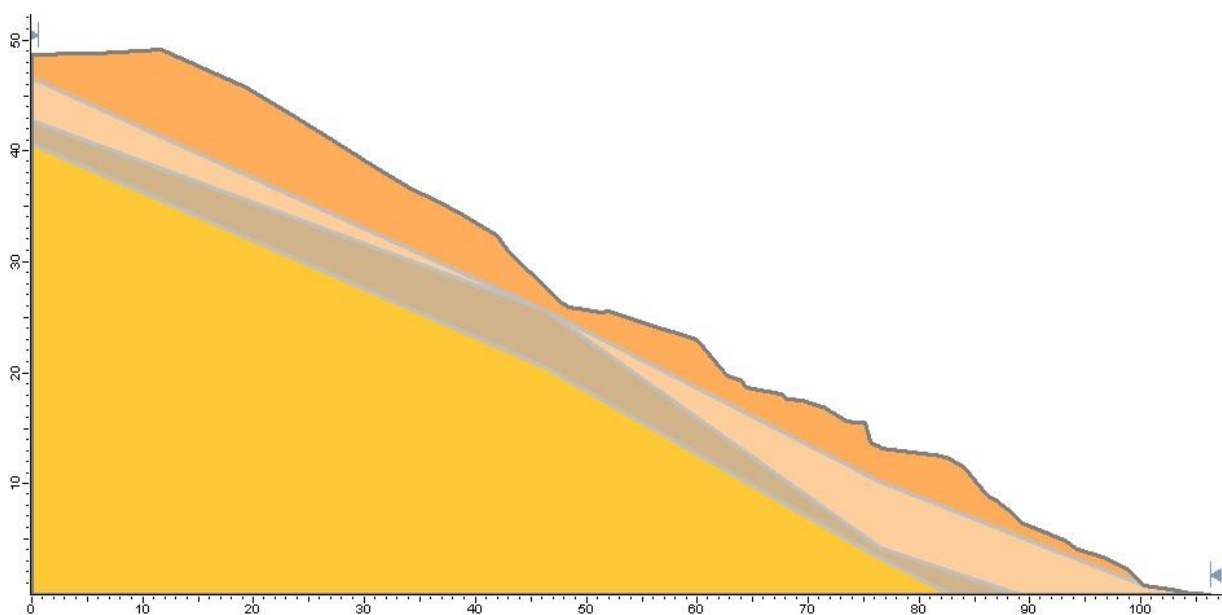


Fig. 5.2 - Orientação e geometria admitidas neste trabalho (escala em metros).

É visível, pela análise das duas figuras apresentadas acima, que nesta análise existe uma maior aproximação à realidade evidenciada pela pormenorização do perfil da encosta. Espera-se, deste modo, uma maior precisão nos resultados obtidos. Ainda relacionado com a geometria inserida, torna-se importante a definição da malha de elementos finitos. Esta terá influência apenas na análise hidráulica. O *software* permite uma maior definição da malha nas regiões onde a água terá maior influência, isto é, aproximadamente nos primeiros quatro metros de profundidade. A malha definiu-se com 2500 elementos de três nós sendo posteriormente ajustada com recurso a 8 regiões (figura 5.3). A segunda, terceira, quarta e quinta regiões foram consideradas as principais ou de maior importância por englobarem a parte do talude mais superficial onde a formação de mecanismos de rotura é considerada expectável. Note-se que não se esperam que se criem superfícies de deslizamento a grandes profundidades devido à baixa permeabilidade das camadas adjacentes. A primeira região, por englobar a parte superior do talude, não será uma área considerada problemática assim como as áreas seis, sete e oito que por representarem partes do talude cuja representação foi feita por razões sobretudo esquemáticas de forma a melhorar a visualização do talude e a sua observação ser mais intuitiva, necessitam de pouca precisão, que se traduz por maiores e menos elementos finitos a constituir esta parte da malha.

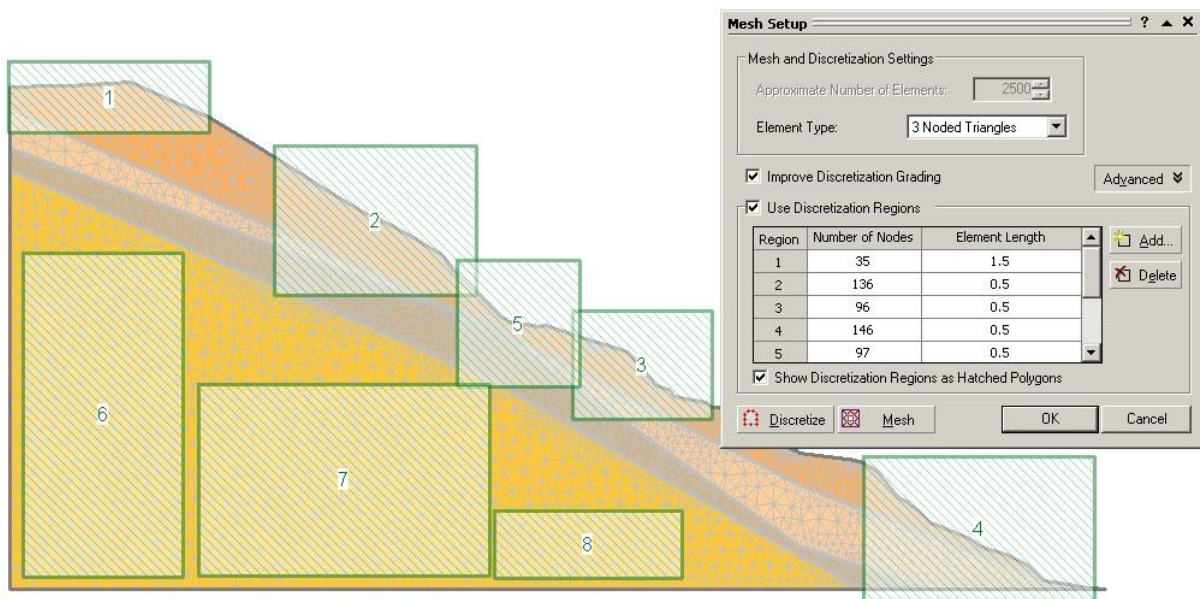


Fig. 5.3 - Malha adoptada.

O critério de rotura adoptado foi o de Mohr-Coulomb. Este foi adoptado por ser um modelo coesivo-friccional simples e que reflecte bem o comportamento que se verifica na realidade. O código numérico admite um comportamento rígido-plástico, ou seja não considera a deformabilidade dos solos antes da rotura, embora permita a consideração de dilatância, para posicionamento da tensão limite de solos com resistência de pico e residual. Um código deste tipo, com cunhas de forma pré-definida (neste caso semi-circulares) não permite uma análise tensão deformação, o que acarreta alguns erros de forma e localização das superfícies em rotura, podendo alterar a avaliação das zonas potencialmente instáveis, mas com significado pouco relevante em análises correntes. O modelo adoptado relaciona coesão, ângulo de atrito e sucção de acordo com a equação 5.1, sendo estes os parâmetros influentes na estabilidade de um talude.

$$\tau = \frac{c' + \sigma' * tg(\phi') + \Psi * tg\phi'_b}{FS} \quad (5.1)$$

O *software* divide os seus menus de entrada de dados em análise de estabilidade e análise hidráulica pelo que a apresentação dos dados seguirá a mesma organização.

As propriedades dos materiais apresentam-se na figura 5.4.

Propriedades dos materiais

Propriedade / Nome da camada	Argila arenosa e siltosa (mole)	Argila arenosa e siltosa (menos permeável)	Argila arenosiltosa (rija a dura)	Argila arenosa e siltosa com formação de rocha
Cor				
Modelo de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Massa volúmica [kN/m³]	16.15	16.15	20	25
Coesão [kPa]	4	4	100	200
Ângulo de atrito [°]	35.3	35.3	35.3	38
Φ'_b [°]	11.77	11.77	0	0
Valor de entrada de pressão de ar [kPa]	10.47	0	0	0
Ks [cm/s]	0.000149	5e-005	7.25e-008	5.5e-009
K2/K1	1	1	1	1
Ângulo K [°]	0	0	0	0
Teor em água	N/A	0.42	0.42	0.4
Teor em água residual	N/A	0	0	0
Modelo hidráulico (Curva de retenção)	User Defined	van Genuchten	van Genuchten	van Genuchten
Propriedades do modelo	Método Papel Filtro (ensaiado)	Alpha: 12.4 n: 2.28 m: 0.561404	Alpha: 1.9 n: 1.31 m: 0.236641	Alpha: 0.5 n: 1.09 m: 0.0825688

Fig. 5.4 - Dados de entrada: propriedades dos materiais.

A primeira e a segunda camada que se definiram como constituintes do talude têm as mesmas propriedades mecânicas. Estas foram consideradas como existindo até aos seis metros de profundidade no topo do talude de acordo com os resultados consistentes de cerca de 6 golpes apresentado pelo SPT-2.1. Após a existência destas camadas, verifica-se que o número de golpes necessários para avanço na perfuração ronda os 10 golpes nos dois metros que se seguem pelo que se definiu a terceira camada entre os seis e os oito metros de profundidade. A meio do talude, correspondente ao SPT-2.2, o número equivalente de golpes à primeira e segunda camadas é apenas verificado até aos 2 metros, profundidade até à qual foi considerada a existência destas. Nesta parte do talude definiu-se a terceira camada entre os dois e os sete metros de profundidade também de acordo com a média do número de golpes utilizado para a sua definição no topo. Por fim, no pé do talude as primeiras duas camadas foram definidas até aos nove metros, divididos em três e seis metros, enquanto a terceira terá apenas um metro após as anteriores.

Conforme os resultados dos ensaios apresentados no capítulo 3, onde se salientam mais uma vez os SPT mas também os granulométricos e ensaios de corte direto, adotou-se uma coesão de 4 kPa, um ângulo de atrito de 35.3° e peso volúmico de 16.15 kN/m³ para as duas primeiras camadas. Estas foram assim caracterizadas como argila arenosa e siltosa mole. A terceira camada, sendo bastante similar em termos granulométricos às primeiras, foi caracterizada de acordo com uma argila arenosiltosa, no entanto, devido à maior resistência à penetração do martelo, esta apresenta uma consistência considerada de rija a dura. Assim, o ângulo de atrito será semelhante ao das primeiras camadas diferenciando-se fortemente na parcela da coesão cujo valor adoptado foi de 100 kPa e apresentado um peso volúmico, devido à sua maior consistência, também superior – 20 kN/m³. A quarta camada, devido ao elevado número de golpes necessários para penetrá-lo, e tendo em conta a caracterização efetuada no relatório SPT, caracterizou-se como argila arenosa e siltosa com formação de rocha. Note-se que esta camada é relativamente irrelevante em termos mecânicos por se encontrar a uma elevada profundidade. Assim, a coesão de 200 kPa e o ângulo de atrito de 38° foram adoptados por se pensar serem valores coerentes à sua descrição e suficientemente elevados para que não limitem o comportamento das camadas superiores.

É em termos hidráulicos que o comportamento da primeira e da segunda camada difere. Tendo por base o ensaio de permeabilidade *in situ*, apresentado no capítulo 3.3, é significativa a diferença de permeabilidades entre os primeiros dois e o terceiro metro de profundidade. Assim, tendo em conta a importância da definição das características hidráulicas na análise em questão, optou-se pela definição,

já referida, de duas camadas diferenciadas apesar de partilharem as mesmas características mecânicas. A primeira camada foi definida com um coeficiente de permeabilidade saturado de $1.49\text{E-}4$ cm/s e a segunda com $5.00\text{E-}5$ cm/s. Torna-se importante, nesta fase, justificar a opção de definir os coeficientes de permeabilidade saturada de acordo com o ensaio de campo em detrimento do ensaio efetuado em laboratório. De facto, reconhece-se a maior precisão e a possibilidade de controlar as tensões confinantes nos ensaios laboratoriais. No entanto, no caso em questão, é de maior importância a caracterização e comportamento do solo em condições naturais, logo, sem alterações do seu estado de tensão. Note-se que a não alteração do estado de tensão é umas das principais vantagens dos ensaios de campo (Matos Fernandes, 2011). Assim, as perturbações inerentes à retirada e transporte de amostras, mesmo que indeformadas, justificam o uso dos resultados obtidos *in situ*. Para além disso pode-se ainda referir que o número de leituras efetuadas no ensaio de campo foi bastante superior às leituras efetuadas no ensaio de laboratório. Mesmo tendo em conta que a probabilidade de erros de leitura aumenta, pensa-se que a consistência de resultados tem um maior peso e toma, por isso, maior relevância.

Ainda dentro das propriedades hidráulicas é necessário definir a curva característica de cada material. Esta foi definida na primeira camada de acordo com o resultado obtido no ensaio do método do papel filtro efetuado. É de salientar que os resultados obtidos foram satisfatórios sendo a curva bimodal expectável e justificada tendo em conta a granulometria do material – praticamente dividida entre areia e argila, apresentando uma percentagem muito baixa de silte. Para as restantes camadas, à falta de ensaios, optou-se por definir curvas características modelo que o programa disponibiliza. O modelo utilizado foi o de Van Genuchten que, talvez por ter o maior número de modelos predefinidos disponíveis, foi o que apresentou soluções consideradas como adequadas aos materiais em questão. Deste modo, para a segunda camada optou-se pelo modelo *Loamy Sand* que representa uma areia argilosa. Para a terceira camada, utilizou-se o modelo *Clay Loam* cujos valores correspondem a um material de permeabilidade muito baixa demonstrando-se apropriada ao pretendido. Por último, para definir o comportamento hidráulico da quarta camada utilizou-se o modelo *Silty Clay*. As curvas adotadas encontram-se no anexo A3. Note-se que, apesar da sua alteração para os valores ensaiados, a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade foi um dos principais fatores a ditar a escolha dos modelos adoptados. Na figura 5.4 são ainda visíveis os parâmetros ϕ'_b e o valor de entrada de pressão de ar sendo apresentados alguns valores como correspondentes. No entanto, para definição destes parâmetros optou-se por seleccionar no *software* a opção em que é utilizado o teor em água para determinação do valor de entrada de pressão de ar. A falta de um ajuste adequado da curva característica ensaiada, em grande parte devido ao seu comportamento bimodal, ditou esta decisão. Ao seleccionar esta opção, o valor de ϕ'_b é também automaticamente calculado, não sendo possível defini-lo. Devem assim os valores que se apresentam na figura acima, relativos a estes valores, ser ignorados.

Os teores em água saturados adoptados para os materiais correspondentes às camadas definidas foram os calculados nos ensaios de corte direto, à excepção do primeiro material cujo valor é automaticamente estimado da curva característica que se introduziu. Para finalizar, considerou-se que a permeabilidade vertical é igual à horizontal. A razão desta escolha prende-se sobretudo pela não realização de ensaios onde esta relação se tivesse definido. No entanto, é de salientar que o processo de intemperismo a que os solos deste tipo de formação sofrem tende a homogeneizar as suas propriedades pelo que um comportamento anisotrópico que possa existir não se demonstrará relevante.

Ainda nos dados de entrada, é necessário definir o nível freático nos regimes estacionário e transitório. Note-se que neste último se introduzirão as chuvas cuja influência é o principal objeto de estudo do presente trabalho. Quanto ao nível freático, sabe-se que quanto mais elevado este for, mais pequenas

serão as poro-pressões negativas a que o solo que se encontra acima deste estará sujeito. Tendo em conta que as poro-pressões negativas são benéficas à estabilidade do talude, o caso mais conservativo será aquele em que o nível freático se encontra o mais alto possível. Nos ensaios SPT efetuados até aproximadamente 12 metros, apenas se atingiu o nível freático no pé do talude (SPT-2.3), mais concretamente a 5 metros de profundidade. Assim, conduzindo a análise para o lado da segurança analisando o pior caso, definiu-se o nível freático imediatamente abaixo dos 12 metros até aos quais se procedeu à penetração do solo no SPT-2.1. No programa definiu-se então a condição-fronteira no limite esquerdo do talude como *total head* (ou carga total) de 36 metros.

Uma análise de estabilidade é tão competente quanto o seu método de pesquisa, tomando especial importância a sua adequação ao modelo em estudo. Maciços homogêneos tendem a apresentar superfícies de rotura quase circulares enquanto que, pelo contrário, os heterogêneos e/ou com descontinuidades geológicas que excluem superfícies de rotura mais profundas por terem camadas muito mais resistentes próximas da superfície, tendem a apresentar superfícies de rotura compostas, ou seja, com partes circulares e partes lineares (Fredlund, 1975 através de Canedo, 2013). No talude em estudo, é provável e expectável a existência de uma homogeneização mas apenas dentro de uma mesma camada. Assim sendo, entre camadas, existem diferenças significativas a nível hidráulico, demonstradas pelo ensaio de permeabilidade de campo efetuado. Desta forma, uma superfície composta ou até mesmo planar adequar-se-á melhor. No entanto, como o esperado nem sempre se sucede, decidiu-se correr as primeiras análises utilizando um método de pesquisa circular (método 1) e um não circular (método 2). O método utilizado foi o *Auto Refine Search*, que segundo o tutorial da Rocscience, utiliza uma abordagem iterativa onde os resultados de uma iteração são usados pela próxima para limitar a área de análise do talude. Este é ainda referido como um algoritmo simples mas eficaz que consegue, em muitos casos, localizar superfícies de deslizamento com fatores de segurança inferiores quando comparado com os outros métodos disponíveis. Para além disso, na pesquisa de superfícies não circulares seleccionou-se a opção de optimização da superfície de rotura por ser altamente recomendada pelo mesmo tutorial.

Por último, o autor chama à atenção para a definição de três pontos no talude cujo objetivo é facilitar e tornar mais eficiente a interpretação de resultados. Estes são nomeados como A, B e C e são representativos da zona superior, intermédia (mais concretamente na zona do estreitamento) e inferior do talude, respetivamente. A localização destes pontos na camada superior justifica-se pelos superficiais mecanismos de rotura que se esperam. A posição dos pontos está representada na figura 5.5.

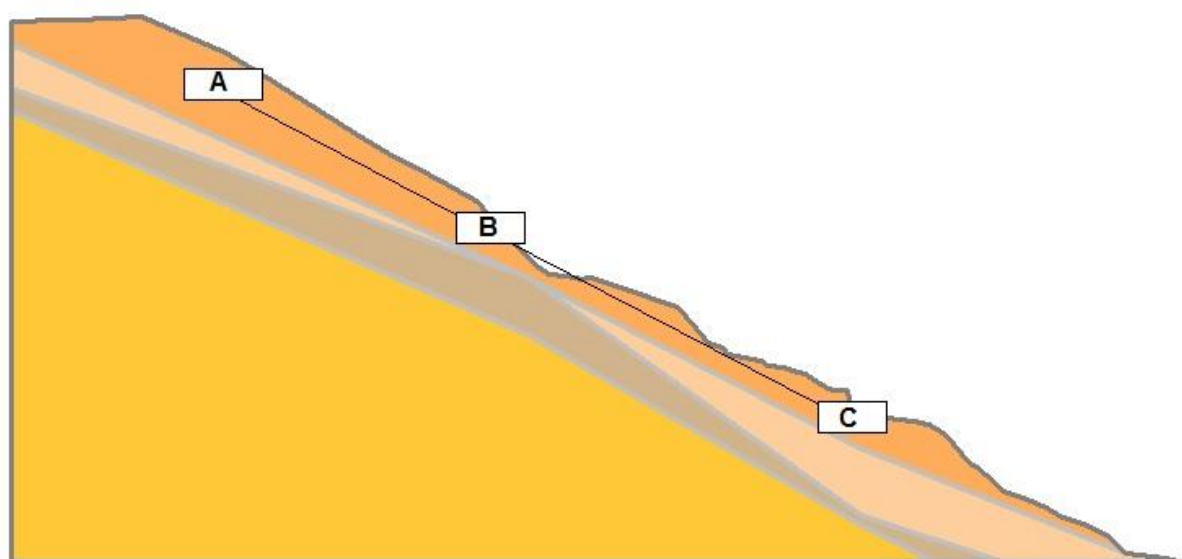


Fig. 5.5 - Pontos de análise A, B e C.

5.2.2. CHUVAS PONTUAIS

Na primeira simulação efetuada, com o intuito de perceber o comportamento do talude, definiu-se uma precipitação igual à máxima diária registada. Esta ocorreu dia 1 de Agosto de 2000 e tem o valor de 259 mm/dia. Os resultados pelo método 1 e pelo método 2 são apresentados nas figuras 5.6 e 5.7, respetivamente.

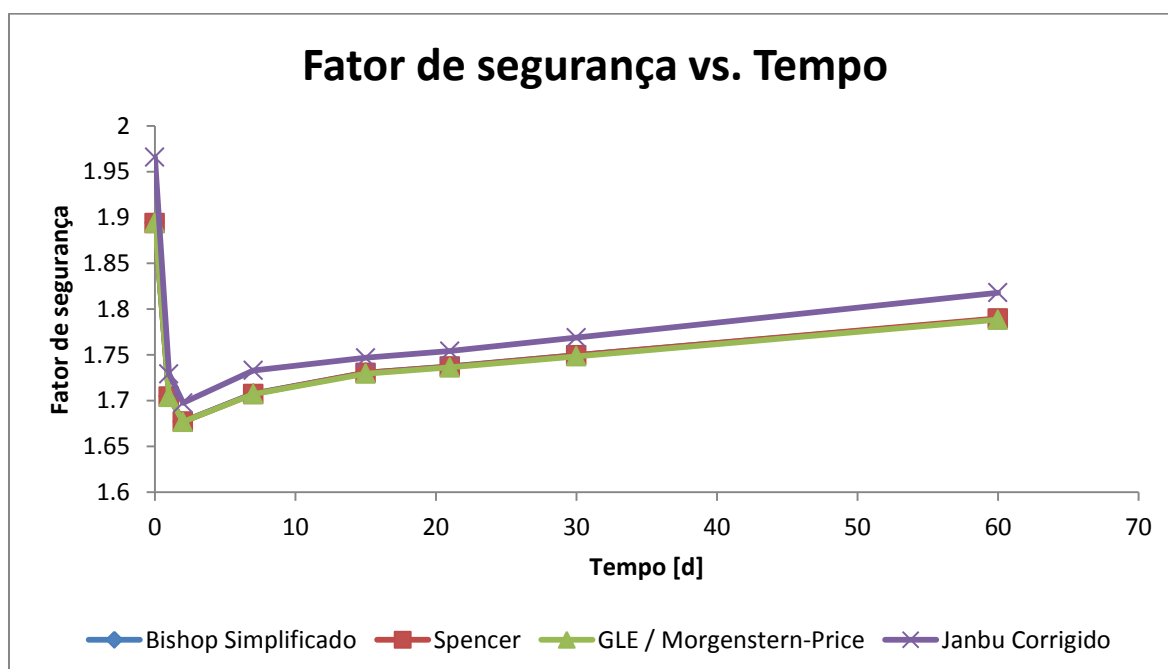


Fig. 5.6 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia) - método 1.

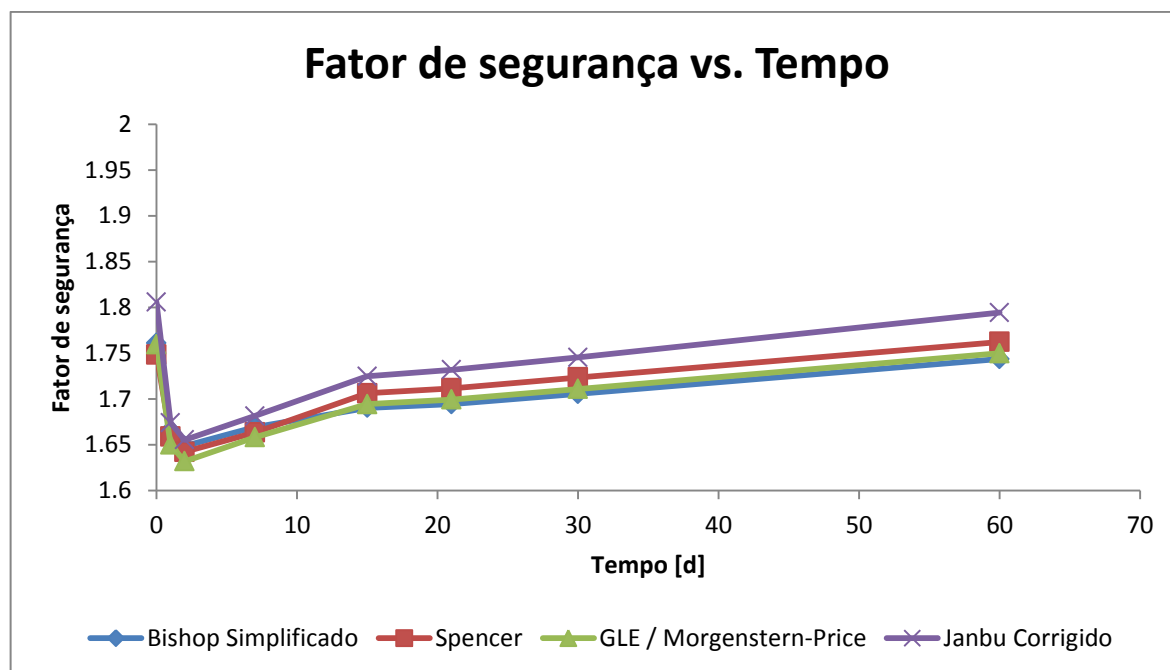


Fig. 5.7 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia) - método 2.

Observando as duas figuras é visível que apesar de existir uma diminuição do fator de segurança, atingindo o mínimo no segundo dia, isto é, após a cessação da chuva, o talude não apresenta sinais de instabilidade. Pode-se também ainda concluir que o método 2 se adequa melhor ao problema, pelo menos para esta distribuição pluviométrica, devido aos mais baixos fatores de segurança encontrados.

Apresenta-se na figura 5.8 a superfície com menor valor de FS calculado por um método rigoroso, neste caso o de GLE/Morgenstern-Price.

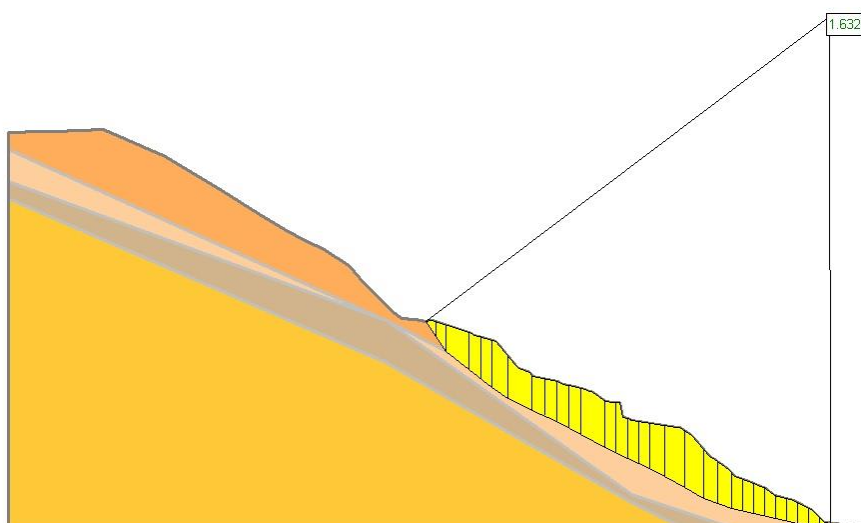


Fig. 5.8 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia).

Numa análise mais detalhada (figura 5.9), recorrendo aos pontos de análise definidos, verifica-se que não existe um aumento do teor em água no solo mas, tendo em conta os menores valores de FS obtidos quando comparado com o regime estacionário, existe uma perda de sucção. Este comportamento é explicado pelo patamar existente na curva característica do solo que constitui a primeira camada. É importante referir que a escolha desta curva será analisada nos comentários finais deste trabalho. Existindo este patamar também, por consequência, na curva que relaciona permeabilidade com sucção. Assim, a diminuição das sucções revelar-se-á também insuficiente para que exista um aumento da permeabilidade que facilitasse a infiltração das chuvas. Este comportamento pode resultar pela pluviometria simulada ser maior do que aquela que o solo permite que se infiltre, ficando o excesso sujeito a um escoamento superficial ao longo do talude.

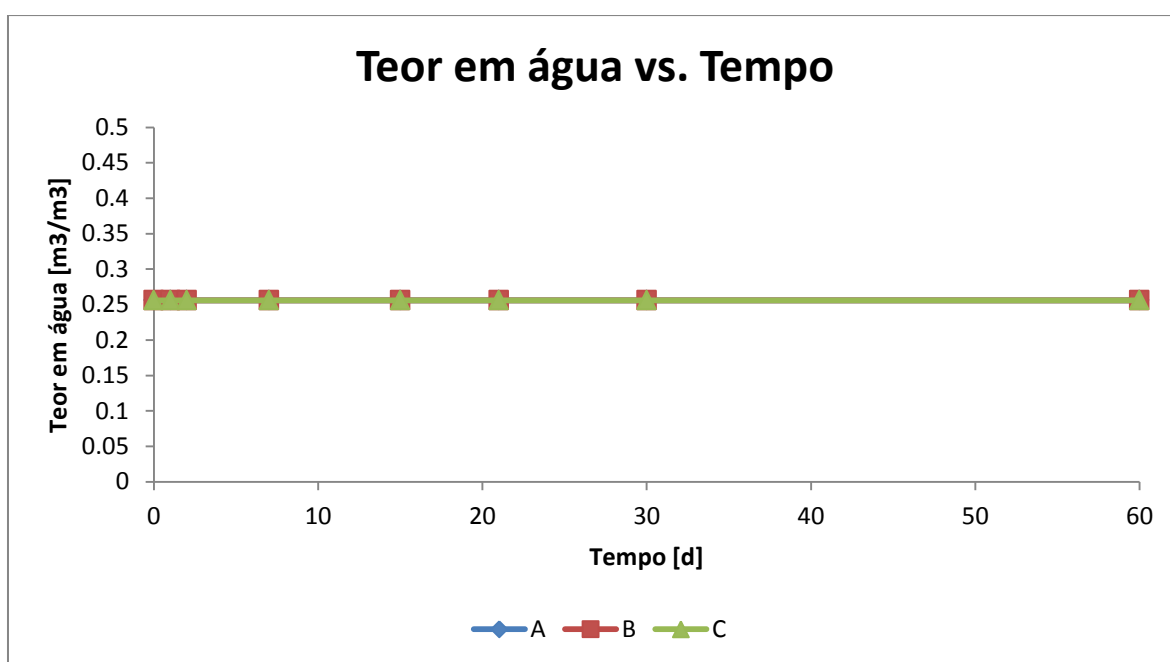


Fig. 5.9 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a primeira chuva pontual simulada (251 mm/dia).

Decidiu-se então aumentar o valor da chuva pontual de forma a verificar se, de facto, se atingiu um limite de infiltração do solo. Para esta verificação a utilização de um valor extremamente alto, que se espera irreal, sendo que caso o nível de teor em água do solo se mantenha inalterado, provará que o limite de infiltração do solo foi atingido. Desta forma, simulou-se a precipitação máxima acumulada num mês num único dia. Esta tem o valor de 751.1 mm e ocorreu ao longo de Maio de 2011.

Esta análise foi simulada utilizando os métodos de pesquisa 1 e 2. Os fatores de segurança são apresentados na figura 5.10 e 5.11.

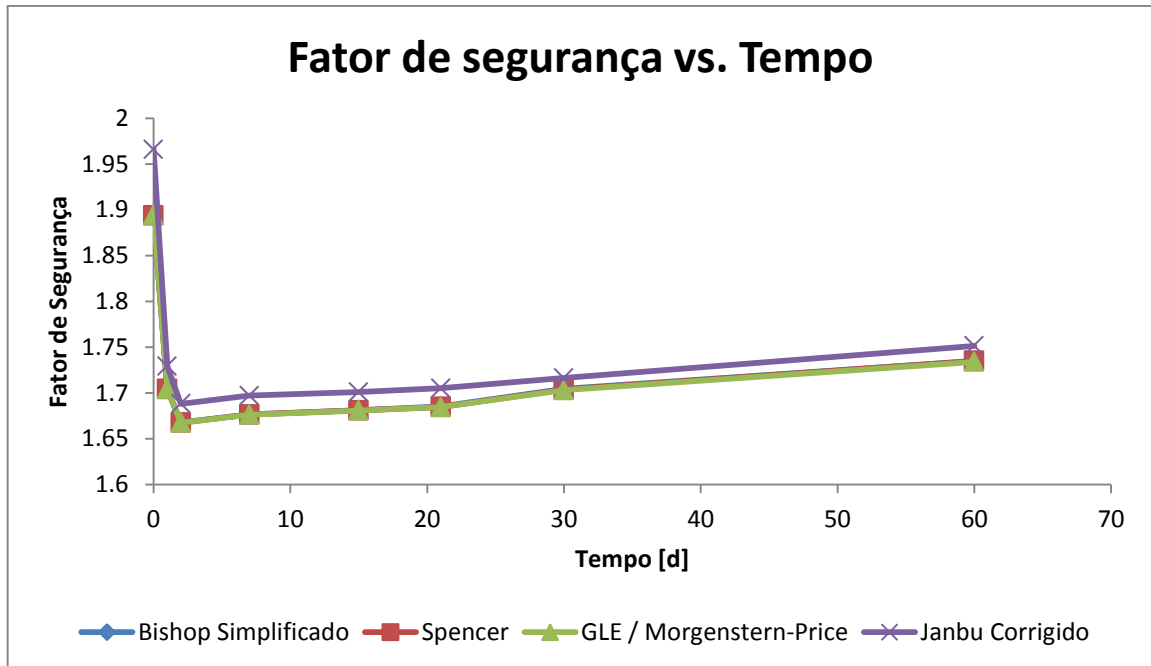


Fig. 5.10 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia) – método 1.

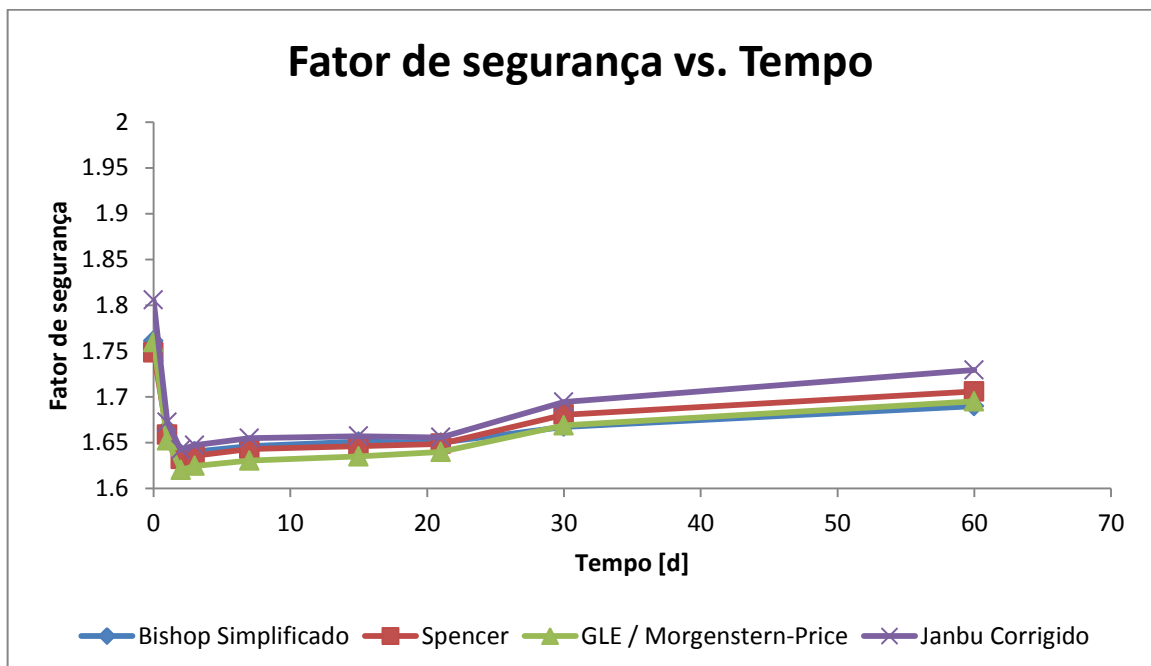


Fig. 5.11 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia) – método 2.

Como é visível nas figuras 5.10 e 5.11, o método 2 verifica-se mais uma vez como mais adequado à análise dos efeitos de chuvas pontuais. Note-se, no entanto, que mesmo atingindo valores mais baixos que o método 1, estes não são suficientes para que a instabilidade do talude seja motivo de preocupação.

Apresenta-se na figura 5.12 a superfície com menor valor de FS calculado por um método rigoroso, neste caso o de GLE/Morgenstern-Price.

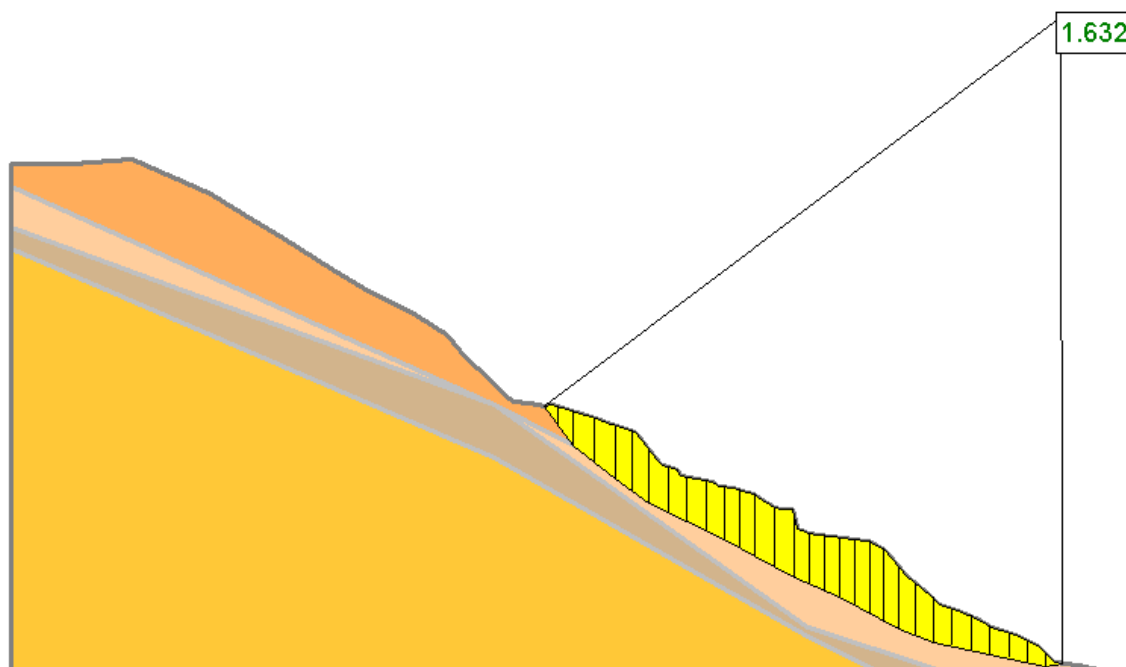


Fig. 5.12 – Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia).

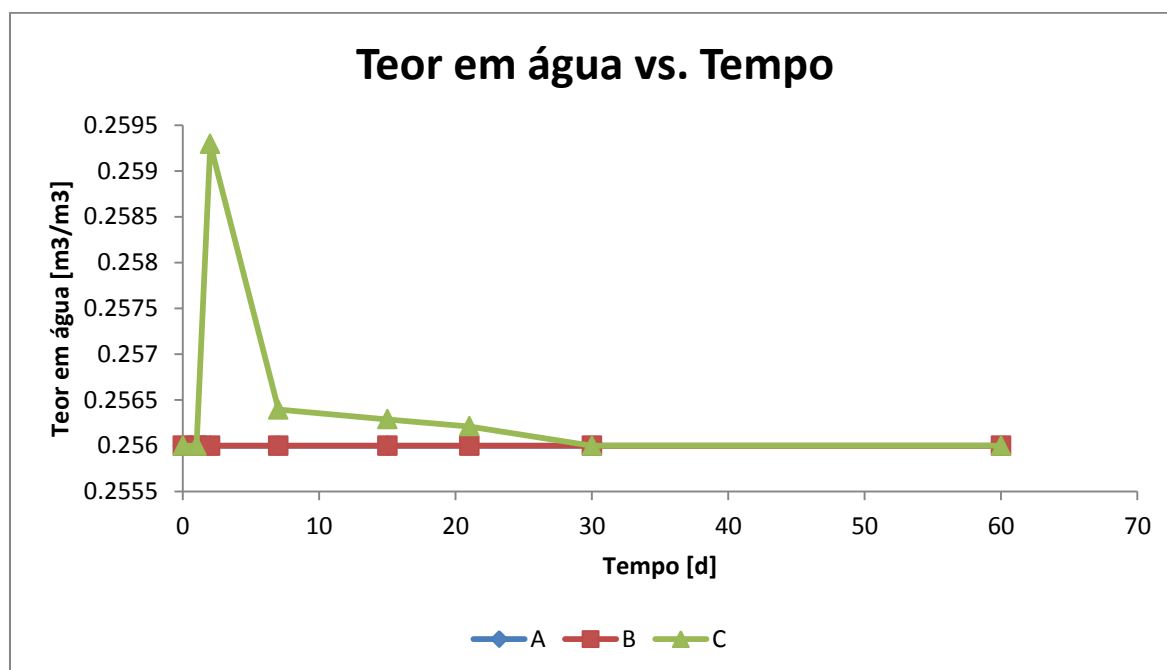


Fig. 5.13 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a segunda chuva pontual simulada (751.1 mm/dia).

Analisando a figura 5.13, onde se representa a variação do teor em água no talude, verifica-se que existe na parte inferior do talude uma diferença no teor em água. Esta não é uma variação que se possa considerar significativa tendo em conta a chuva irrealista que se simulou. Desta forma, é possível afirmar que na primeira análise, e consequentemente nesta, se atingiu um limite de infiltração do solo.

Tendo uma pluviometria tão exagerada demonstrado incapacidade para tornar o talude instável, crê-se que análises adicionais para analisar os efeitos de chuvas pontuais se demonstrariam desnecessárias. Resta assim, nesta fase, apenas esclarecer que o termo limite de infiltração é utilizado pelo autor de uma forma simplista. Para além disso, torna-se importante fazer saber que esse limite teorizado não é absoluto, ou seja, chuvas mais prolongadas resultarão num aumento do volume de água infiltrado no solo.

5.2.3. CHUVAS ANTECEDENTES

Tendo as chuvas pontuais se demonstrado insuficientes para causar instabilidade no talude devido à necessidade de uma lenta infiltração da água no solo, especula-se que uma chuva de maior duração resulte num maior volume de água infiltrada no solo que se traduza num aumento do teor em água para o qual as menores sucções, em efeito no talude, ameacem a sua estabilidade.

Na análise de chuvas antecedentes, o maior fator de incerteza reside no intervalo de tempo a considerar. Sendo a permeabilidade do solo a característica com maior peso na definição do fator referido, crê-se que a consideração de um intervalo de 15 dias representa um bom começo. Procedeu-se assim à simulação da maior chuva registada em 15 dias consecutivos. O seu valor total acumulado é de 550.6 mm distribuídos entre o dia 28 de Abril e o dia 11 de Maio de 2011 da seguinte forma: 0, 3.4, 58, 76.3, 63.9, 56, 57, 58, 88, 67.7, 0.6, 11.9, 9.8, 10 e 48.

Como já foi visto, chuvas de longa duração estão geralmente associadas a mecanismos de deslizamento diferentes dos que resultam de chuvas pontuais. Torna-se assim importante, mais uma vez, que se analisem os resultados que se obtêm utilizando os dois métodos de pesquisa definidos anteriormente.

Os resultados apresentam-se nas figuras 5.14 e 5.15 conforme se utilizou o método de pesquisa 1 ou 2, respetivamente.

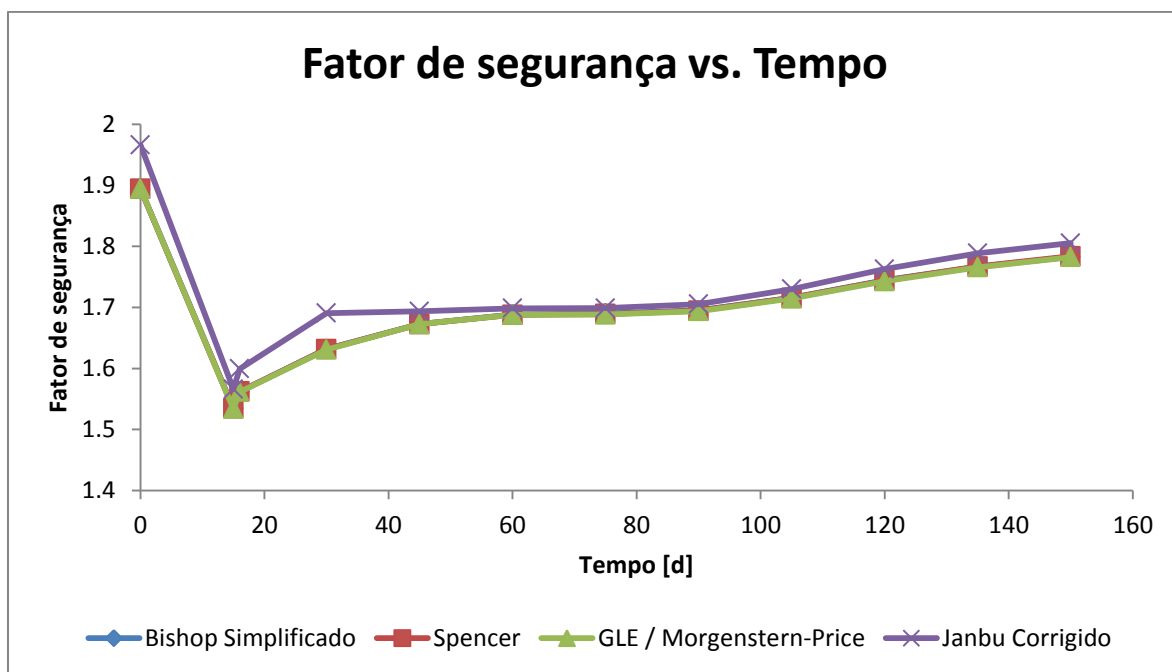


Fig. 5.14 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a maior chuva quinzenal registrada – método 1.

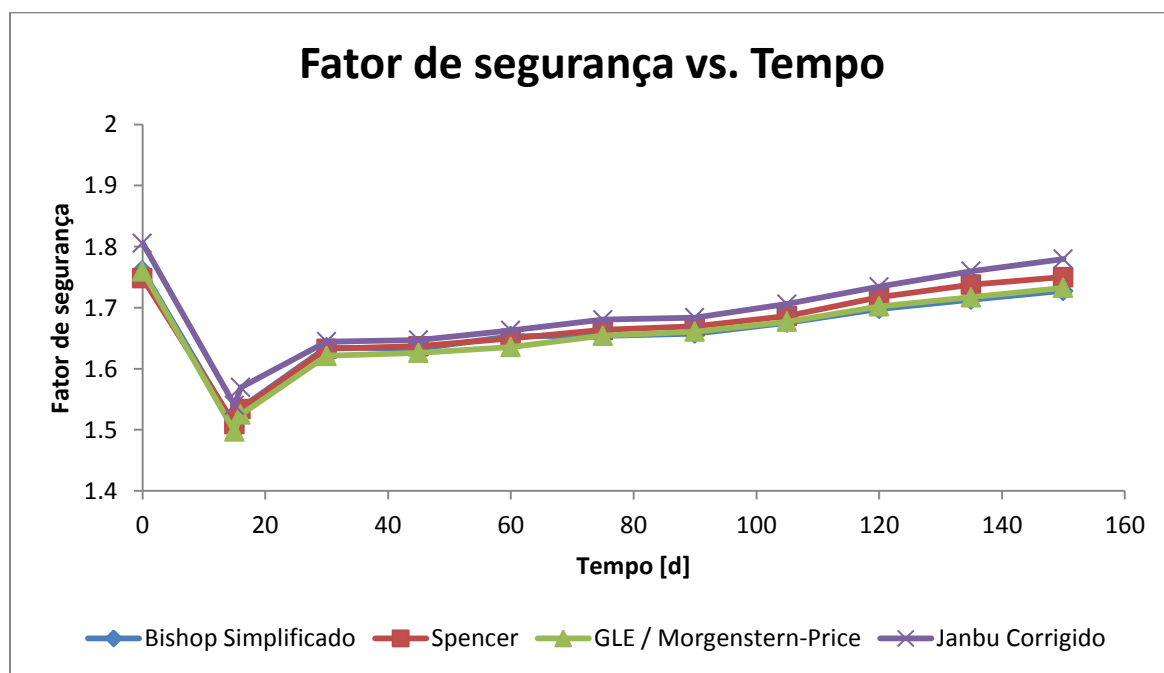


Fig. 5.15 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a maior chuva quinzenal registrada – método 2.

Comparando os dois métodos conclui-se que os resultados utilizando o método 2 tendem a apresentar valores de FS menores pelo que será o método mais adequado.

O mínimo valor de FS foi calculado utilizando o método rigoroso GLE/Morgenstern-Price. Na figura 5.16 é possível visualizar a superfície de deslizamento correspondente.

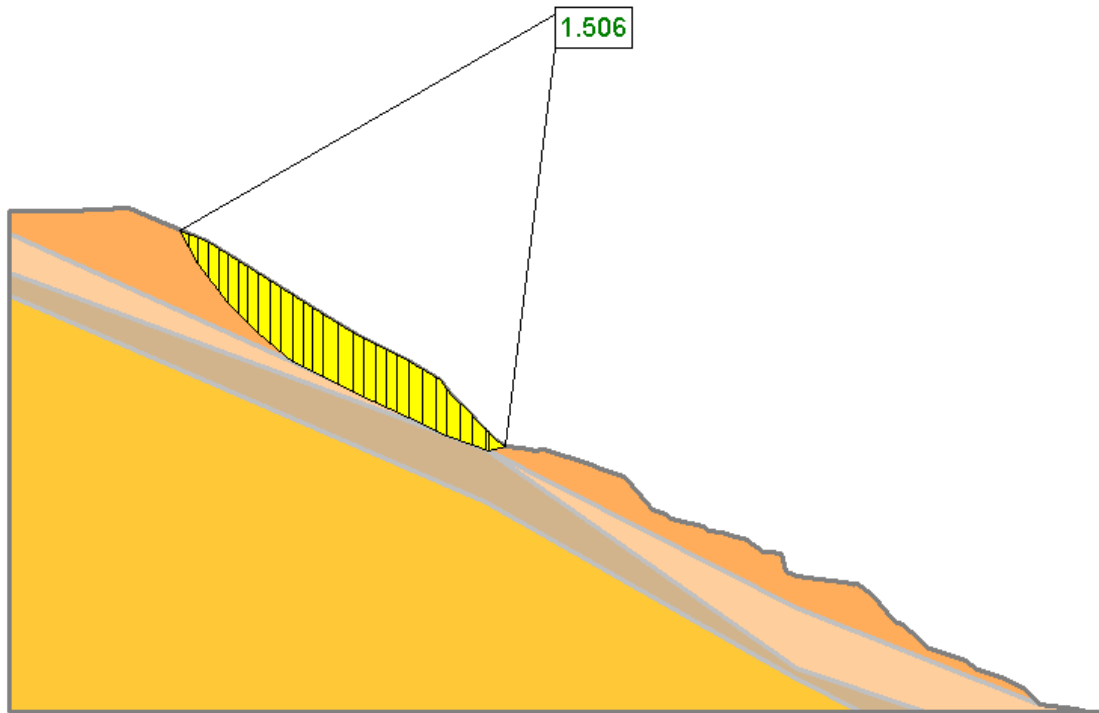


Fig. 5.16 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para a maior chuva quinzenal registrada.

A superfície de deslizamento com o valor de FS mais baixo apresenta-se na parte superior do talude englobando no entanto a zona do estreitamento que se especulara como crítica. Numa análise mais detalhada, atentando à figura 5.17 é visível que as poro-pressões negativas, ou sucções, praticamente se anulam ao longo de toda a superfície do talude, no entanto a maior variação acontece precisamente no topo e a meio deste. Esta grande e relativamente rápida variação das poro-pressões explica a localização da instabilidade.

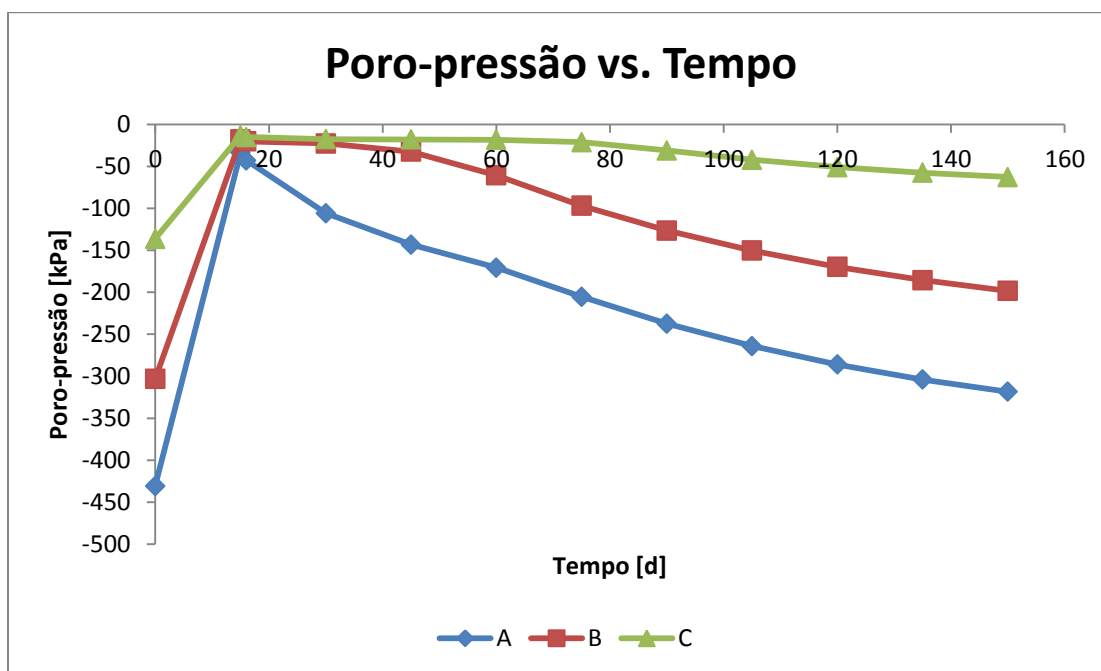


Fig. 5.17 - Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a maior chuva quinzenal registrada.

Torna-se ainda importante notar que, no entanto, a recuperação das sucções é inicialmente mais rápida na parte superior do talude, sendo que a recuperação a meio do talude aceleram apenas após os 40 dias, cerca de 20 dias antes da aceleração deste processo se dar na parte inferior do talude. Este comportamento é explicado pelo escoamento da água que se dá, através da primeira camada, da parte superior para a inferior do talude.

Os resultados obtidos pela maior chuva quinzenal registrada, apesar da estabilidade do talude, reforçam a ideia de que as chuvas antecedentes têm um importante papel na ocorrência de instabilidades devido à lenta recuperação que este apresenta. É importante tomar atenção que esta recuperação se dá ao longo de meses, tempo durante o qual o talude apresenta maior vulnerabilidade devido às menores sucções em efeito.

Na verdade, este comportamento é coerente com os estudos de correlação chuva-escorregamentos efetuados por Gusmão Filho em 1997 em Olinda. Estes, enquadram-se nas análises a ser efetuadas por terem em conta as chuvas antecedentes mas também, e talvez de maior importância, pela proximidade do local estudado ao agora em análise. Note-se que Camaragibe e Olinda são ambos municípios da Região Metropolitana de Recife. Gusmão Filho (1997) afirma que as chuvas antecedentes por si só, não deverão ser suficientes para causar instabilidade tendo no entanto um efeito predisponente que quando combinada com uma chuva pontual accional espoleta a instabilidade. No entanto, desconhecem-se ainda em Camaragibe, e mais concretamente no talude em causa, os efeitos de uma chuva distribuída ao longo de um maior intervalo de tempo pelo que apesar dos resultados expectáveis serem coerentes com os estudos referidos apenas se poderão confirmar simulando-os.

Decidiu-se assim simular uma chuva de 400 mm/mensais ao longo de três meses. Os resultados obtidos pelos diferentes métodos são apresentados nas figuras 5.18 e 5.19.

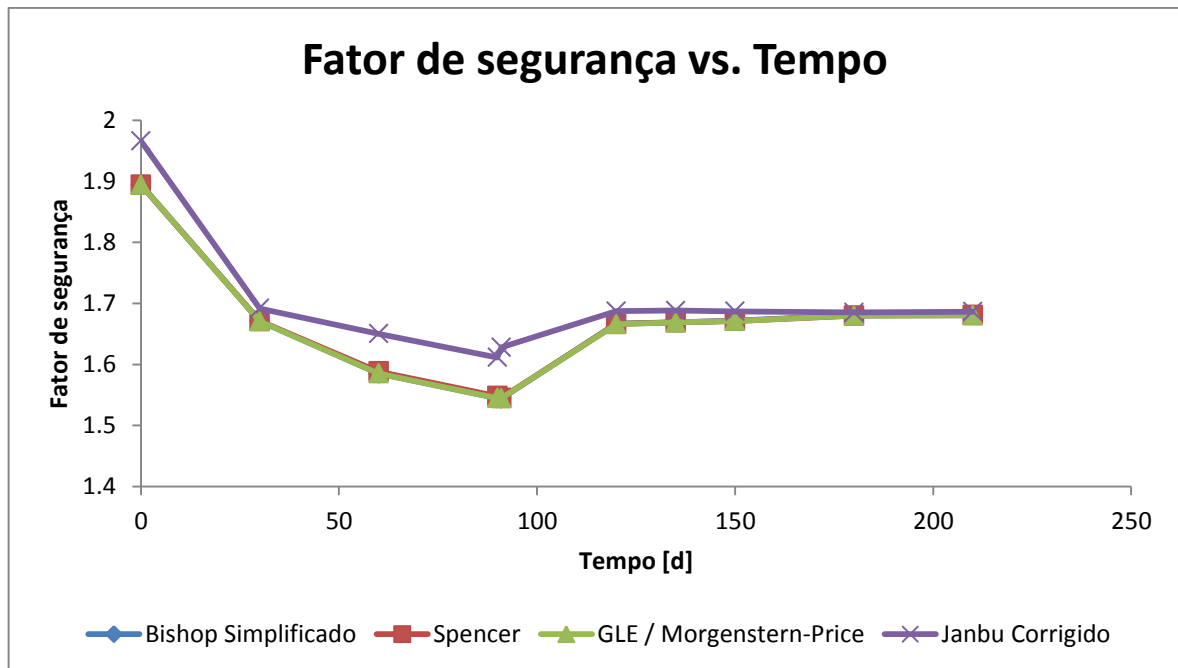


Fig. 5.18 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para chuva trimestral de 400 mm/mensais – método 1.

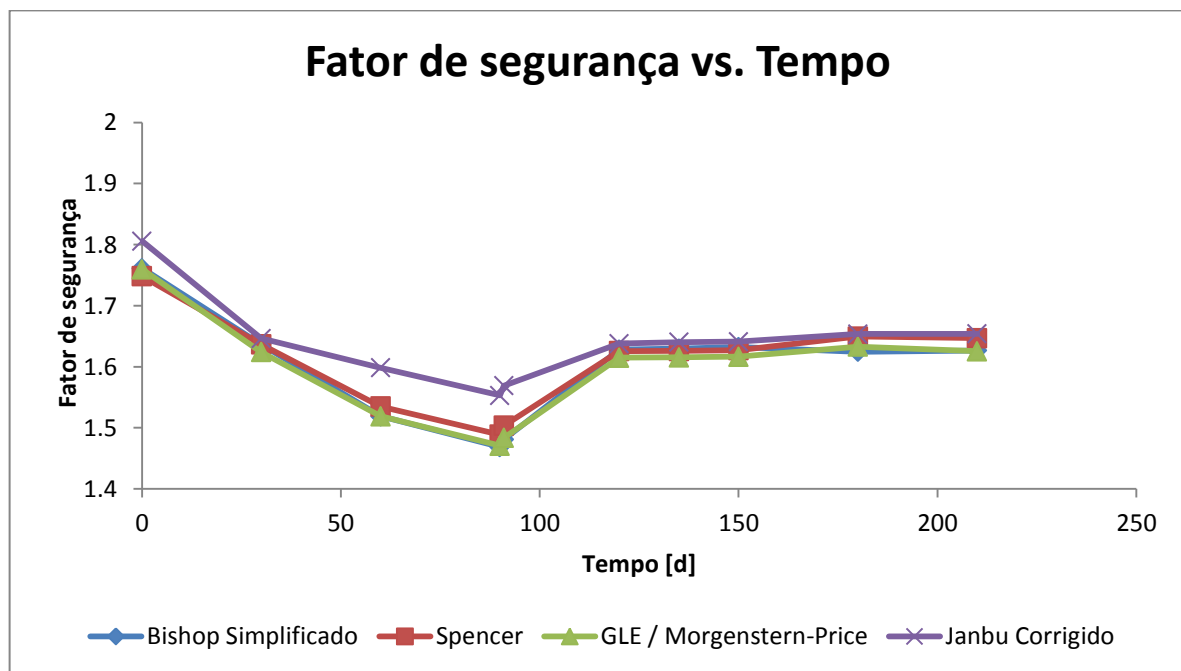


Fig. 5.19 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para chuva trimestral de 400 mm/mensais – método 2.

Comparando os resultados obtidos pelos dois métodos, mais uma vez se verifica que o método de pesquisa não circular e o método de cálculo de GLE/Morgenstern-Price é o que resulta em valores de FS mais baixos. O seu valor mínimo de 1.469 acontece aos 90 dias, ou seja, após a cessação das chuvas. A superfície de rotura com menor valor de FS pode ser visualizada na figura 5.20. Atente-se

na diminuição do volume de terra envolvido pela superfície de deslizamento para uma chuva de maior duração que mais uma vez se apresenta na zona do estreitamento da primeira camada.

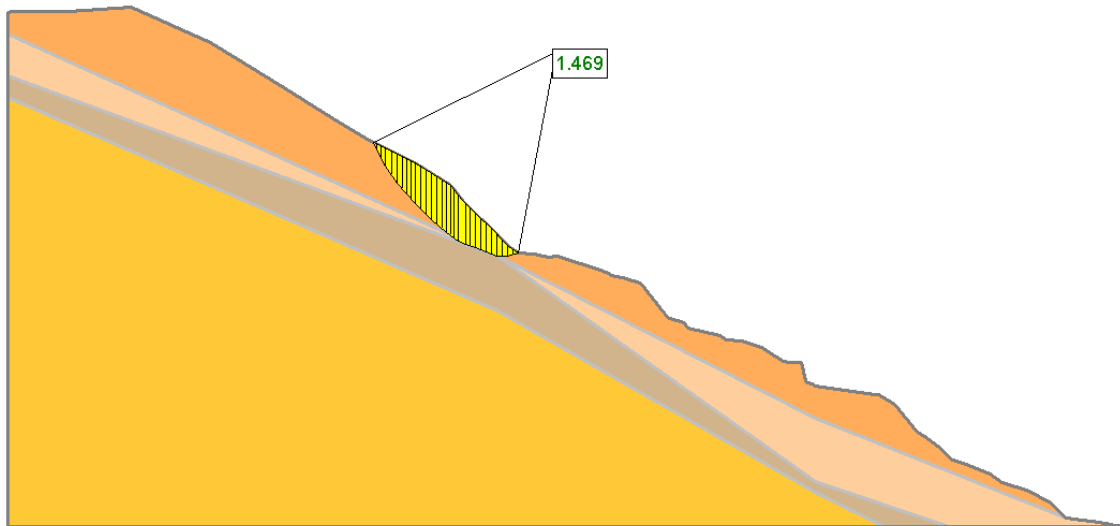


Fig. 5.20 - Superfície de deslizamento com o menor valor de FS pelo método de GLE/Morgenstern-Price para chuva trimestral de 400 mm/mensais.

Os altos valores de FS obtidos não colocam em causa a estabilidade do talude, no entanto, para confirmação dos resultados esperados, uma análise pormenorizada tendo em conta a variação das poro-pressões e do teor em água no talude é importante. Estas são apresentadas, respetivamente, nas figuras 5.21 e 5.22.

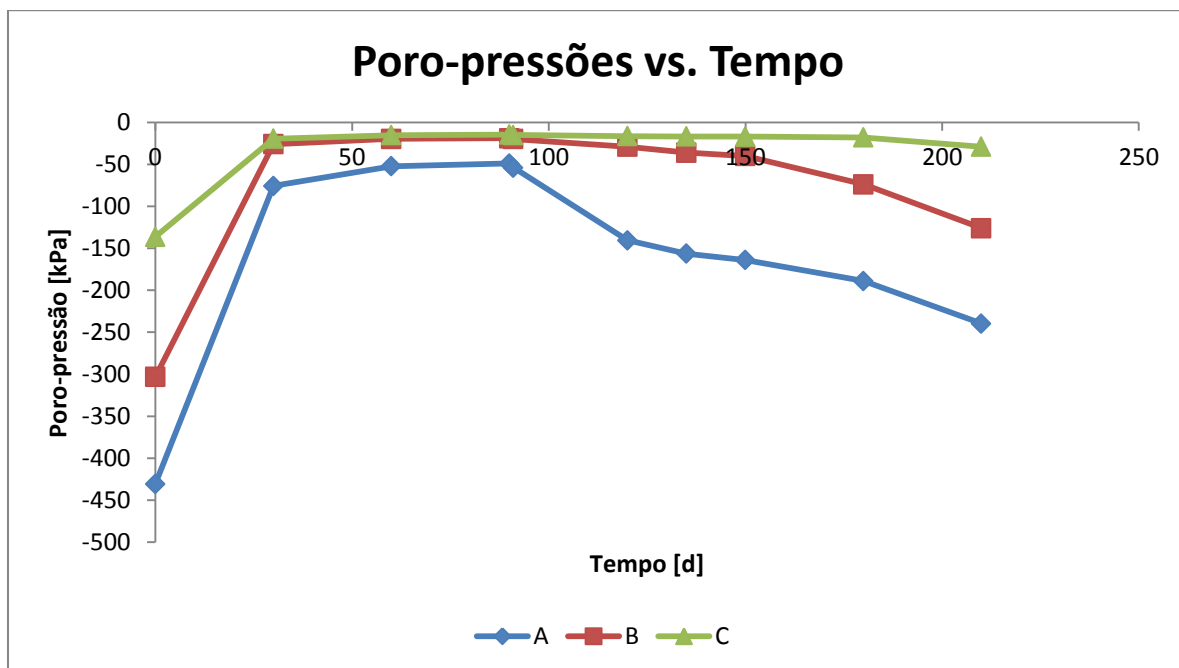


Fig. 5.21 - Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para chuva trimestral de 400 mm/mensais.

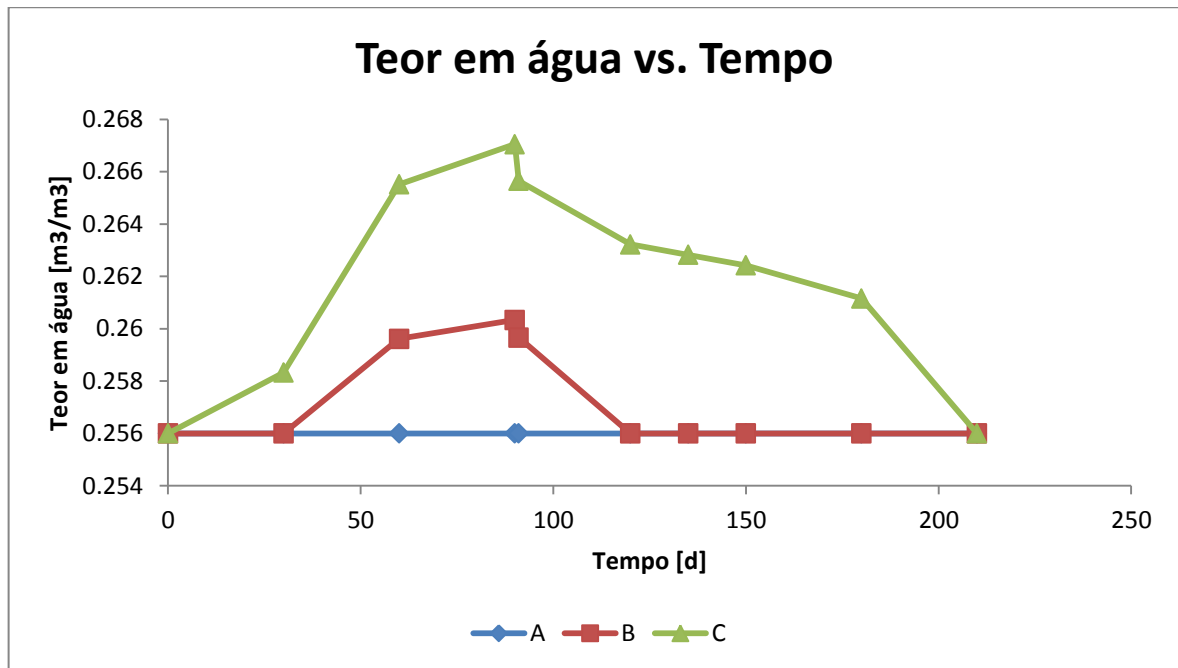


Fig. 5.22 - Variação do teor em água nos pontos A, B e C para chuva trimestral de 400 mm/mensais.

Mais uma vez são notáveis as diferenças no começo da recuperação das sucções nos diferentes pontos do talude que se apresentam como consequência dos mais altos teores em água que a parte intermédia mas sobretudo a parte inferior do talude mantêm. Esta acumulação explica-se, como já foi referido, pelo natural sentido descendente do escoamento. Assim, a parte superior do talude não chega a experimentar uma elevação do seu nível de saturação sendo afetadas apenas a parte intermédia e inferior do talude. A penúltima, ao escoar para a última, acelera o processo de reposição do seu nível de saturação natural após um mês do fim das chuvas enquanto a última acelera o processo apenas quase três meses depois. Esta reposição dos níveis de saturação coincide, como explicado pela curva característica do material, com o começo de uma mais rápida recuperação das sucções existentes em regime estacionário.

Desta forma, considera-se que durante o primeiro mês após o término das chuvas se reúnem as condições necessárias para a predisposição à instabilidade por parte do talude que Gusmão Filho (1997) refere nos seus estudos. De facto, nem chuvas pontuais nem chuvas antecedentes representam por si só perigo para a estabilidade do talude deixando como única hipótese em aberto a combinação entre as duas onde a segunda predisporá o talude à instabilidade ao provocar e manter uma forte diminuição das sucções no talude, principalmente a meio e na região mais baixa deste, e a primeira espoletará a instabilidade ao baixar para valores críticos as já diminuídas sucções que se revelam essenciais à estabilidade.

5.2.4. COMBINAÇÃO DE CHUVAS ANTECEDENTES COM CHUVAS PONTUAIS

Atendendo às semelhanças de comportamento que o talude em estudo apresenta com os resultados obtidos por Gusmão Filho (1997) e à proximidade do local dos seus estudos com este mesmo, crê-se

que o valor de $R=60.000 \text{ mm}^2$, verificado como indicador de perigo iminente nas encostas de Olinda, seja também um valor crítico para a Encosta do Alto do Padre Cícero.

Seguindo a linha de pensamento apresentada e relembrando a figura 4.4, onde se representa graficamente o limite referido, decidiu-se simular três chuvas combinadas - Pac x I - que coincidam com três pontos da linha de R crítico.

Definiram-se as chuvas acumuladas como trimestrais e divididas de forma igual nos três meses. As chuvas pontuais são diárias e dão-se um mês após o término das chuvas antecedentes. Este mês de intervalo definiu-se como limite por ser a partir do qual onde, na parte intermédia do talude, a recuperação das poro-pressões acelera. As combinações simuladas foram então 1200x50, 600x100 e 300x200. Assim, exemplificando de acordo com o explicado, o primeiro ponto representa uma chuva trimestral de 400 mm/mensais, seguido de um mês sem chuvas e no 120º dia dá-se uma chuva de 50 mm.

Os resultados para os três pontos simulados serão discutidos conjuntamente após a sua apresentação. Esta será feita de acordo com as realizadas anteriormente. Primeiramente serão visíveis os valores de FS ao longo do tempo para os dois métodos de pesquisa. Em segundo lugar, mostrar-se-á a superfície com menor FS obtido pelo método rigoroso com o valor mais baixo e utilizando o método de pesquisa com menores valores. Para finalizar apresentar-se-ão as variações das poro-pressões e do teor em água ao longo do talude.

Assim, para a combinação 1200x50 obtiveram-se os seguintes resultados:

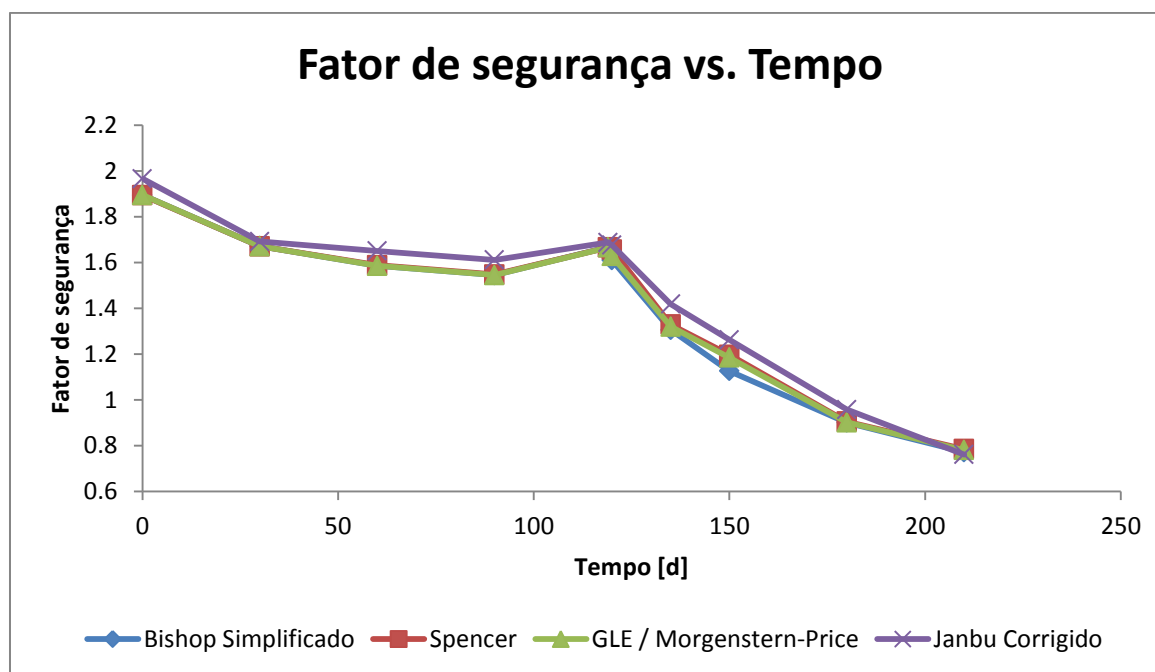


Fig. 5.23 – Evolução dos valores de FS ao longo do tempo para a combinação 1200x50 – método 1.

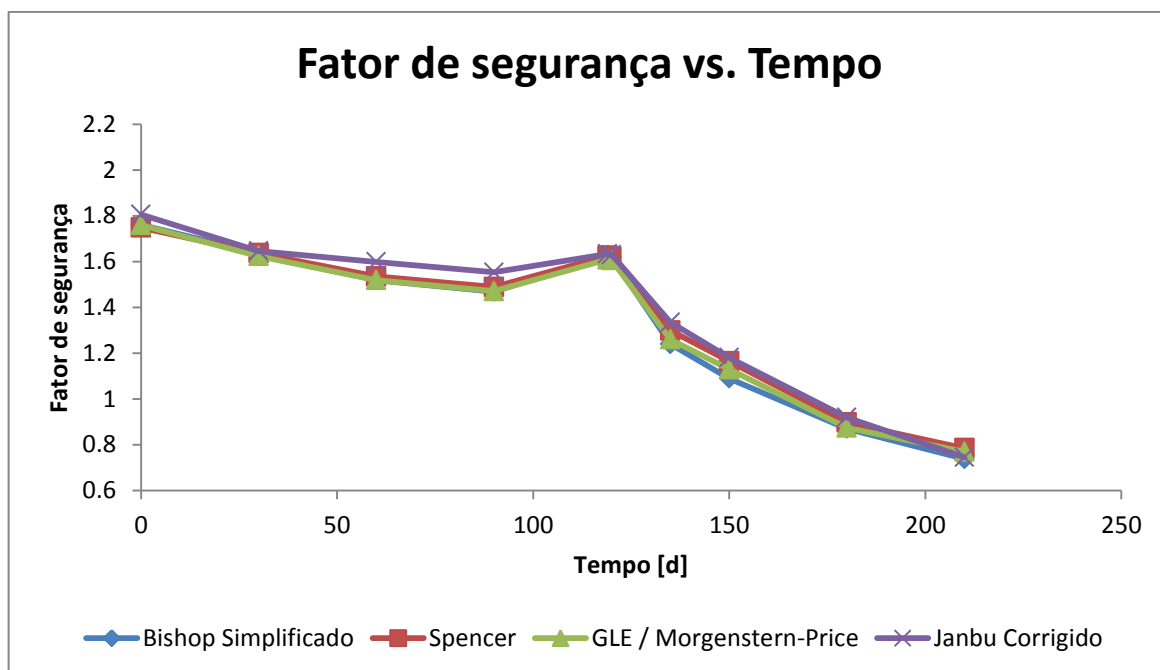


Fig. 5.24 - Evolução dos valores de FS ao longo do tempo para a combinação 1200x50 – método 2.

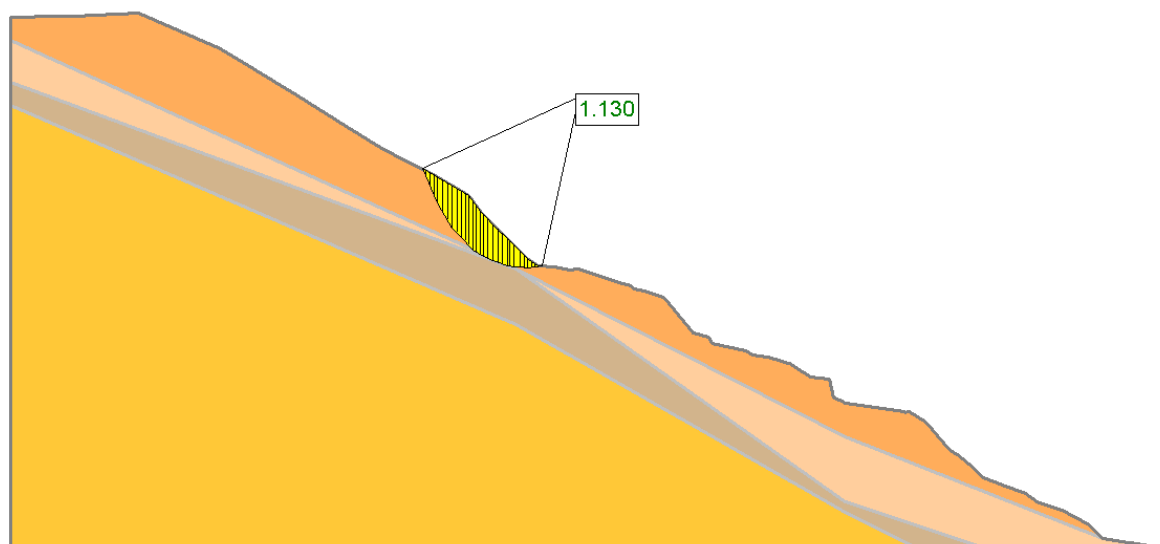


Fig. 5.25 – Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 1200x50.

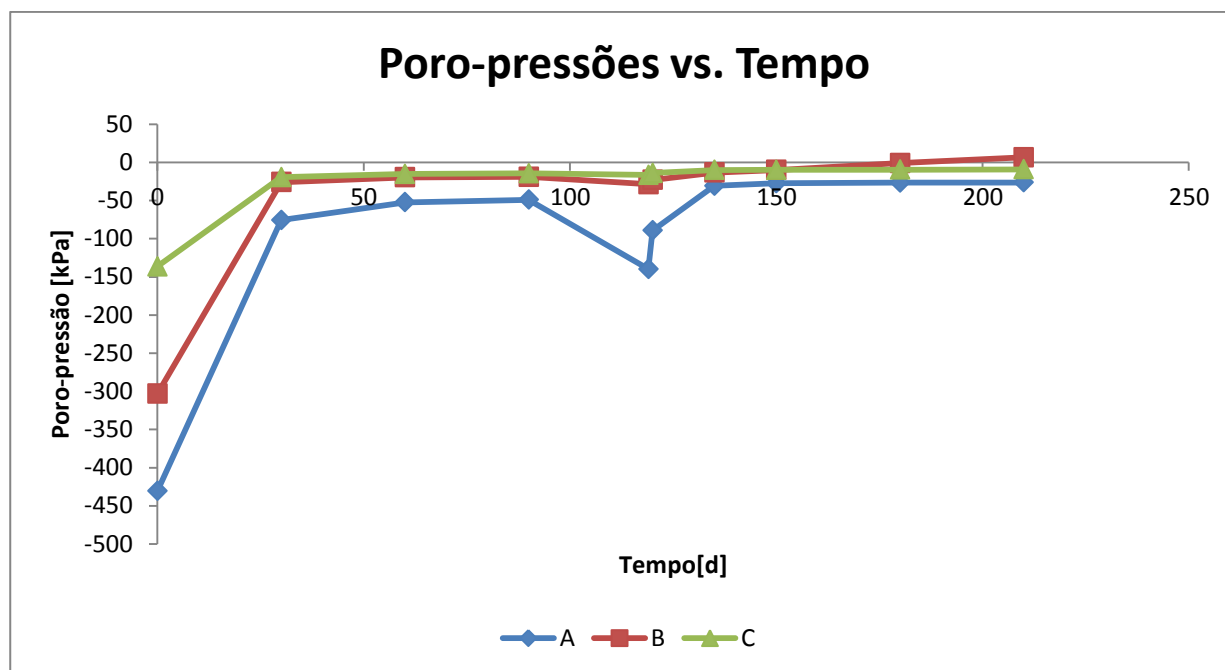


Fig. 5.26 – Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 1200x50.

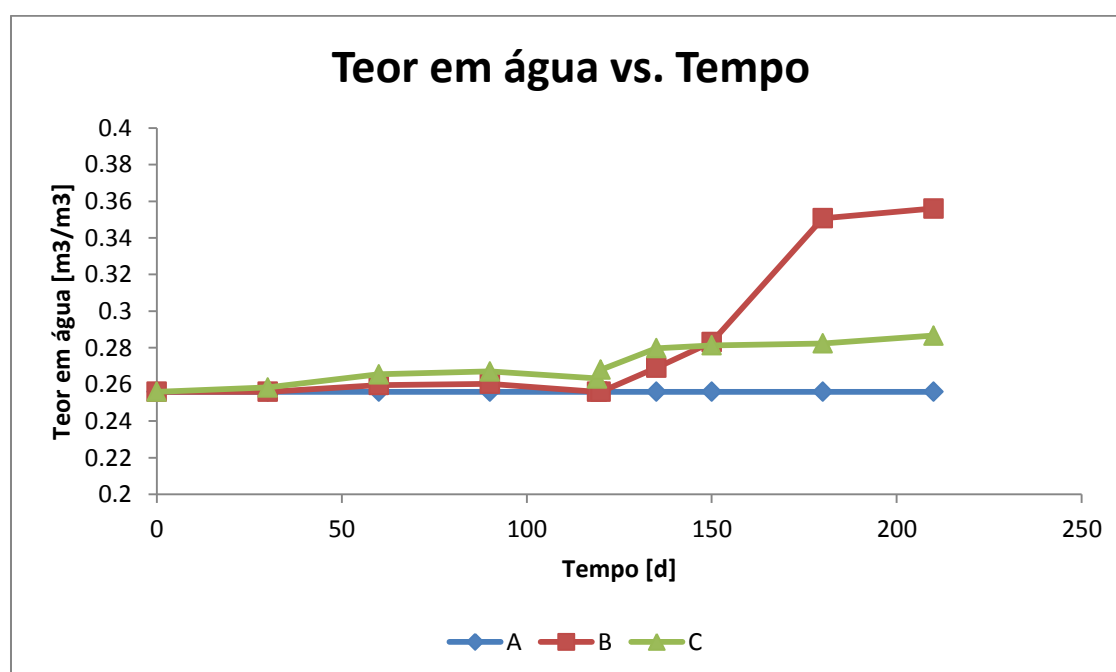


Fig. 5.27 – Variação do teor em água nos pontos A, B e C para a combinação 1200x50.

Para a combinação 600x100 resultam:

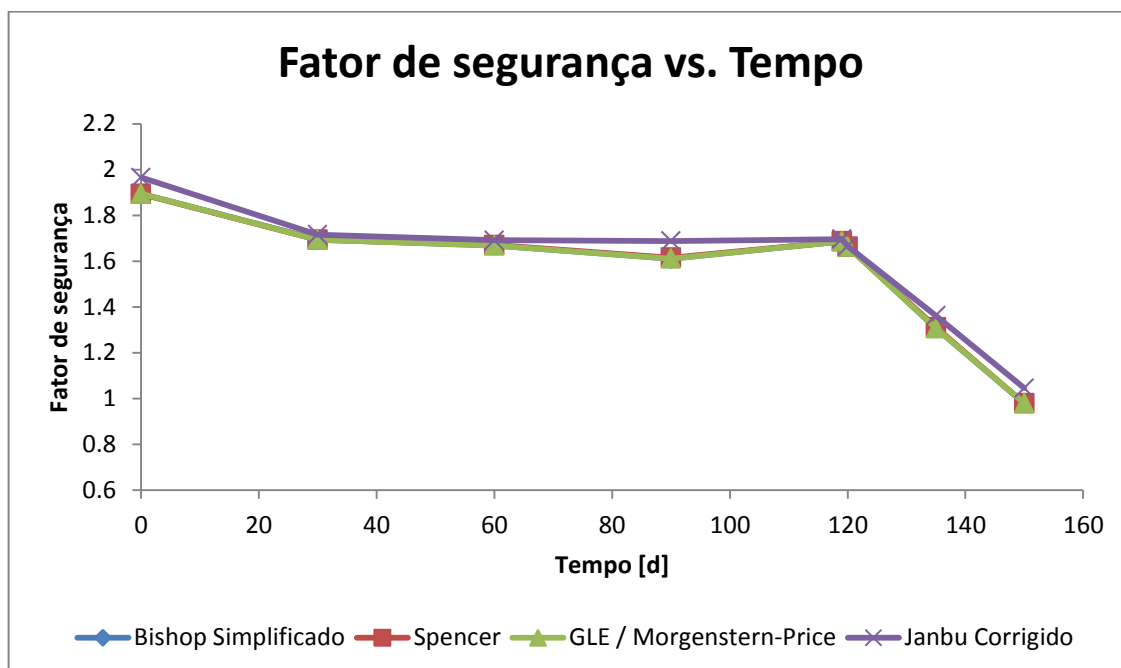


Fig. 5.28 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100 – método 1.

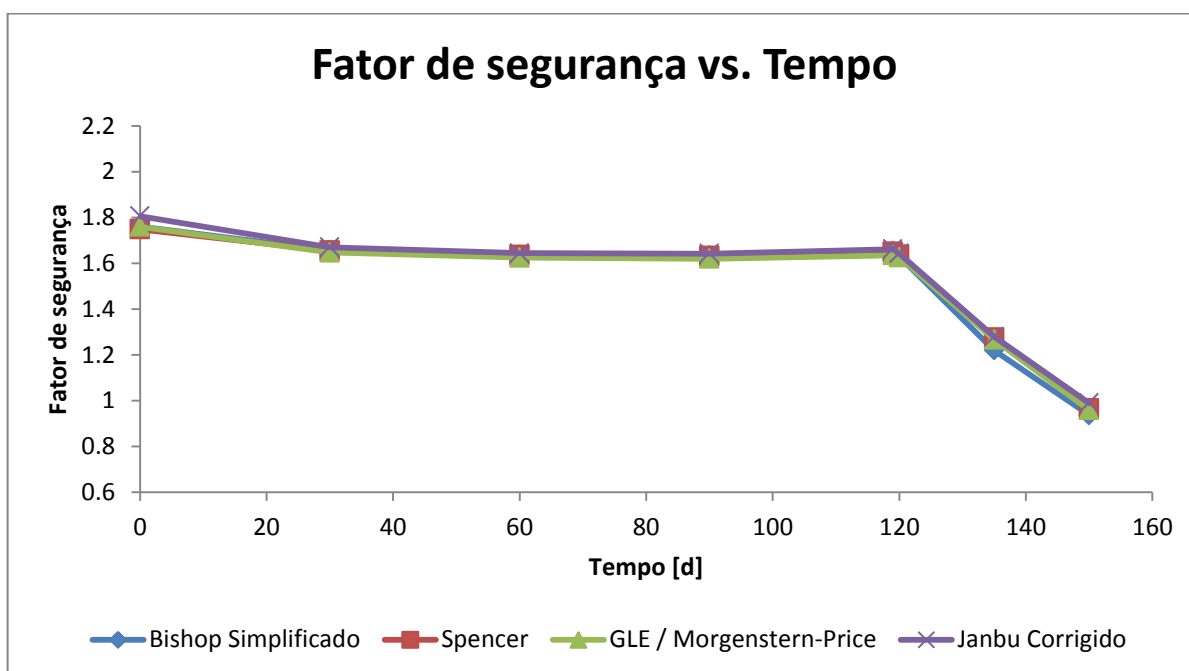


Fig. 5.29 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100 – método 2.

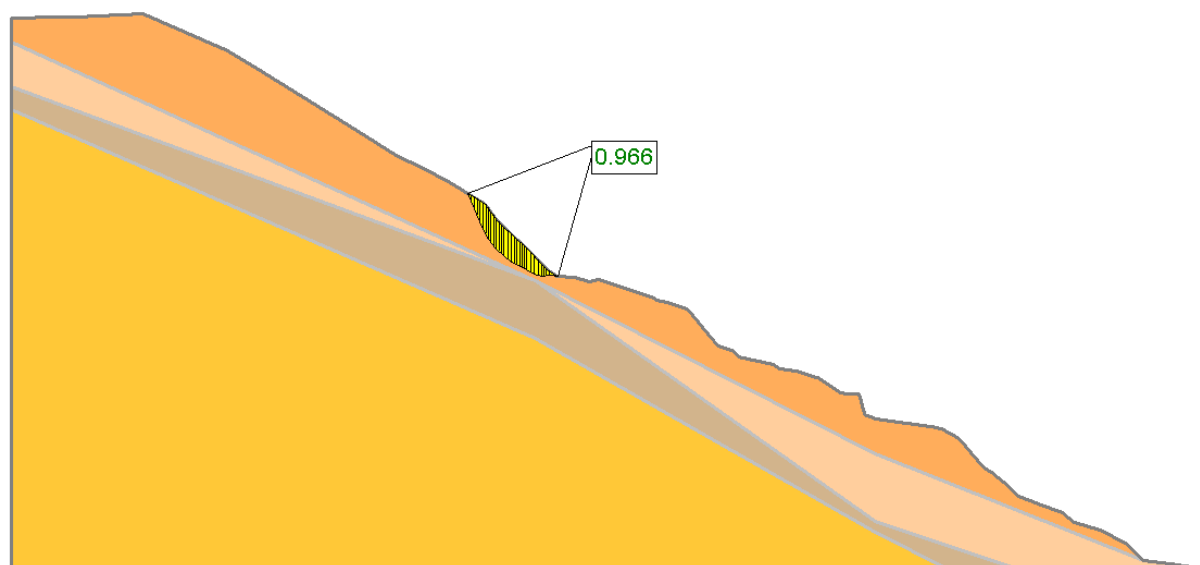


Fig. 5.30 - Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 600x100.

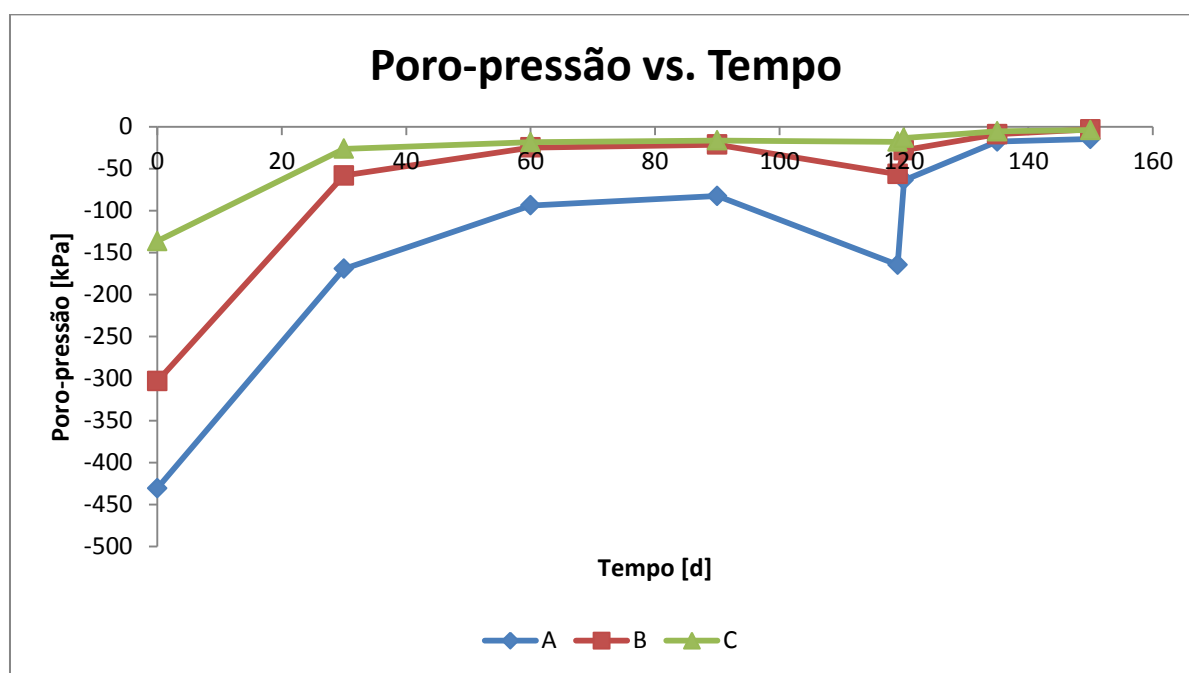


Fig. 5.31 - Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 600x100.

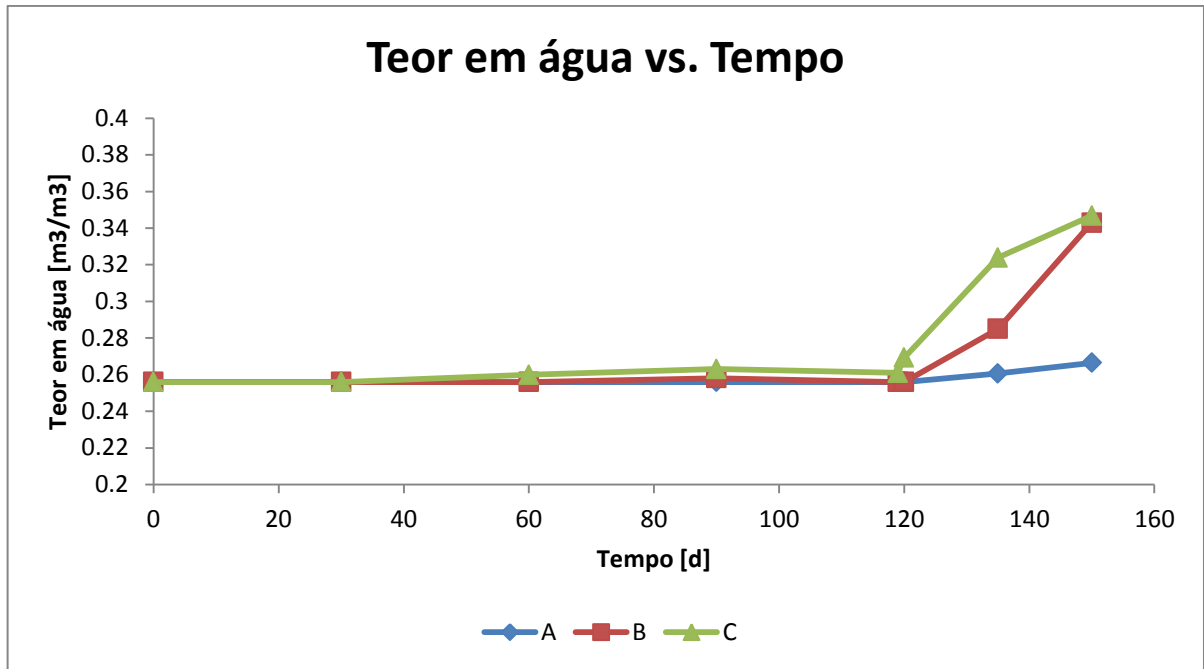


Fig. 5.32 – Variação da teor em água nos pontos A, B e C para a combinação 600x100.

E, por fim, os resultados obtidos correspondentes à combinação 300x200 foram:

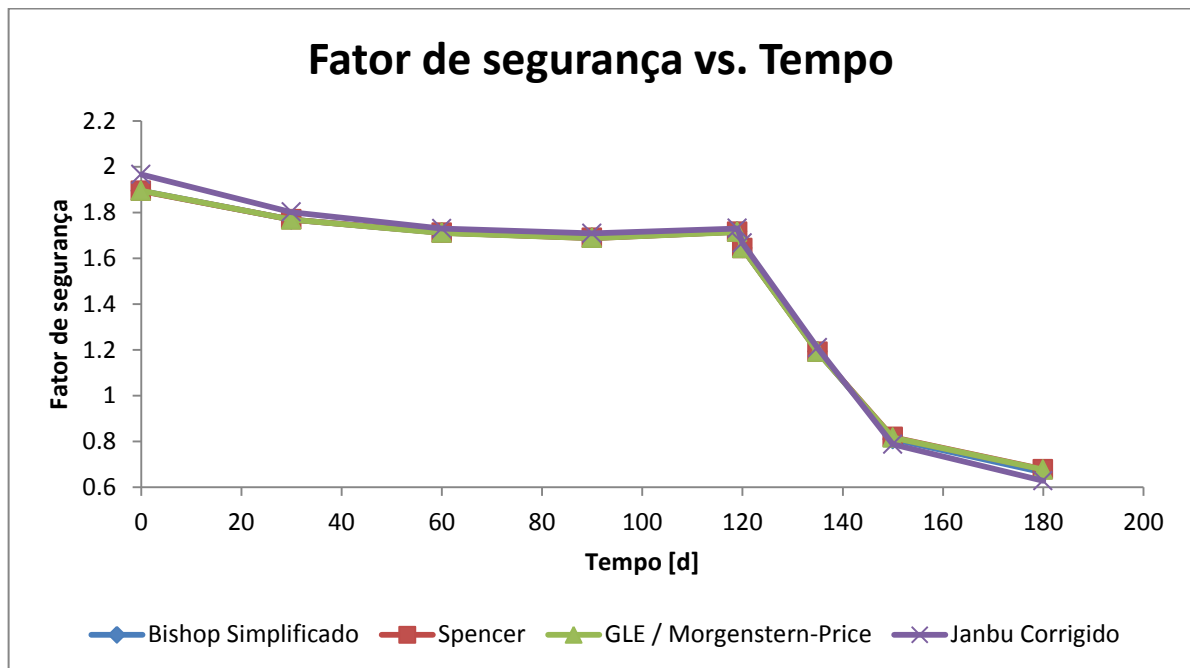


Fig. 5.33 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 300x200 – método 1.

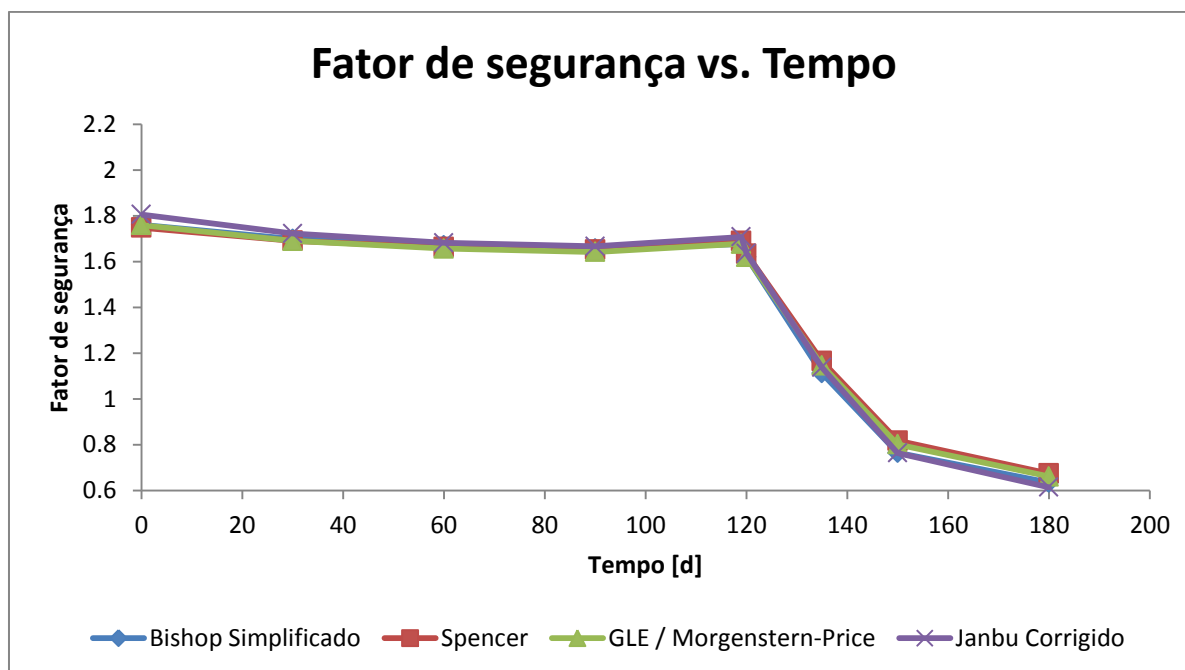


Fig. 5.34 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 300x200 – método 2.

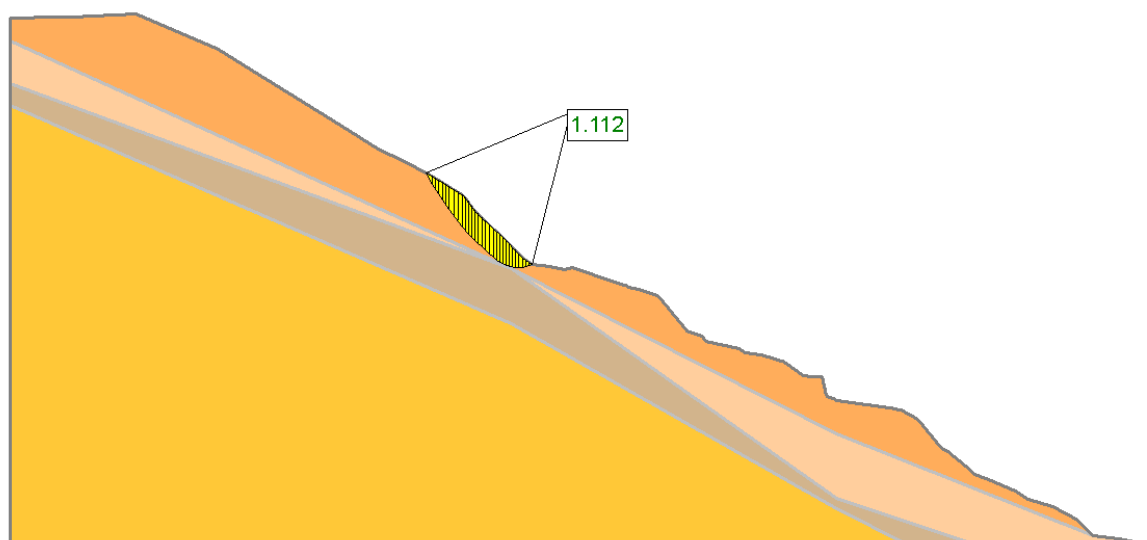


Fig. 5.35 - Superfície de deslizamento com o mais próximo valor de FS da unidade pelo método GLE/Morgenstern-Price para a combinação 300x200.

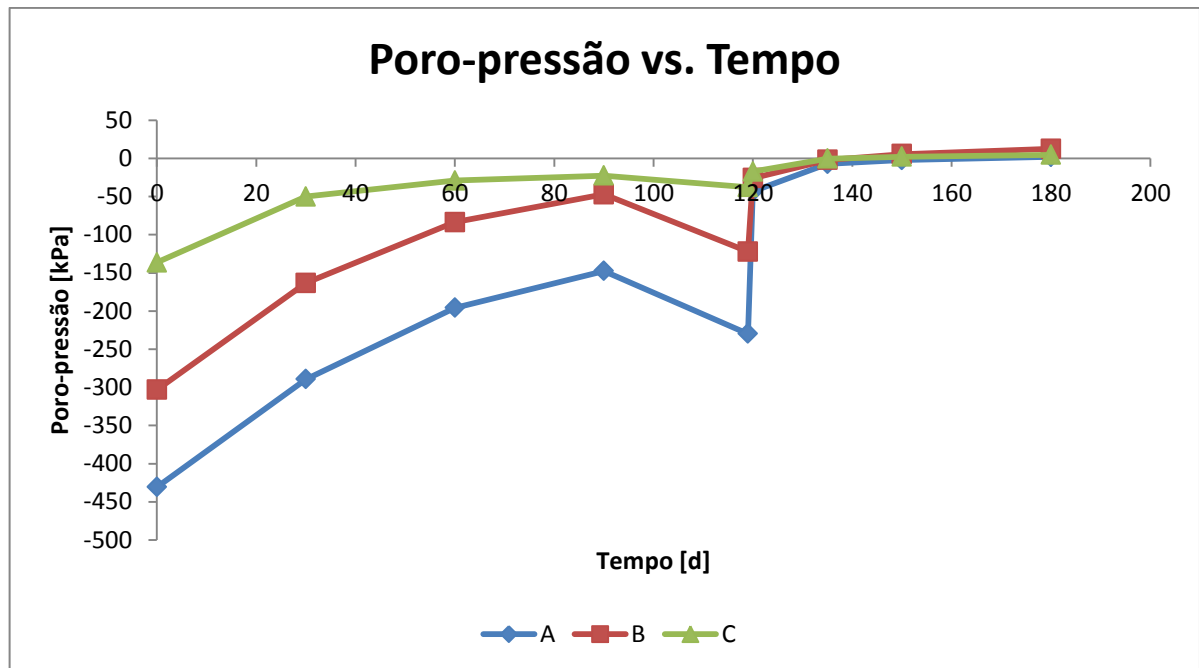


Fig. 5.36 – Variação das poro-pressões nos pontos A, B e C para a combinação 300x200.

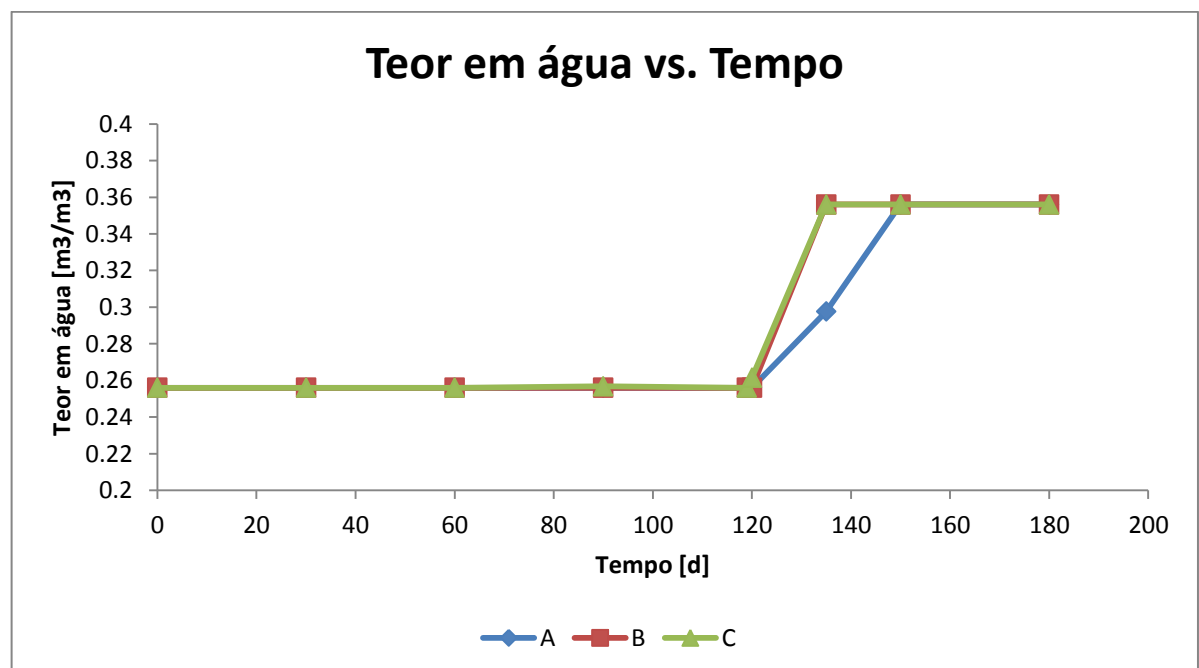


Fig. 5.37 – Variação dos teores em água nos pontos A, B e C para a combinação 300x200.

Num primeiro ponto, comparando os dois métodos de pesquisa, como em todos os casos anteriores, o método de pesquisa não-circular, correspondente ao método 2, é o que apresenta melhores resultados obtendo valores de FS menores.

Entre os métodos rigorosos, o de GLE/Morgenstern-Price é o que apresenta menores valores de FS mostrando-se como mais conservativo.

Em relação às análises em si, todas as combinações de chuvas antecedentes com chuvas pontuais simuladas, mais cedo ou mais tarde, resultaram na formação de uma instabilidade no talude. A combinação 1200x50 é a que apresenta um efeito mais tardio, tendo um FS abaixo do unitário quase dois meses após a chuva pontual. As combinações 600x100 e 300x200 têm, por sua vez, o valor de FS abaixo do unitário a menos de um mês da chuva pontual cessar. Pode-se assim afirmar que quanto menor for a chuva pontual, apesar de corresponder a uma chuva antecedente maior, mais tarde se dá a instabilidade. Contudo, torna-se também importante verificar se chuvas antecedentes de igual valor mas distribuídas num tempo menor resultam na ocorrência de instabilidades também mais cedo, tendo-se para isso simulado a chuva designada por 600x100(2) (passando em diante a designar a anterior combinação de valor igual por 600x100(1)). A chuva da nova simulação diferencia-se da anterior pela distribuição da chuva antecedente em apenas dois meses de 200 mm/mensais mantendo a chuva pontual um mês após o término da anterior, ou seja, ao 90º dia. Nesta simulação e nas próximas utilizou-se apenas o método de pesquisa 2 por ter sido verificado como mais conservativo em todas as análises anteriores. A evolução dos valores de FS ao longo do tempo apresenta-se na figura 5.38.

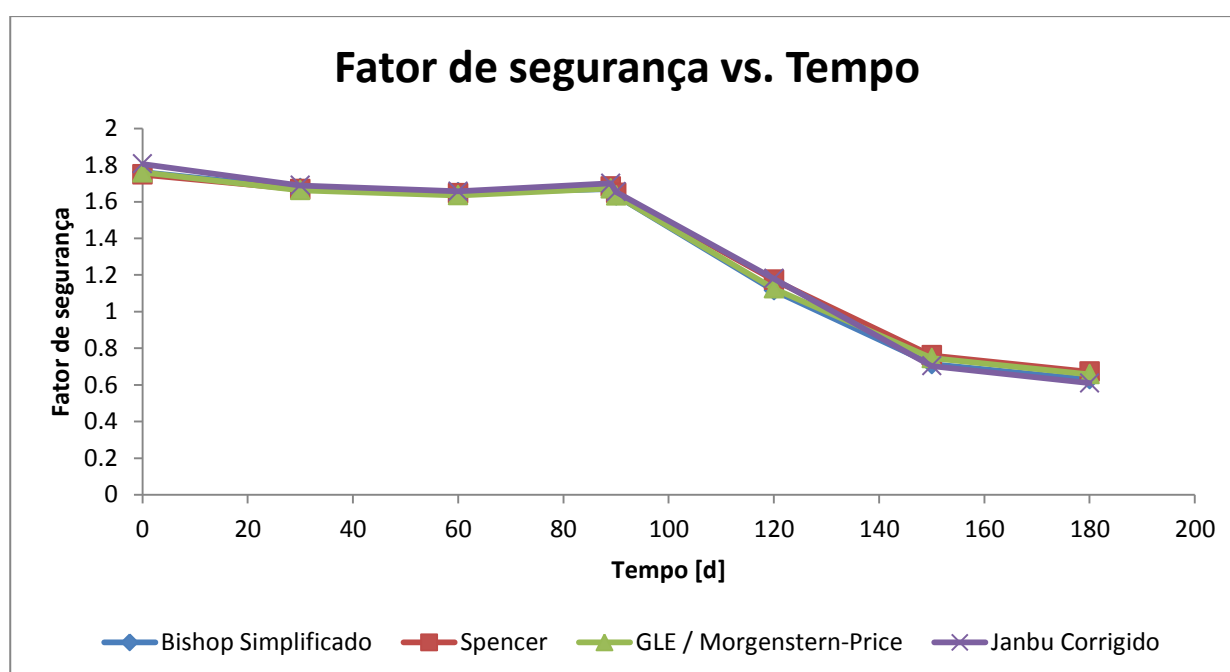


Fig. 5.38 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x100(2) – método 2.

Os resultados obtidos demonstram que, de facto, o igual valor de pluviometria distribuído num tempo mais curto resultará também na formação da instabilidade mais cedo. No entanto, note-se que esta mantém o tempo aproximado de um mês após a chuva pontual.

Quanto ao local onde se dão as instabilidades, os resultados das simulações são consistentes. Todas se localizam a meio do talude, mais concretamente no estreitamento da primeira camada que ali se verifica. Analisando a variação das poro-pressões, verifica-se que as chuvas pontuais têm o efeito previsto, isto é, contrariam bruscamente a recuperação das sucções encaminhando-as para a sua total anulação ou até para valores de poro-pressão positivos que se traduzem não só na perda de uma importante componente estabilizadora mas também na adição de uma instabilizadora.

As maiores diferenças encontradas entre as três simulações residem na análise das variações dos teores em água. As três provocam a saturação do solo na zona central do talude (onde se dão as instabilidades), sendo que esse forte aumento do teor em água no ponto correspondente, o B, acontece após a chuva pontual. No topo do talude, o ponto A atinge também, ainda que de forma mais lenta, a saturação mas apenas no caso onde a chuva pontual é maior (300x200). Este varia ligeiramente na combinação 600x100 e mantém o seu teor em água natural na combinação 1200x50. Já o ponto C, representativo da parte inferior do talude, apresenta um aumento mais acelerado, chegando à saturação após as duas chuvas pontuais mais fortes, apresentando apenas um pequeno aumento para a chuva pontual de 50 mm. Esta saturação do ponto C nas duas combinações referidas apresenta-se como problemática sendo que apesar das poro-pressões não serem tão afetadas como no ponto B, têm comportamentos muito semelhantes, pelo que se especula que a região inferior do talude pode também ser problemática na questão da estabilidade.

Quanto à hipótese do valor de $R=60.000 \text{ mm}^2$, definido por Gusmão Filho (1997) como crítico para as encostas de Olinda, também se adequar à encosta em estudo, pode-se concluir que as duas últimas análises contribuem bastante para a sua verificação sendo que a primeira devido à tão tardia influência na estabilidade do talude deixa algumas dúvidas que serão expostas no próximo capítulo. Resta assim apenas verificar se valores mais baixos não resultarão também na ocorrência de instabilidades.

Para tal verificação simulou-se uma chuva combinada de 600 mm/trimestrais com uma chuva pontual de apenas 50 mm, em oposição aos 100 mm necessários para $R=60.000 \text{ mm}^2$. Os valores de FS apresentam-se na figura 5.39.

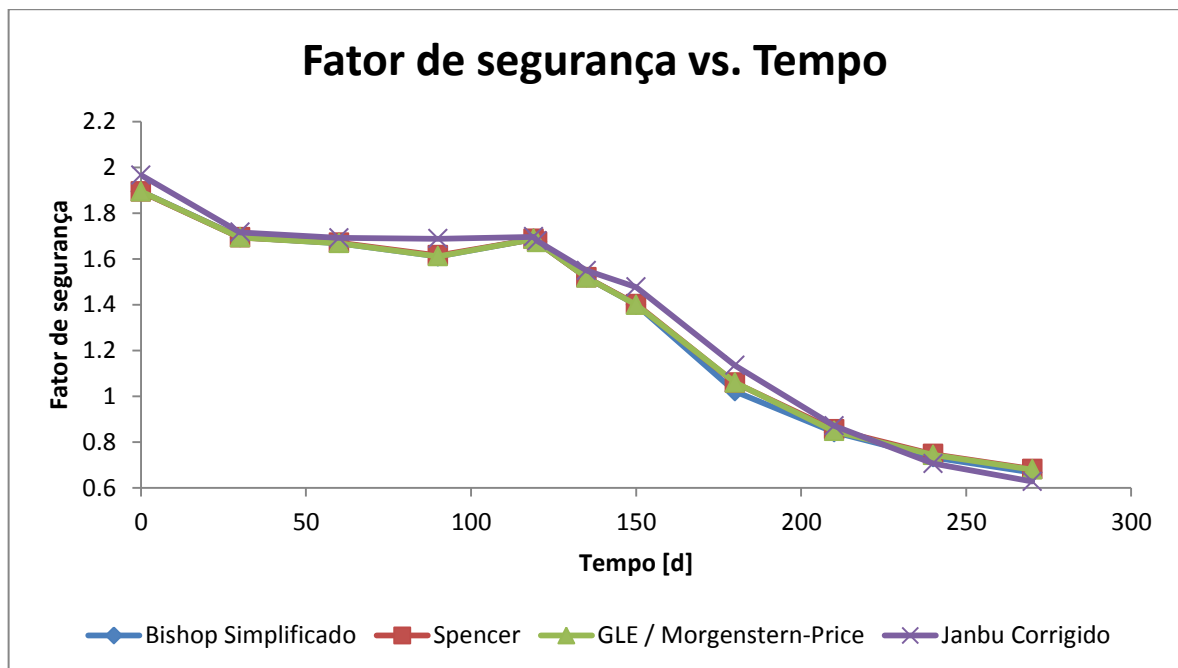


Fig. 5.39 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo para a combinação 600x50 – método 2.

Em relação à combinação 600x50, é perceptível pelos valores de FS obtidos que ocorre uma instabilidade aproximadamente 6 meses após a consideração das chuvas. O comportamento da estrutura é em tudo semelhante à análise da combinação 1200x50 incluindo superfície de rotura e comportamento das variações das poro-pressões e teores em água. Pode-se adiantar nesta fase, como já

referido, que estes efeitos tão tardios não permitem conclusões tão certas quanto as restantes combinações.

5.2.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Não se poderiam finalizar as análises sem estudar a influência que cada característica do solo individualmente tem na estabilidade do talude. Assim, fez-se uma análise de sensibilidade de acordo com a tabela 5.1. Esta análise utiliza a combinação 600x100(1) e diz respeito aos resultados obtidos pelo método de pesquisa 2.

Tabela 5.1 - Tabela resumo da análise de sensibilidade efetuada.

Camada	Propriedade	Distribuição	Valor inicial	Intervalo considerado
1 ^a	ϕ'	Normal	35,3°	32,3° - 45,3°
1 ^a	c'	Normal	4 kPa	2 kPa - 10 kPa
2 ^a	c'	Normal	4 kPa	2 kPa - 10 kPa
3 ^a	c'	Normal	100 kPa	80 kPa - 120 kPa

Na primeira camada, têm-se em consideração o ângulo de atrito e a coesão. A primeira propriedade faz-se variar dentro de valores admissíveis para argilas arenosas, apesar de valores perto do máximo considerado não serem muito usuais. Quanto à coesão, tanto a sua anulação como um aumento muito exagerado seriam irrealistas. Assim, optou-se por um mínimo de 2 kPa e um máximo já com mais variação de 10 kPa. O mesmo se verifica para a coesão da segunda camada que, relembre-se, tem as mesmas características mecânicas da primeira. A terceira camada é a que apresenta para a coesão uma variação maior. Valores de variação mais altos são explicados pela pouca influência que se espera que esta camada tenha.

Os resultados para a fase inicial e a fase crítica (valor de FS menores ou muito próximos do unitário) apresentam-se nas figuras 5.40 e 5.41.

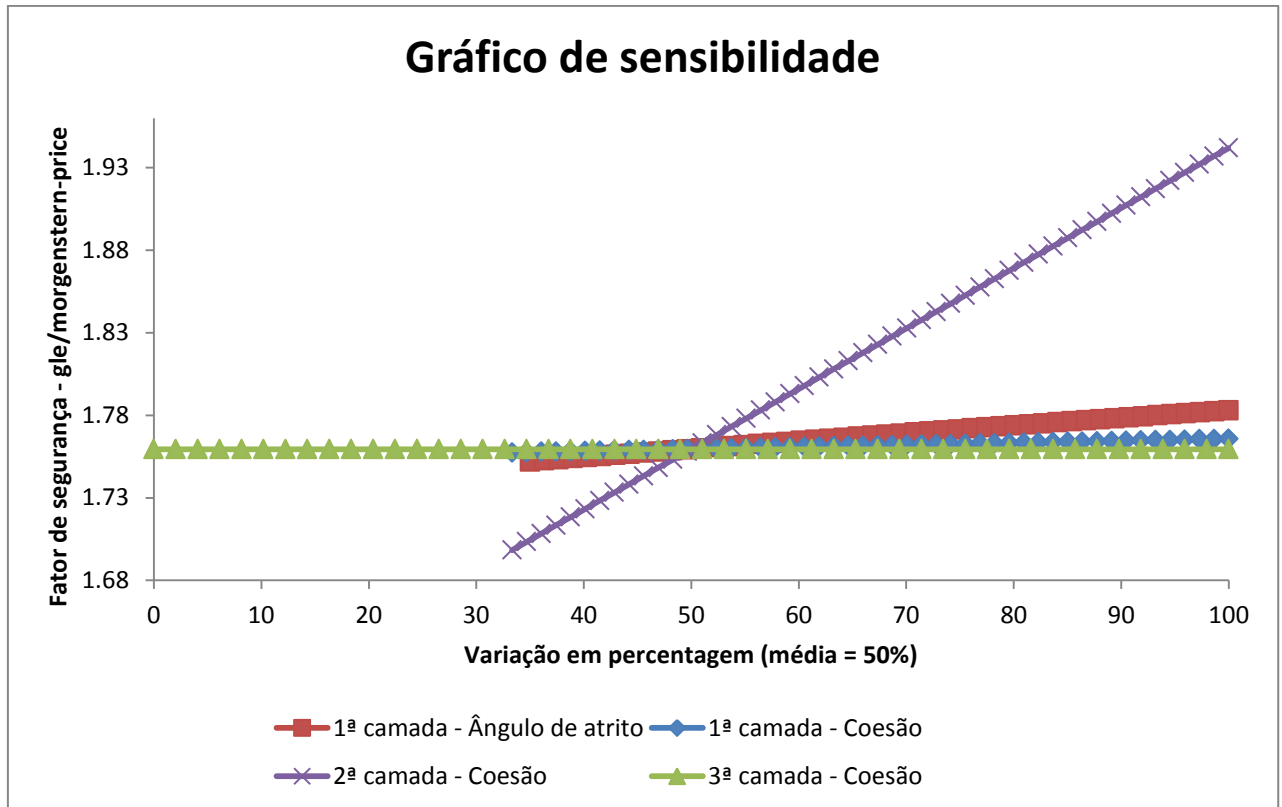


Fig. 5.40 - Gráfico de sensibilidade de acordo com a tabela 5.1 – Fase Inicial.

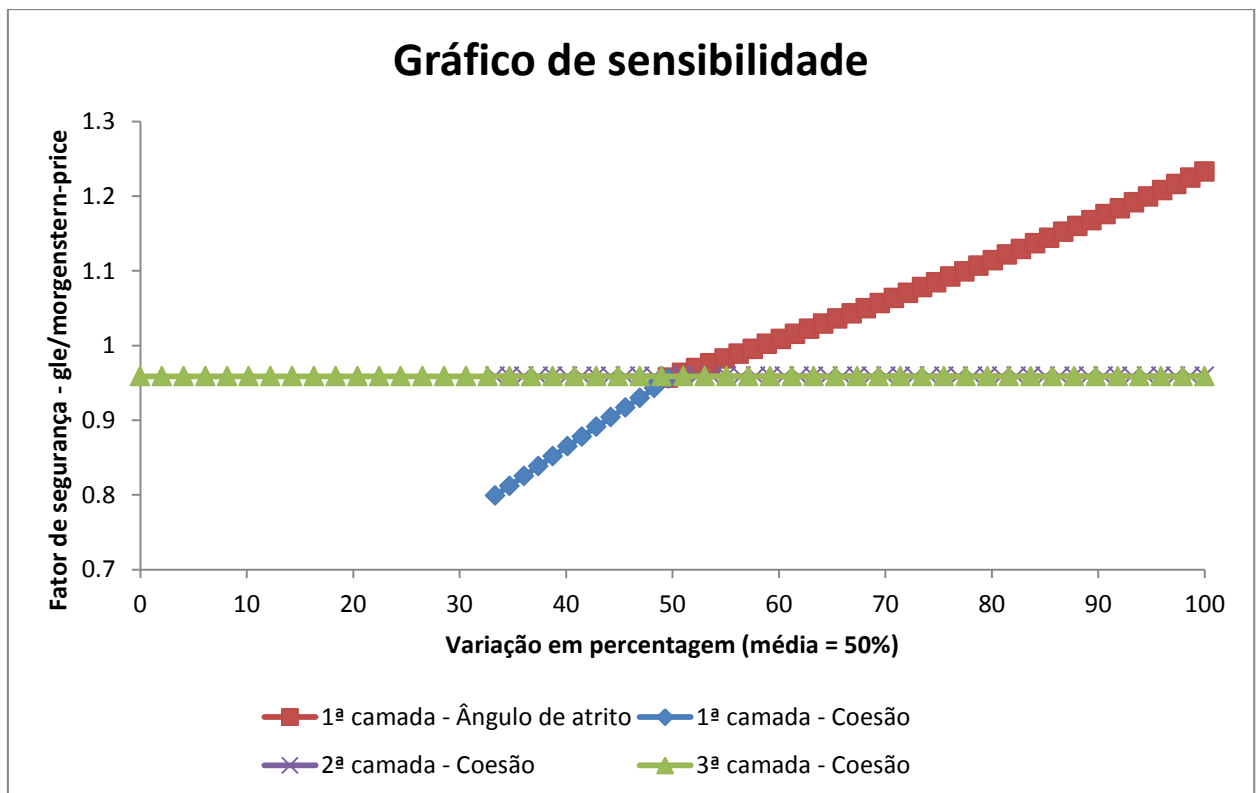


Fig. 5.41 - Gráfico de sensibilidade de acordo com a tabela 5.1 - Fase Instável.

Analisando os dois gráficos de sensibilidade é imediatamente perceptível em ambos que o elevado valor que define a coesão da terceira camada mesmo considerando um intervalo de 40 kPa, não afetará o valor de FS. Já a coesão da segunda camada é a característica que apresenta maior relevância no talude em regime estacionário mas não influencia o valor de FS na fase instável. Note-se no entanto que devido aos elevados valores de FS para esta fase inicial, no caso estudado, a precisão com que se determinou esta característica é suficiente. A coesão da primeira camada, por sua vez, tem o efeito contrário em relação à mesma característica da camada subjacente apresentando relevância na fase instável. Em relação ao ângulo de atrito da primeira camada, é evidente a sua influência na análise de estabilidade de um talude acentuada na fase instável. Apesar de valores de ângulo de atrito tão grandes quanto o considerado como limite máximo não serem usuais, é de salientar que a boa definição deste parâmetro é essencial pois influencia fortemente o valor de FS podendo-o fazer variar entre valores representativos de uma considerável estabilidade para uma muito provável instabilidade.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES

Ficou claro ao longo deste estudo que a influência que a infiltração das chuvas tem na estabilidade do talude é incontornável. Acerca das propriedades hidráulicas mais relevantes do solo, concluiu-se que a sua baixa permeabilidade tem efeitos positivos ao limitar a infiltração de chuvas pontuais de intensidade potencialmente devastadora, mas que também resulta numa perigosa deficiência no escoamento da água que se infiltra devido a chuvas de longa duração. Assim, quanto às instabilidades criadas pela chuva, conclui-se que estas resultam do efeito combinado de chuvas de pelo menos 3 a 4 meses antecedentes com chuvas pontuais que accionam a instabilidade.

Em jeito de nota, por ultrapassar o ónus deste trabalho, é importante referir que a água ao não se conseguir infiltrar no solo, por acção da gravidade escorregará pela superfície do talude em sentido descendente podendo: a curto prazo, dar origem a enxurradas devastadoras, principalmente existindo no local acumulação de lixo como se veem nas figuras 3.2b e 3.3b; e a longo prazo, acelerar o processo de erosão a que está sujeita a superfície do talude.

Os resultados considerados no primeiro parágrafo deste capítulo seguem a mesma linha de pensamento dos estudos que Gusmão Filho (1997) efetuou nas encostas de Olinda. No entanto, apesar da ideia principal ser adaptável à encosta em análise existem algumas diferenças que não se podem menosprezar. O autor do estudo referido obtém R, que resulta da multiplicação do valor das chuvas antecedentes com o valor da chuva pontual accional, representativo de perigo iminente quando este toma o valor de 60.000 mm^2 . Verificando-se neste trabalho a representatividade crítica que este valor mantém ao ser adaptado para a encosta em causa, observa-se no entanto uma importante diferença no intervalo a considerar para as chuvas antecedentes que se passa a explicar. De facto, todas as combinações efetuadas para análise da validade do valor na encosta em estudo resultaram na produção de uma instabilidade. Porém umas distinguem-se das outras pelo efeito tardio que têm no talude. Clarificando, as combinações 600x100(1) e 300x200 ocorrem na formação de instabilidades até ao último terço do quinto mês contado desde o início da consideração das chuvas antecedentes até à dita ocorrência, sendo que a combinação 600x100(2) por ter uma chuva antecedente de igual intensidade mas durante um mais curto intervalo de tempo instabiliza o talude um mês mais cedo. Já a combinação 1200x50 e, a combinação inferior (por resultar num R menor) 600x50 apresentam os mesmos efeitos após o primeiro terço do sexto mês após o início das chuvas a considerar. Ora, Gusmão Filho (op. cit.) considera que as chuvas antecedentes devem ser consideradas a partir do mês de Janeiro considerando que é neste mês que as chuvas iniciam a sua influência na estabilidade dos taludes estudados. No entanto, desconhecendo os detalhes do seu trabalho, onde se poderiam esclarecer dúvidas acerca da semelhança ou não do comportamento hidráulico dos solos em causa nas diferentes regiões e, de também grande relevância, acerca da profundidade a que se dão as instabilidades por ele estudadas, crê-se que pelo menos para o presente caso, o início da influência das chuvas se dá mais tarde. Assim,

justificada pela muito baixa permeabilidade que a segunda camada do talude apresenta, da análise detalhada dos resultados, mais concretamente atentando à variação dos teores em água, depreende-se que a água que se infiltra no talude, proveniente das tais chuvas de longa duração anteriores, se acumula a uma muito baixa profundidade - tenha-se em conta a superficialidade dos mecanismos de rotura obtidos -, pelo que se especula que quando sujeita às extremamente altas temperaturas, que o clima tropical do local apresenta, parte da água emprisionada no talude se perderá por evaporação. Quer isto dizer, que a consideração das chuvas antecedentes se deveria iniciar apenas a partir de Março onde o início do inverno traduzir-se-á em temperaturas relativamente mais baixas. Note-se que, numa muito breve análise do histórico de escorregamentos listados por Neto (2014), os meses entre Maio e Agosto são os que registam mais ocorrências, precisamente 2 a 5 meses após o início do inverno.

Em relação ao local onde se formam os mecanismos de rotura, as combinações são unânimes. Podendo-se afirmar que o talude é mais susceptível à rotura no estreitamento da primeira camada que se dá sensivelmente a meio deste. Este resultado não constitui surpresa tendo em conta a forte acumulação de água que se previa nesta zona. Como justificado no momento de previsão, experimentando grande dificuldade em penetrar na segunda camada devido à sua muito baixa permeabilidade, e encontrando um estreitamento no caminho do escoamento naturalmente descendente, a água acumula-se na zona adjacente aumentando o teor em água presente nessa zona que se traduz num aumento do nível de saturação do solo e consequente perda não só de resistência ao corte mas também das benéficas sucções.

Chama-se no entanto à atenção para as chuvas pontuais accionais de maior valor que resultam numa saturação não só na zona do estreitamento referida mas também na parte inferior do talude. Assim, apesar de esta não ser considerada como a zona mais crítica, não quer dizer que não apresente risco de deslizamento. Importa assim atentar que uma medida de estabilização da parte intermédia do talude poderá apenas resultar numa transmissão do problema para a parte inferior deste.

Quanto aos métodos para análise de estabilidade, optou-se por considerar as superfícies de rotura calculadas pelo método GLE/Morgenstern-Price. A opção é justificada por este se ter verificado como o mais conservativo, dando-se especial importância a este fator devido às graves consequências que resultariam em caso de rotura. Em relação aos restantes métodos, verificou-se que entre os dois métodos rigorosos não existem diferenças que se possam considerar como significativas. Já o método não rigoroso de Janbu corrigido foi o que apresentou os maiores valores de FS, apresentando uma tendência à sobrestimação destes. Note-se que o comportamento contrário, ou seja, a subestimação destes é expectável para o método sem correcção. Por último, o método não rigoroso de Bishop simplificado, apesar de se especular como sendo o menos adequado por ser recomendado para superfícies circulares e terem sido encontradas superfícies mais vulneráveis pelo método de pesquisa não circular, surpreende ao calcular valores de FS a par dos métodos rigorosos chegando mesmo em alguns casos a comportar-se de forma mais conservativa do que o de GLE/Morgenstern-Price.

Sobre as análises de sensibilidade, em relação à fase inicial a influência da coesão da segunda camada é evidente. Esta deve-se às menores sucções que a segunda camada experimenta, por se encontrar mais próxima do nível freático, que ao ter valores mais baixos faz com que os valores da componente correspondente à coesão tenham um peso maior nos valores de FS (ver equação 5.1). Já na fase crítica, definida por valores de FS iguais ou inferiores à unidade, observa-se que o ângulo de atrito e a coesão da primeira camada tomam especial relevância no cálculo de FS. A razão para este comportamento segue a mesma linha de pensamento do anterior. Assim, devido à quase anulação das poro-pressões negativas (sucção) que o elevado nível de saturação do solo nesta fase provoca, os valores de FS sujeitam-se a uma maior influência das outras componentes estabilizadoras.

6.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nas considerações finais deste trabalho é importante notar que na caracterização do comportamento hidráulico da primeira camada, mais propriamente no desenho da sua curva característica descrita como expectável, optou-se pela definição de um patamar onde os valores de sucção variam dentro de um grande intervalo para um mesmo teor em água. Esta opção justifica-se com o comportamento bimodal expectável e apontado pelos resultados do ensaio do método do papel filtro. No entanto, após avaliação e discussão dos resultados obtidos, pensa-se que uma suavização deste patamar, ou seja, definindo-o com um muito pequeno declive, não afetaria a sua bimodalidade e a caracterização do comportamento hidráulico da camada em causa crê-se que seria mais realista.

Relativamente ao *software* utilizado existem também alguns aspetos que são importantes discutir. Este tem um interface relativamente simples principalmente se o utilizador já tiver contactado com outros programas de análise de estabilidade de taludes. A incorporação da análise hidráulica revela-se como muito vantajosa pelos efeitos comprovados da água na estabilidade do talude. A visualização combinada dos resultados das duas análises facilita a percepção e a detecção dos comportamentos do talude, considerando-se essencial visualizar a variação de propriedades, tensões e comportamentos ao longo de todo o talude mas principalmente nas zonas críticas.

Quanto a limitações do programa, duas observações revelam-se oportunas. A primeira diz respeito às vastas propriedades hidráulicas pré-definidas para materiais “modelo”. Isto é, se por um lado se enaltece a importância da existência destas opções para definição de certas características do material, onde até referências bibliográficas colocadas no mesmo menu se revelam oportunas, por outro lamenta-se a não inclusão de propriedades hidráulicas pré-definidas para materiais com comportamentos mais complexos, como é o caso da primeira camada definida como constituinte do talude em estudo cuja curva característica ao apresentar uma não tão típica bimodalidade, em oposição à unimodalidade, não encontra nenhuma outra opção se não a inserção manual dos seus dados. Servindo estes modelos disponibilizados pelo *software* para comparações de resultados variando estas relações, no exemplo referido entre sucções e nível de saturação do solo, para verificar as mudanças de comportamento experimentadas pela estrutura em análise, ou para suprir uma possível falta de ensaios que definam estas mesmas relações, crê-se que nestes casos menos usuais o programa limita este tipo de análises comparativas. A segunda observação segue a mesma linha de pensamento, sendo que admitindo a importância do comportamento hidráulico das estruturas nas análises de estabilidade, considerar-se-ia igualmente importante a possibilidade de manipular propriedades hidráulicas nas análises de sensibilidade.

Como sugestão, pensa-se que a inclusão de uma janela onde se facilitasse a comparação entre resultados para duas diferentes análises se revelaria favorável à interpretação de resultados por parte do utilizador.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como explicado no capítulo 4 aquando da consideração dos estudos que correlacionam chuvas com escorregamentos, existem duas diferentes abordagens que se podem tomar. A que estabelece relações empíricas através do estudo da pluviometria da região e as relaciona com retro-análises de escorregamentos ocorridos, e a que utiliza métodos de cálculo analíticos para analisar mais pormenorizadamente a influência das chuvas e o efeito que têm num problema limitado a uma só área

de risco. Das duas abordagens concluiu-se que a melhor solução passa pela combinação das duas. Assim, sendo o presente trabalho claramente enquadrado na análise analítica beneficiará se complementado com estudos direccionados para a abordagem que faz uso da retro-análise.

No entanto, crê-se que um outro estudo analítico com uma diferente natureza se impõe antes do importante complemento empírico. Explicitando, um trabalho onde se analisasse, através da instalação de piezómetros e até inclinómetros nas encostas de elevado risco de Camaragibe, a evolução dos respetivos níveis piezométricos numa clara semelhança ao trabalho desenvolvido por Gusmão Filho (1997) nas encostas de Olinda, e a variação dos deslocamentos entre períodos secos e chuvosos, esclarecer-se-ia a existente dúvida na definição do intervalo de chuvas antecedentes a considerar. Para além disso, esta seria uma hipótese muito mais viável do que um estudo da influência que as altas temperaturas provenientes do clima tropical da região têm na evaporação da água. Note-se que mesmo procedendo a tal estudo, este estaria limitado a uma só área devido a especificidades como, por exemplo, a profundidade na qual a água penetra e se encontram as superfícies de rotura mais prováveis, enquanto que o sugerido poderá sofrer, ainda que adaptadas, generalizações mais fáceis e necessárias.

Todos os estudos sugeridos surgem da necessidade da implementação de um sistema de monitorização e alerta por parte da Defesa Civil de Camaragibe, que proteja a população contra futuros movimentos de massa. Note-se que apesar da atenção dada ao problema por parte deste órgão público, cuja rápida atuação está provada que diminui ou até mesmo evita consequências de maior magnitude, até ao momento não existem dados oficiais acerca de um sistema de monitorização e alerta eficaz para o município de Camaragibe.

Tendo em conta que a educação é uma das mais eficazes medidas na luta contra os comportamentos de risco a que a população se sujeita, sugere-se o apoio e multiplicação de algumas campanhas já criadas que informem e eduquem a população acerca da temática em questão.

Para finalizar são ainda sugeridos estudos para se proceder à estabilização dos taludes que apresentam maior risco de deslizamento. Para a Encosta do Alto Padre Cícero foi já estudada e verificada por Neto (2014) a eficácia que uma solução onde se implementaria uma malha de pregagens teria na estabilização do talude. É contudo importante notar que trabalhos da mesma natureza devem não só apresentar a viabilidade técnica da solução mas também a económica para que se adaptem às possibilidades das Defesas Cíveis de cada região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABGE. (1998). *Geologia da Engenharia*. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- AGUIAR, A. B. (2001). *O emprego do permeâmetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e a sua cobertura*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- APAC. (2014). <http://www.apac.pe.gov.br/sighpe/> [Junho 2014]
- BANDEIRA, A. P. N. (2003). *Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no município de Camaragibe-PE*. Tese de Mestrado, UFPE.
- BICALHO et al. (2007). *Filter paper method of soil suction measurement*. <http://hdl.handle.net/1822/12305> [Maio 2014]
- BROOKS, R. H. & COREY, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Colorado State University. Hydrology Paper, Fort Collins, Nr 3, Vol. 27, March.
- CANEDO, P. A. M. (2013). *Fenómenos Transitórios de Humidificação na Estabilidade de Taludes na Região Demarcada do Douro*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- CIA. (2014). <https://www.cia.gov/library/publications/the-world-factbook/geos/br.html> [Maio 2014]
- CLIFTON, A.W. WILSON, G.W. e BARBOUR, S.L. (Editors). (1999). *The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics: Fredlund Volume*. NRC Research Press, Ottawa, Ontario, Canada.
- CRUDEN, D.M. & VARNES, D. (1996). *Landslide Types and Processes*. In: Landslides Investigation and Mitigation. A. Keith Turner, Robert L. Schuster, editors. Special Report/Transportation Research Board, National Research Council, 247. Washington.
- CUNDA, Á. V. (2009). *Otimização de custos em projetos de fundação do tipo sapata em função das propriedades dos solos*. <http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/24080/000741558.pdf?sequence=1> [Maio 2014]
- D'ORSI, R. N. (2011). *Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da serra dos órgãos da rodovia federal BR-116 RJ (Rio-Teresópolis)*. Tese de Doutorado, UFRJ.
- DUNCAN, J. M. (1996). *State of the art: limite equilibrium and finite-element analysis of slopes*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 7 July 1966.
- EM-DAT. (2014). http://www.emdat.be/result-disaster-profiles?disgroup=natural&period=1900%242014&dis_type=Mass+movement+wet&Submit=Display+Disaster+Profile [Maio 2014]
- EM-DAT. 2014. <http://www.emdat.be/result-country-profile> [Maio 2014]
- FERREIRA, J. L. F. (2012). *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- FREDLUND et al. (1994). *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. <http://www.soilvision.com/downloads/docs/pdf/research/cangeopredict.pdf> [Maio 2014]
- FREDLUND, D. G. e RAHARDJO, H. (1940). *Soil mechanics for unsaturated soils*. A Wiley-Interscience Publication, USA.

FREDLUND, M. D., FREDLUND, D. G. & WILSON, G. W. (1997). *Estimation of unsaturated soil properties using a knowledge-based system*. Proc. ASCE-Fourth Congress on Computing Civil Engineering, Philadelphia, Pennsylvania, 16-18 June, 1997.

GERSCOVICH, D.M.S. (2009). Estabilidade de taludes. <http://pt.scribd.com/doc/66276545/Estabilidade-de-Taludes-UERJ>. [Abril 2014]

GERSCOVICH, D.M.S. (2012). Estabilidade de Taludes. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

GUEDES & MARQUES. (2013). Ferramenta de trabalho interna (não publicada), UFPE.

GUSMÃO FILHO, J. A. (1997). Encostas Urbanas: Aspectos Ambientais, Sociais e Políticos. In 2nd Pan-American Symposion Landslides, 2nd COBRAE, Rio de Janeiro.

GUZZETTI, F., PERUCCACCI, S., ROSSI, M. & STARK, C. P. (2007). *Rainfall thresholds for the initiation of Landslides in Central and Southern Europe*. www.irpi.cnr.it [Dezembro 2007 por D'Orsi, 2011]

IBGE. (2011). <http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=260345&search=pernambuco|Camaragibe> [Maio 2014]

MAGALHÃES, J. S. L. A. (2013). *Estudo da estabilidade da encosta Alto do Padre Cícero no município de Camaragibe-PE*. Dissertação de Mestrado, UFPE.

MARINHO, F.A.M. 2010. Conceitos sobre estabilidade de taludes. Universidade de São Paulo Escola Politécnica.

MATOS FERNANDES. (2011). *Mecânica dos Solos Volume 2: Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições, Porto, Portugal.

MATOS FERNANDES. (2011). *Mecânica dos Solos Volume1: Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP edições, Porto, Portugal.

MINISTÉRIO DA CIÊNCIA E TECNOLOGIA. ECOAGÊNCIA. (2011). *Deslizamentos de terra são a maior causa de mortes por desastres naturais*. EcoAgência Notícias Ambientais, 27 Março 2011, EcoAgência, Brasília.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO, (2012). *Plano Plurianual 2012-2015*. http://www.integracao.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=e008bc1e-64bb-4eab-ac09-50451032c336&groupId=10157 [Maio 2014]

NETO, D. P. S. e CARNEIRO, H. C. O. (2014). *Recomendações de estabilização através da técnica de solo grampeado, visando a redução de riscos de deslizamentos de uma encosta em Camaragibe-PE*. Dissertação de Mestrado, UFPE.

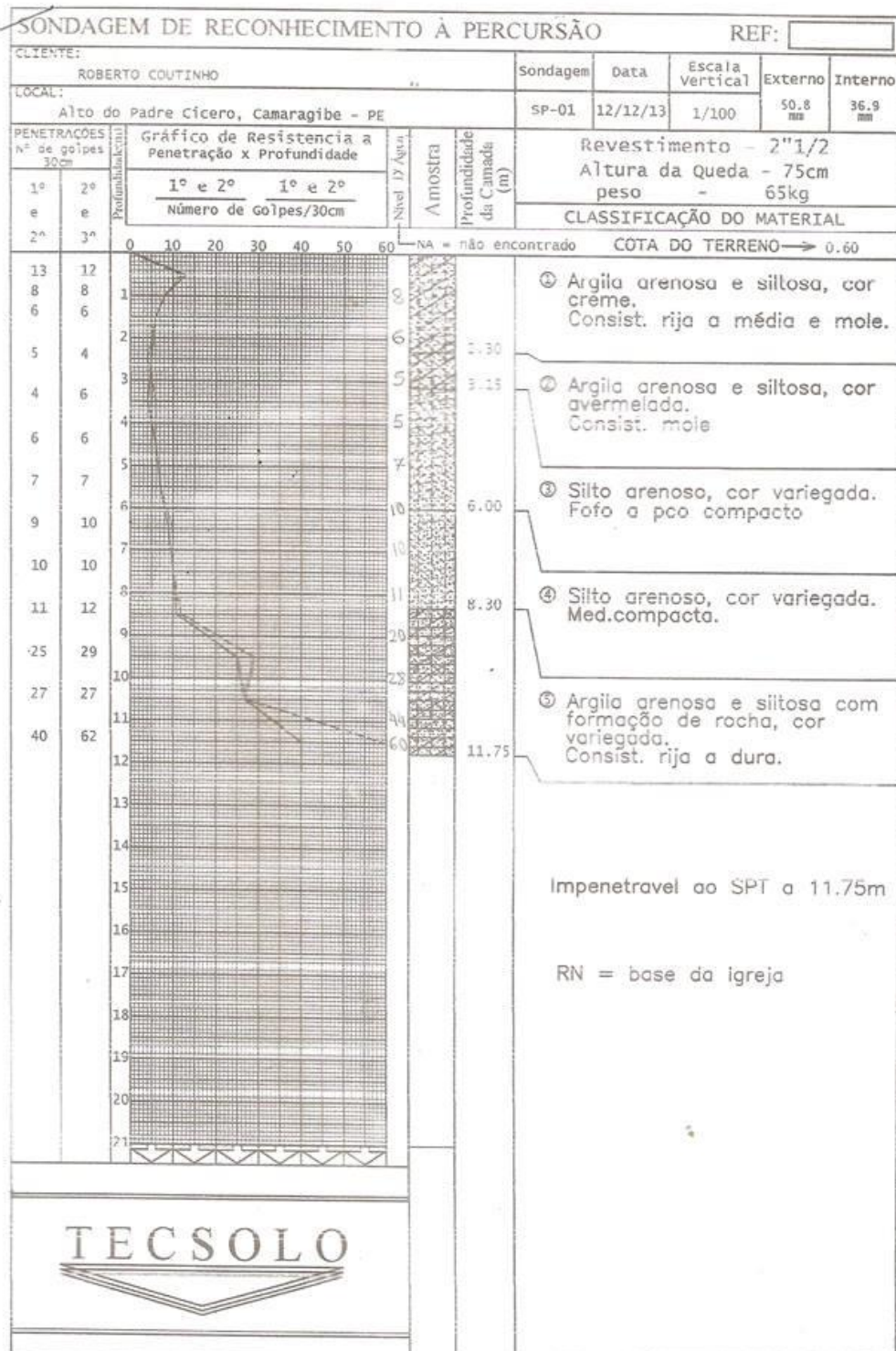
PEIXOTO FILHO, G. E. C. et al. (2012). *Anuário brasileiro de desastres naturais 2011*. http://www.smad.rs.gov.br/downloads/documentos/MI-SNDC_Anuario-Desastres-Naturais-2011.pdf [Junho 2014]

PEIXOTO FILHO, G. E. C. et al. (2013). *Anuário brasileiro de desastres naturais 2012*. http://www.integracao.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=f22cccd-281a-4b72-84b3-654002cff1e6&groupId=185960 [Junho 2014]

ROCSCIENCE. http://www.rocscience.com/help/slide/webhelp/tutorials/Slide_Tutorials.htm [Abril 2014]

- SOUZA NETO, J. B. (2004). *Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)*. Dissertação de Doutorado, UFRJ.
- SOUZA, L. B. (2003). *Dinâmica pluvial e escorregamentos na região noroeste da área urbana de Juiz de Fora (MG)*. Dissertação de Mestrado, UNESP.
- TEDE.UFV. (2006). http://www.tede.ufv.br/tesesimplificado/tde_arquivos/43/TDE-2008-07-24T081515Z-1272/Publico/06%20-%20PART2%20Cap5.pdf [Maio 2014]
- TOPA GOMES, A. M. (2008). *Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical: o caso do metro do Porto*. Dissertação de Doutorado, FEUP.
- VARGAS, M. (1988). *Characterization Identification and Classification of Tropical Soils*. Proc. II Inter. Conference on Geomechanics of Tropical Soils, Singapore.
- VARGAS, M. (1992). *Identification and Classification of Tropical Soil*. US/Brazil. Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soils Mechanics Principles to Structured Soil, Belo Horizonte.
- VARNES, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In: *Landslides analysis and control*. Washington: National Academy of Sciences.
- VIVIAN, J. B. (2008). *Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel*. Dissertação de Mestrado, UFRGS.
- ZURMÜHL, T. e DURNER, W. (1998). *Determination of Parameters for Bimodal Hydraulic Functions by Inverse Modeling*. http://rzv037.rz.tu-bs.de/soil/bokuweb/neue_seite/mitarbeiter/durner/software/eshpim/zu-du-98.pdf [Maio 2014]

ANEXO A1

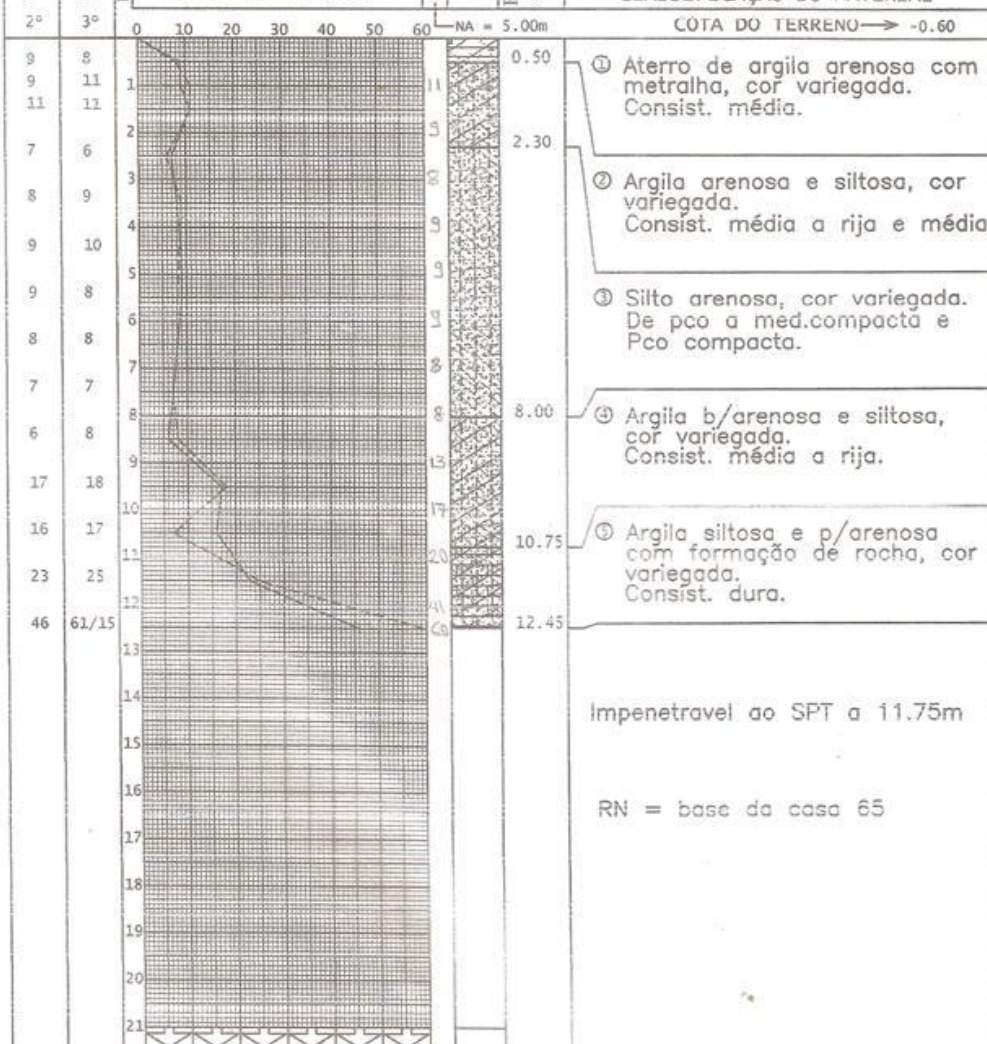


SONDAGEM DE RECONHECIMENTO À PERCURSÃO

REF:

CLIENTE: ROBERTO COUTINHO	Sondagem	Data	Escala Vertical	Externo	Interno
LOCAL: Alto do Padre Cícero, Camaragibe - PE	SP-03	12/12/13	1/100	50.8 mm	36.9 mm

PENETRAÇÕES Nº de golpes 30cm	Gráfico de Resistência a Penetração x Profundidade	Revestimento - 2"1/2 Altura da Queda - 75cm peso - 65kg
1º e 2º e 2º e 3º	1º e 2º Número de Golpes/30cm	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL



TECSOLO

ANEXO A2

PLANILHA DINÂMICA PARA O CÁLCULO DA SUCÇÃO MATRICIAL ATRAVÉS DO MÉTODO DO PAPEL FILTRO												
BASEADA NAS EQUAÇÕES DE CHANDLER et al (1992)												
OPERADORES	IDENTIFICAÇÃO DO ANEL	ALTURA MÉDIA DO ANEL - (cm)	DIÂMETRO DO ANEL - (cm)	ÁREA DO ANEL - (cm2)	VOLUME DO ANEL - (cm3)	PESO DO ANEL - (g)	PESO DO ANEL + SOLO ÚMIDO - (g)	PESO DO SOLO ÚMIDO - (g)	PESO ESPECÍFICO NATURAL - (g/cm3)	UMIDADES GRAVIMÉTRICAS ADO TADAS - (%)	UMIDADES VOLUMÉTRICAS CORRESPONDENTES - (%)	MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS DE SOLO - (g/cm3)
DOUTORANDOS: Gerson Marques e Saul Barbosa Guedes	ANEL 01	1.7	7.29	41.74	70.96	48.56	163.87	115.31	1.63	7.1	11.5	2.65
	ANEL 02	1.68	7.32	42.08	70.70	48.22	155.76	107.54	1.52	10.0	15.2	
	ANEL 03	1.73	7.3	41.85	72.41	46.75	162.32	115.57	1.60	12.9	20.7	
	ANEL 05	1.87	7.28	41.62	77.84	51.41	175.89	124.48	1.60	16.0	25.6	
	ANEL 06	1.68	7.31	41.97	70.51	48.19	158.65	110.46	1.57	19.1	29.9	
	ANEL 10	1.7	7.3	41.85	71.15	48.58	158.2	109.62	1.54	22.1	34.0	
	ANEL 100	1.77	7.32	42.08	74.49	45.14	155.89	110.75	1.49	25.3	37.6	
	ANEL 002	1.69	7.3	41.85	70.73	48.12	158.9	110.78	1.57	28.1	44.1	

ÍNDICE DE VAZIOS - (e _o)	POROSIDADE (n) - (%)	GRAU DE SATURAÇÃO (S _o) - (%)	CONTEÚDO DE AR - (%)	DATA DE COLOCAÇÃO DO PAPEL FILTRO	DATA DA PESAGEM DO PAPEL FILTRO	CÁPSULAS	PESO ÚMIDO DO PAPEL	DATA DA PESAGEM DO PAPEL FILTRO SECO	PESO SECO	UMIDADE DO PAPEL FILTRO (%)	VALOR DA SUCÇÃO (kPa)	
							(g)		(g)		PARCIAL	MÉDIO
0.75	42.74	25.2	32.0	21/05/2014	29/05/2014	221	0.0911	30/05/2014	0.0802	13.59	9877	9613.5
						001	0.0889		0.0780	13.97	9350	
0.92	47.81	28.9	34.0	21/05/2014	29/05/2014	136	0.0917	30/05/2014	0.0774	18.48	4907	5602.1
						431	0.0865		0.0741	16.73	6297	
0.88	46.67	39.2	28.4	21/05/2014	29/05/2014	8B	0.1326	30/05/2014	0.1113	19.14	4463	4513.0
						066	0.1498		0.1259	18.98	4563	
0.92	47.97	46.0	25.9	21/05/2014	29/05/2014	79	0.1197	30/05/2014	0.0827	44.74	114	117.9
						252	0.1150		0.0797	44.29	122	
1.01	50.37	49.9	25.2	21/05/2014	29/05/2014	16	0.1910	30/05/2014	0.0846	125.77	7	7.0
						767	0.1783		0.0792	125.13	7	
1.10	52.37	53.2	24.5	21/05/2014	29/05/2014	407	0.2833	30/05/2014	0.1140	148.51	5	4.8
						169	0.2010		0.0821	144.82	5	
1.23	55.21	54.3	25.2	21/05/2014	29/05/2014	744	0.2312	30/05/2014	0.0862	168.21	3	3.5
						214	0.3401		0.1286	164.46	4	
1.17	53.87	63.8	19.5	21/05/2014	29/05/2014	18	0.3385	30/05/2014	0.1294	161.59	4	3.5
						02B	0.3298		0.1212	172.11	3	

ANEXO A3

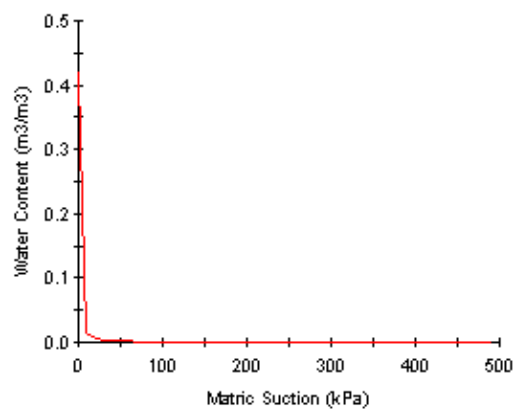


Fig. A.3.1 - Curva característica adotada para a camada Argila Arenosa e Siltosa (menos permeável).

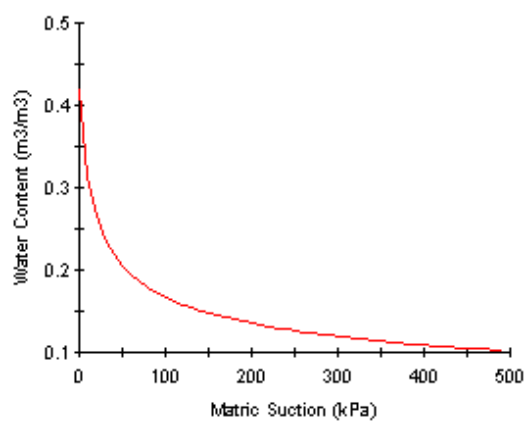


Fig. A.3.2 - Curva Característica adotada para a camada Argila Arenosiltosa (rija a dura).

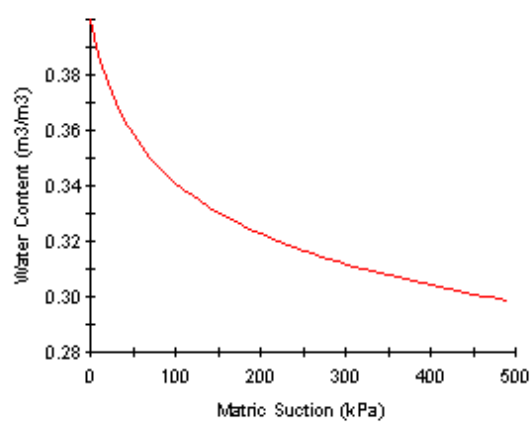


Fig. A.3.3. - Curva característica adotada para a camada Argila Arenosa e Siltosa com Formação de Rocha.