

EFEITO DA PENETRAÇÃO DA CHUVA NA ESTABILIDADE DE ENCOSTAS ARGILOSAS

O Caso da Linha do Norte

GUIOMAR PEREIRA RODRIGUES

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

Orientador: António Campos e Matos

Co-Orientador: Pedro Pereira

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmãos e Amigos,

*Somos o material de que os sonhos são feitos,
e a nossa pequena vida está rodeada de sonho*
William Shakespeare

AGRADECIMENTOS

Ao excelentíssimo Professor Campos e Matos, meu orientador, um agradecimento profundo pela forma séria, didáctica e culta com que comunica com todos nós. Que continue a expandir horizontes a jovens engenheiros.

Ao Pedro, meu co-orientador, um profundo agradecimento pela disponibilidade demonstrada e pela forma séria com que encarou os problemas com que me debati ao longo de todo o projecto. Que nunca perca o espírito como encara a engenharia.

Ao excelentíssimo professor Couto Marques, um especial agradecimento pela ajuda prestada ao longo de todo o projecto. Que continue a inspirar os jovens engenheiros.

Aos meus pais, pelo carinho com que me educaram, pela inspiração que representam na minha vida, por tudo o que me proporcionaram e continuam a proporcionar. Que eu seja digna do vosso orgulho e que um dia eu vos possa proporcionar tanto quanto a mim proporcionaram.

Aos meus irmãos, porque também eles inspiram a minha vida. Que as vossas ambições sejam cumpridas.

Ao meu avô, por tudo o que me ensinou e pelo interesse que sempre demonstrou na minha educação. Que nunca desistas de ensinar.

À minha avó, por ser a avó mais querida do mundo! Que nunca desistas de transmitir carinho.

À minha madrinha, pela alegria que me transmite. Que a vida te continue a proporcionar uma vida feliz.

À minha afilhada, por ser a Juliana Toc-Toc que ilumina a minha vida. Que continues a crescer na alegria e felicidade que transmites.

À Sofia, por ser um exemplo a seguir, por toda uma amizade que nunca vai acabar. Que tenhas um futuro brilhante pela frente e que nunca te esqueças que vou sempre estar aqui para o que precisares.

À Patrícia, pela forma como sempre me apoiou, guiou e cuidou. Que a nossa amizade nunca acabe e que sejas muito feliz do lado do Miguel.

À Xana, pela sabedoria que transmite e pela honra que me dá em ser minha amiga. Que continues a ser como és e que tenhas um futuro brilhante pela frente.

À Joana, à Liliana (Lucinda, Lucrécia), à Andreia, à Mónica, à Jotinha, pela amizade e companheirismo que sempre me proporcionam, pelo carinho que me dão, pela forma com que sempre me apoiaram, pelas experiências que já vivemos juntas. Sem vocês eu não seria tão feliz. Que a nossa amizade continue até ao fim da nossa vida.

Ao Catarino e ao Juanito, por todo o apoio prestado ao longo dos anos de faculdade, por me guiarem e encaminharem. Que a amizade que criamos nunca cesse e que vocês superem todas as vossas ambições.

Ao Tini, por todo o apoio prestado no decorrer do meu projecto. Que o futuro permita o teu sucesso.

Ao Zé Alberto, por nunca me ter feito sentir sozinha. Que a nossa amizade perdure e que a música continue a ser uma paixão na tua vida.

RESUMO

As vias-férreas são extremamente sensíveis à estabilidade dos terrenos que as compõe e envolvem. O risco associado à potencial instabilidade destes terrenos advém essencialmente das condições meteorológicas adversas que se fazem sentir na envolvente do local. Nota-se no entanto que as principais causas de instabilidade sentidas devem-se à ocorrência de fenómenos pluviométricos, mediante a infiltração da água no terreno e por isso a caracterização da influência da pluviometria apresenta-se pois essencial na criação e adaptação de sistemas de controlo e gestão de risco, no que diz respeito a deslizamentos de taludes.

Nestes casos os deslizamentos são consequência do avanço da frente molhada que provoca o aumento da pressão da água nos poros e consequentemente uma redução na sucção que se traduz numa perda de coesão do terreno. Em alguns casos verifica-se também a elevação do nível freático que também pode causar instabilidade devido ao aumento da pressão.

Dependendo da capacidade de retenção da água do solo, da condutividade hidráulica, do perfil geotécnico do talude e das condições pluviométricas locais, condições estas definidas com base nos parâmetros das curvas IDF, o deslizamento pode ocorrer subitamente ou, como muitas vezes se verifica, dias após o fim da precipitação.

Neste projecto pretende-se então demonstrar como é que a estabilidade é afectada de acordo com a ocorrência do fenómeno pluviométrico, em função da redução da coesão.

No âmbito deste projecto foi modelado um caso de estudo com o objectivo de avaliar a resposta de um talude, inserido numa linha ferroviária portuguesa (Linha do Norte), a diferentes eventos pluviométricos. A modelação será realizada através de uma análise transitória (SEEP/W), que permitirá perceber a evolução da frente molhada durante o evento pluviométrico e até 5 dias após o término do mesmo, acoplada a uma análise de equilíbrio limite (SLOPE/W), que permitirá perceber a evolução do factor de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Risco, Infiltração, Teor de humidade, Coesão, Estabilidade de Taludes

ABSTRACT

The railway tracks are extremely sensitive to the stability of the layers of land they're built upon. The associated risk to this latent instability is mainly due to the meteorological phenomena which its surrounding are subjected to. One can see, though, that the main cause for land instability is the rainfall phenomenon and, thus, water infiltration. that is reason why it becomes essential that risk management and control systems are created, when It comes to slide slope.

In this case, sliding is a consequence of the wet forefront headway, which leads to rising in water pressure in the pores. This very phenomenon will result in a reduction in suction which brings un-cohesion.in some cases, one can also find a rise in the freatic level also leading to instability due to the increased pressure.

Depending on the soils water holding capacity, on the hydraulic conductivity of the slope's geotechnical profile and on the local rainfall conditions – defined by parameters related to the IDF Curves – gliding can occur suddenly or days after rainfall termination, which often happens.

This project's main purpose is to study at which extent soil stability is affected by rainfall phenomena, according to according to cohesion reduction.

On the course of this study, a case study has been modeled: the main goal is to assess the behavior of a slope, situated among a Portuguese railway track (Northern line),when subjected to different rainfall patterns. This modulation process will be done using a transitorily analysis (SEEP/W). This process will allow one to evaluate the evolution in the wet forefront during rainfall and until 5 days after its terminus. This evaluation, later linked to a limit analysis (SLOPE/W), which will enable a better understanding about the safety factor evolution.

KEYWORDS: Risk, Infiltration, Volume water content, Cohesion, Slope Stability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xv
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO PROJECTO	2
2. RISCO E SEGURANÇA EM GEOTECNIA	3
2.1. CONCEITO GERAL DE RISCO	3
2.2. RISCO EM GEOTECNIA	4
2.2.1. RISCO EM FERROVIA	6
2.2.2. PLUVIOMETRIA E RISCO ASSOCIADO	7
2.2.3. ALGUMAS MEDIDAS MITIGADORAS DE RISCO EM SOLOS	9
2.3 RISCO E SEGURANÇA, CONCEITOS INDISSOCIÁVEIS	11
2.4 SEGURANÇA EM FERROVIAS	11
2.4.1 EVOLUÇÃO TEMPORAL DA SEGURANÇA	12
3. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO QUE COMPÕE O CASO DE ESTUDO	13
3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. SOLOS SENSÍVEIS AO TEOR DE HUMIDADE (ARGILAS)	14
3.2.1. INTRODUÇÃO	14
3.2.2. PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM AS ARGILAS	17
3.2.2.1. Índice de consistência	17
3.2.2.2. Índice de liquidez	18
3.2.2.3. Actividade	18
3.2.3. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ARGILOSO DA LINHA DO NORTE	19

4. PLUVIOMETRIA	23
4.1. CICLO HIDROLÓGICO	23
4.2. FORMAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO	24
4.2.1. DA HUMIDADE ATMOSFÉRICA À PRECIPITAÇÃO	24
4.2.2. MECANISMOS DE FORMAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO	25
4.2.2.1. Processo de colisão e coalescência	25
4.2.2.2. Processo de cristais de gelo (Bergeron)	26
4.3. BREVE CARACTERIZAÇÃO DA PLUVIOMETRIA EM PORTUGAL	28
4.3.1. SITUAÇÃO GEOGRÁFICA E CLIMA	28
4.3.2. PRECIPITAÇÃO	29
4.4. CURVAS DE INTENSIDADE DURAÇÃO E FREQUÊNCIA	31
5. ESTABILIDADE DE TALUDES. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO	37
5.1. INTRODUÇÃO	37
5.2. CONCEITOS A TER PRESENTES NO ESTUDO DA ESTABILIDADE	38
5.2.1. INFILTRAÇÃO	38
5.2.2. PRESSÃO NA ÁGUA	40
5.2.2.1. Região não saturada	42
5.2.2.2. Região saturada	44
5.2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE	46
5.2.3.1. Resistência entre partículas	47
5.2.3.2. Imbricamento	48
5.2.3.3. Envolvente de resistência	49
5.2.4. ALGUNS COMENTÁRIOS	52
5.3. ANÁLISES DE ESTABILIDADE	52
5.3.1. INTRODUÇÃO	52
5.3.2. TIPOS DE ANÁLISE	54
5.3.2.1. Análise das tensões	54
5.3.2.2. Equilíbrio limite	54
5.4. ALGUNS MÉTODOS UTILIZADOS EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE BASEADOS EM ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE	57
5.4.1. INTRODUÇÃO	57
5.4.2. SUPERFÍCIE CIRCULAR	58
5.4.2.1. Introdução	58

5.4.2.2. Método das fatias	58
5.4.2.3. Método de Spencer	61
5.4.3. SUPERFÍCIE NÃO CIRCULAR	63
5.4.3.1. Introdução	63
5.4.3.2. Método de Jambu.....	63
5.4.3.3. Método de Morgenstern & Price	67
5.4.4. RESUMO DOS MÉTODOS APRESENTADOS.....	69
5.5. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO	72
5.5.1. INTRODUÇÃO	72
5.4.2. MODELAÇÃO NO SEEP/W	73
5.4.3. MODELAÇÃO NO SLOPE/W	79
 6. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DE RESULTADOS	 83
6.1 INTRODUÇÃO	83
6.2 ESTUDOS ANTECEDENTES	84
6.3 MODELAÇÃO DO TALUDE DA LINHA DO NORTE.....	85
6.4 CARACTERÍSTICAS DAS PRECIPITAÇÕES	90
6.5 RESULTADOS OBTIDOS	92
6.5.1. INTRODUÇÃO	92
6.5.2. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS (SEEP/W).....	92
6.5.2.1. 1º Caso: IDF de 30 minutos a 6 horas – IDF 1	92
6.5.2.2. 2º Caso: IDF de 6 a 48 horas – IDF 2	99
6.5.3. RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE (SLOPE/W)	105
6.5.3.1. 1º Caso: IDF de 30 minutos a 6 horas	106
6.5.3.2. 2º Caso: IDF de 6 a 48 horas	107
6.6 ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES FINAIS	108
 7. CONCLUSÃO	 111
7.1. CONCLUSÕES FINAIS DO TRABALHO	111
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Deslizamento de terras devido à chuva em Blumenau no Brasil	4
Fig.2.2 – Fases fundamentais para uma boa gestão de risco	5
Fig.2.3 – Evolução do risco residual ao longo de acções de estabilização (Campos e Matos, 2008)	5
Fig.2.4 – Distribuição do risco (Campos e Matos, 2008)	6
Fig.2.5 – Quatro níveis de risco geotécnico e suas implicações para o tráfego ferroviário - estudo efectuado pela REFER na linha do Norte	7
Fig.2.6 – Esquema típico para controlo de risco associado a acções pluviométricas (Noguchi, 2000)	8
Fig.2.7 – Mapa que retrata a distribuição geográfica dos 749 municípios afectados por deslizamentos fatais entre o período de 1900 e 2007. As diferentes cores ilustram o número de vítimas causadas nos acidentes (Ardizzone <i>et al</i> , 2007)	9
Fig.2.8 – Diagrama esquemático da técnica de melhoria de solos - Jet Grouting (Rodrigues Carreto, 2000)	10
Fig.2.9 – Exemplos de elementos de drenagem: (a) geotêxteis, (b) geocompósitos drenantes (Justo, 2007).....	11
Fig.2.10 – Registo de incidentes nas linhas férreas Japonesas (Noguchi, 2000)	12
Fig.3.1 – Linha do Minho, quantificação das diferentes litologias.....	13
Fig.3.2 – Linha do Douro, quantificação das diferentes litologias.....	13
Fig.3.3 – Linha do Oeste, quantificação das diferentes litologias.....	14
Fig.3.4 – Linha da Beira Baixa, quantificação das diferentes litologias	14
Fig.3.5 – Fracção de argila vista ao microscópio electrónico. (A): um aglomerado; (B): um detalhe da região assinalada que mostram lamelas típicas das argilas (Morales Carrera, 2008)	15
Fig.3.6 – Dupla camada eléctrica numa partícula de argila (Fernandes, 2006)	15
Fig.3.7 – Limites de Consistência ou de Atterberg (Fernandes, 2006).....	17
Fig.4.1 – Ciclo da Água (M. Evans, 2009)	24
Fig.4.2 – Teamperatura de: Esquerda: Nuvem quente ; Direita: Nuvem fria.....	25
Fig.4.3 – Processo de colisão e coalescência (Grimm, 1999)	26
Fig.4.4 – Processo Bergeron (Grimm, 1999)	28
Fig.4.5 – Carta Hipsométrica Portuguesa, adaptado do Instituto do Ambiente	29
Fig.4.6 – Udógrafo (INAG, 2004)	29
Fig.4.7 – Mapa de isoietas em ano médio, adaptado do Instituto da Água.....	30
Fig.4.8 – Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (adaptada de MATOS e SILVA, 1986)	33

Fig.4.9 – Parâmetros das curvas IDF propostas por BRANDÃO e RODRIGUES,1988, e BRANDAO <i>et al.</i> , 2000, para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 5 a 30 minutos	34
Fig.4.10 – Parâmetros das curvas IDF propostas por BRANDÃO e RODRIGUES,1988, e BRANDAO <i>et al.</i> , 2000, para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 30minutos a 6 horas	35
Fig.4.11 – Parâmetros das curvas IDF propostas por BRANDÃO e RODRIGUES,1988, e BRANDAO <i>et al.</i> , 2000, para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 6 a 48horas	36
Fig.5.1 – Geometria do escorregamento (UERJ, 2008)	37
Fig.5.2 – Teor de humidade vs profundidade. a) Infiltração continua da chuva. b) Depois da infiltração cessar (UFC, 2004).....	38
Fig.5.3 – Variação da capacidade de infiltração de um solo para condições iniciais a) secas e b) húmidas (UFC, 2004)	39
Fig.5.4 – Capacidade de infiltração para o mesmo solo com a) cobertura vegetal e b) sem cobertura vegetal (UFC, 2004).....	39
Fig.5.5 – Curvas de Infiltração (UFC, 2004)	40
Fig.5.6 – Sistema de água no solo (UERJ, 2008).....	41
Fig.5.7 – Variações de humidade e de pressão neutra (UERJ, 2008)	41
Fig.5.8 – Tensões na água em a) solo saturado e b) solo não saturado (UERJ, 2008).....	42
Fig.5.9 – Distribuição de pressão na água dos poros (UERJ, 2008).....	42
Fig.5.10 – Fenómeno de retracção	43
Fig.5.11 – Água capilar e de adsorção (UERJ, 2008).....	43
Fig.5.12 – Curvas características típicas (UERJ, 2008)	44
Fig.5.13 – Pressão da agua nos poros sem fluxo (UERJ, 2008).....	45
Fig.5.14 – Linhas de fluxo num solo com igual coeficiente de permeabilidade (UERJ, 2008)	45
Fig.5.15 – Linhas de fluxo numa zona de descontinuidade com diferentes coeficientes de permeabilidade (UERJ, 2008).....	45
Fig.5.16 – Deslizamento de terras provocados por queda de chuva. Lado esquerdo: Estado de Santa Catarina no Brasil. Lado direito: Estado da Califórnia nos Estados Unidos.....	46
Fig.5.17 – Zona fraca, zona de corte e superfície de corte (LEROUEIL, 2001)	47
Fig.5.18 – Esquema de resistência entre partículas (UERJ, 2010)	47
Fig.5.19 – Coesão entre partículas (UERJ, 2010)	48
Fig.5.20 – Esquema de imbricamento (UERJ, 2010).....	49
Fig.5.21 – Resistência ao corte entre partículas (UERJ, 2010).....	49
Fig.5.22 – Determinação da envolvente de rotura (UERJ, 2010)	50
Fig.5.23 – Envolvente de rotura em solos não saturados (UERJ, 2010).....	51
Fig.5.24 – Plano $\tau \times (u_a - u_w)$ (UERJ, 2010)	51

Fig.5.25 – Projecção horizontal no plano, $\tau \times (u_a - u_w)$ para diferentes valores de sucção (UERJ, 2010)	52
Fig.5.26 – Factores de segurança de projecto (UERJ, 2008).....	53
Fig.5.27 – Equilíbrio de forças (UERJ, 2008).....	55
Fig.5.28 – Equilíbrio de momentos (UERJ, 2008).....	55
Fig.5.29 – Curvas de Tensão vs Deformação para: a) material rígido plástico; b) elastoplástico (UERJ, 2008).....	56
Fig.5.30 – Comparação entre valores de tensão efectiva entre uma análise de equilíbrio limite (Bishop) e uma análise de tensões (UERJ, 2008)	57
Fig.5.31 – Divisão da massa deslizante em fatias (UERJ, 2008)	58
Fig.5.32 – Método das fatias. a) Esforços na fatia b) Equilíbrio de forças (UERJ, 2008).....	59
Fig.5.33 – Método de Spencer (UERJ, 2008)	61
Fig.5.34 – Convergência do método de Spencer (UERJ, 2008).....	63
Fig.5.35 – Método de Janbu generalizado - esforços na fatia (UERJ, 2008)	64
Fig.5.36 – Método de Janbu simplificado (UERJ, 2008).....	65
Fig.5.37 – Método de Janbu Simplificado - factor f_0 (UERJ, 2008).....	66
Fig.5.38 – Esforços numa fatia n - Método de Morgenstern e Price (UERJ, 2008).....	67
Fig.5.39 – Exemplos de distribuições de força entre fatias usadas por Morgenstern e Price (M-P) (UERJ, 2008)	68
Fig.5.40 – Influência de λ no FS (UERJ, 2008).....	69
Fig.5.41 – Factor de segurança pelo método de M-P (Krahn, 2004).....	69
Fig.5.42 – Relação gráfica entre a coesão e o teor em água calculada a partir de amostras indeformadas num talude argiloso da Linha do Norte (GEG, 2003).....	72
Fig.5.43 – Relação entre a condutividade hidráulica e a sucção na areia siltosa	74
Fig.5.44 – Relação entre a condutividade hidráulica e a sucção na argila.....	75
Fig.5.45 – Relação o teor em agua e a sucção na areia siltosa	75
Fig.5.46 – Relação o teor em agua e a sucção na argila	76
Fig.5.47 – Esquema de resolução de um problema físico com MEF (Cismasiu, 2009)	78
Fig.5.48 – Envolvente de rotura em condições não drenadas (Krahn, 2004)	79
Fig.5.49 – Comboio-tipo segundo o RSAEEP	80
Fig.5.50 – Representação de uma estrutura ferroviária típica (IAPF, 2007)	80
Fig.5.51 – Distribuição da carga no balastro (IAPF, 2007)	81
Fig.5.52 – Distribuição das sobrecargas	81
Fig.6.1 – Linha do Norte (GEG, 2007)	83
Fig.6.2 – Pormenor da Carta Militar nº 240 (Escala 1/25000) Montemor-o-Velho (GEG, 2007).....	84
Fig.6.3 – Modelação hidrológica do talude	86

Fig.6.4 – Modelo de estabilidade do talude	88
Fig.6.5 – Contornos de teor de humidade em situação inicial (sem chuva)	89
Fig.6.6 – Pormenor da transição de aterro para argila	89
Fig.6.7 – IDF de Coimbra (30 minutos a 6 horas).....	91
Fig.6.8 – IDF de Coimbra (de 6 a 48 horas)	92
Fig.6.9 – Situação inicial sem chuva – IDF 30 minutos a 6 horas	94
Fig.6.10 – Teores de humidade no início da chuva – IDF de 30 minutos a 6 horas	95
Fig.6.11 – Teores de humidade no fim da chuva – IDF de 30 minutos a 6 horas	96
Fig.6.12 – Teor de humidade máximo (2 horas após o término da chuva, correspondente a 28800 segundos) – IDF de 30 minutos a 6 horas	97
Fig.6.13 – Teores de humidade ao fim de 5 dias – IDF de 30 minutos a 6 horas	98
Fig.6.14 – Legenda – IDF de 30 minutos a 6 horas.....	99
Fig.6.15 – Situação inicial sem chuva – IDF de 6 a 48 horas.....	100
Fig.6.16 – Teores de humidade no início da chuva – IDF 6 a 48 horas	101
Fig.6.17 – Teores de humidade no fim da chuva – IDF de 6 a 48 horas.....	102
Fig.6.18 – Teor de humidade máximo (12 horas após o término da chuva, correspondente a 237600 segundos) – IDF de 6 a 48 horas.....	103
Fig.6.19 – Teores de humidade ao fim de 5 dias – IDF de 6 a 48 horas.....	104
Fig.6.20 – Legenda – IDF de 6 a 48 horas	105
Fig.6.21 – FS inicial com um valor de 1.587]	105
Fig.6.22 – Variação gráfica do FS ao longo do tempo – IDF de 30 minutos a 6 horas	106
Fig.6.23 – Variação gráfica do FS ao longo do tempo – IDF de 6 a 48 horas.....	107
Fig.6.24 – Pontos de chuva acumulada – IDF de 30 minutos a 6 horas	108
Fig.6.25 – Pontos de chuva acumulada – IDF de 6 a 48 horas.....	108

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Classificação dos solos quanto à consistência (Fernandes, 2006)	18
Quadro 3.2 - Classificação das argilas quanto à actividade (Fernandes, 2006)	19
Quadro 3.3 – Dados obtidos no estudo dos materiais intersectados em Agosto (GEG, 2003)	20
Quadro 3.4 – Coeficiente de actividade da argila, índice de liquidez e de consistência para o mês de Agosto (GEG, 2003)	20
Quadro 3.5 – Dados obtidos no estudo dos materiais intersectados em Outubro (GEG, 2003)	21
Quadro 3.6 – Coeficiente de actividade da argila, índice de liquidez e de consistência para o mês de Outubro (GEG, 2003)	21
Quadro 4.1 – Variação da pressão de vapor de saturação com a temperatura (Grimm, 1999).	27
Quadro 5.1 – Factores que impulsionam a instabilidade em taludes (UERJ, 2008)	37
Quadro 5.2 – Número de incógnitas vs número de equações numa análise de equilíbrio limite (UERJ, 2008)	56
Quadro 5.3 – Resumo dos métodos de análise de estabilidade de taludes em solos.	70
Quadro 5.4 – Parâmetros das amostras de Novembro e Dezembro (GEG, 2003)	72
Quadro 5.5 – Considerações tecidas no caso de estudo.	74
Quadro 6.1 – Propriedades dos materiais e tipos de critérios de rotura.....	86
Quadro 6.2 – Valores de coesão para as diferentes camadas.....	87
Quadro 6.3 – Parâmetros das curvas IDF para a região de Coimbra com um período de retorno de 100 anos.....	90
Quadro 6.4 – Intensidade de precipitação para durações de 30 minutos a 6 horas e para durações de 6 a 48 horas.....	91
Quadro 6.5 – Variação do FS ao longo do tempo – IDF de 30 minutos a 6 horas.....	106
Quadro 6.6 – Variação do FS ao longo do tempo – IDF de 6 a 48 horas	107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

K – Coeficiente de transmissão térmica [$\text{W/m}^2\text{°K}$]

E – Módulo de elasticidade [GPa]

I – Intensidade média de precipitação [mm/h]

D – Duração [min]

W – Teor de humidade [%]

k – Coeficiente de permeabilidade [m/s]

u – Pressão neutra [kPa]

γ_w – Peso específico da água [kN/m^3]

h_w – Altura da coluna de água no interior do solo [m]

Pf – Probabilidade de ocorrência de uma falha

Vi – Valor do impacto da falha

Vc – Valor da correcção e restituição do sistema inicial

IDF – Intensidade Duração e Frequência

GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia

W_L – Limite de liquidez

W_p – Limite de plasticidade

W_s – Limite de contracção ou retracção

I_p – Índice de plasticidade

I_c – Índice de consistência

I_L – Índice de liquidez

At – Coeficiente de actividade

T – Período de retorno

P – Precipitação com um dado período de retorno

D – Duração da precipitação

α , β , m, n – Parâmetros que são função do período de retorno

F_p – Capacidade de infiltração

θ - Teor de humidade volumétrico

ω - Teor de humidade gravimétrico

v - Velocidade de percolação

K – Coeficiente de permeabilidade

i – Gradiente hidráulico

c – Coesão

$\emptyset$ – Ângulo de atrito

NF – Nível freático

FS – Factor de Segurança

FS_{adm} – Factor de segurança admissível

MEF – Método de elementos finitos

MDF – Método das diferenças finitas

Q – Resultante das forças interfatias segundo o método de Spencer

M-P – Morgenstern e Price

IDF 1 – Curva de intensidade-duração-frequência de 30 minutos a 6 horas

IDF 2 – Curva de intensidade-duração-frequência de 6 a 48 horas

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO

A Linha do Norte é uma importante via do sistema ferroviário português, pode até dizer-se que é a espinha dorsal do sistema. Com mais de 335,000 quilómetros de extensão é a linha mais modernizada do País em infra-estruturas e material circulante e a sua construção contribuiu fortemente para o desenvolvimento das povoações por ela abrangidas.

No entanto, como qualquer outra linha, a Linha do Norte está sujeita a fenómenos que podem despoletar a ocorrência de verdadeiras catástrofes e por isso a introdução de sistemas capazes de estabelecer níveis de segurança tornou-se prioritário.

Um dos riscos significativos que afecta a ferrovia é a perda de estabilidade dos taludes que a compõe, especialmente sob condições meteorológicas desfavoráveis.

A causa mais comum para essa perda de estabilidade em taludes, em Portugal, deve-se à infiltração da chuva e por isso a aplicação de medidas que previnam os danos causados pela precipitação tornam-se fundamentais.

É necessário então tentar perceber como é que a estabilidade é afectada pelo evento pluviométrico, em especial no caso da estabilidade de taludes argilosos, já que o projecto se enquadra exactamente neste tipo de material, num talude nas proximidades de Coimbra, mais concretamente na zona de Alfarelos.

Convém no entanto dizer que as Argilas são materiais com características muito próprias especialmente devido à sua composição mineralógica e que por isso a caracterização da resistência deste material envolve alguma complexidade.

Uma das propriedades de que são dotadas as argilas é de coesão. A coesão é um parâmetro de resistência que é afectado pela influência da pluviometria e por isso no presente projecto propõe-se uma análise de estabilidade em detrimento da variação da coesão com a chuva.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo primordial deste trabalho é então tentar perceber como é que a estabilidade de um talude argiloso é afectada sob efeito da pluviometria, mediante fenómenos de intemperismo, mais propriamente mediante a redução da coesão.

O trabalho divide-se assim em três partes fundamentais. Primeiramente, com base em curvas IDF para aquela região, estudar-se-á a evolução do teor de humidade à medida que se verifica o avanço da frente molhada, através de uma simulação feita no software de cálculo SEEP/W. Após uma percepção

clara da evolução do teor de humidade relacionar-se-á este parâmetro com a coesão através de uma relação encontrada por intermédio da realização de ensaios sobre amostras indeformadas recolhidas no local em estudo. Por fim analisar-se-á a estabilidade do talude, mediante os valores de coesão encontrados, com o auxílio do software de cálculo SLOPE/W.

1.3. ESTRUTURA DO PROJECTO

Este trabalho é composto por sete capítulos. O capítulo 2 pretende sensibilizar e demonstrar a importância da gestão do Risco na integração de metodologias capazes de estabelecer segurança. No capítulo 3 é feita uma breve descrição das características geológicas da grande parte das linhas ferroviárias nacionais, apresentam-se as características gerais de solos sensíveis ao teor de humidade e faz-se uma breve caracterização do maciço que compõe o caso de estudo. O capítulo 4 descreve os processos atmosféricos de formação de chuva, bem como a constituição de curvas IDF segundo diversos autores. O Capítulo 5 pretende demonstrar quais os fenómenos que originam instabilidade em taludes, mais concretamente, como é que a chuva origina instabilidade, sendo no entanto a explicação mais evidente no que toca aos fenómenos de intemperismo associados à redução da coesão. No mesmo capítulo demonstram-se alguns métodos de estabilidade, bem como a aplicação desses métodos ao caso de estudo. No capítulo 6 apresenta-se o caso de estudo, sendo o capítulo 7 reservado às conclusões finais.

2

RISCO E SEGURANÇA EM GEOTECNIA

2.1 CONCEITO GERAL DE RISCO

Risco é uma das mais emocionantes combinações da física, matemática e sociologia. O seu conceito atravessa toda a humanidade, em inúmeras facetas da vida e que forma e deforma o modo de vida de populações (Campos e Matos, 2004). Ou seja, o risco não depende apenas dos factores físicos do terreno, está também ligado a factores socioeconómicos, que são integrados na vulnerabilidade de uma população.

Actualmente as sociedades exigem cada vez mais uma protecção cuidada da vida humana e por isso naturalmente que à medida que a sociedade evolui também deve evoluir a capacidade de aplicação de sistemas de controlo e mitigação de risco.

No entanto, risco zero não existe (Campos e Matos, 2008). É preciso alertar a sociedade que mesmo após construção, intervenção, reforço ou reabilitação, existe ainda a noção de risco residual. Esta questão de risco residual será abordada melhor no presente Capítulo em 2.2.

Uma definição geral de risco pode ser vista como o produto entre a probabilidade de ocorrência de uma falha no sistema, do valor do impacto dessa falha e do valor da correcção e restituição do sistema inicial:

$$R = Pf \times Vi \times Vc \quad (2.1)$$

onde,

Pf - Probabilidade de ocorrência de uma falha

Vi - Valor do impacto da falha

Vc - Valor da correcção e restituição do sistema inicial

Como é expectável, o nível de risco está longe de poder ser verificado somente pela probabilidade de uma ocorrência. No entanto, apenas a probabilidade de rotura será objecto de análise no estudo a desenvolver, uma vez que não existem dados suficientes para quantificar o risco.



Fig.2.1 - Deslizamento de terras devido à chuva em Blumenau no Brasil

2.2 RISCO EM GEOTECNIA

A geotecnia, mais do que qualquer outra actividade da engenharia civil, lida com riscos elevados (Campos e Matos, 2004).

O facto dos maciços terem uma origem complexa remete-nos para um elevado nível de incertezas e surpresas. De forma a lidar o melhor possível com estes dois factores é muito importante que haja uma boa previsão geotécnica, não esquecendo no entanto que se trata de uma previsão e nada mais que isso.

Uma previsão nunca pode ser usada como sendo certa. Devemos pois encará-la como aproximada, e geradora de riscos mais ou menos elevados consoante o grau de confiança é menor ou maior. No entanto a redução e controlo de risco inerente a uma obra geotécnica não pode ser feita só ao nível da previsão. A intervenção conjugada dos modelos de análise, das concepções das soluções com melhor desempenho e, posteriormente, durante a obra, é o único processo de redução significativa dos riscos (Campos e Matos, 2004). Neste sentido podemos concluir que é através do controle das variáveis que interligam todo o processo que podemos obter um “risco aceitável”.

Em projectos de engenharia geotécnica, uma boa gestão de risco passa pelas seguintes fases fundamentais:

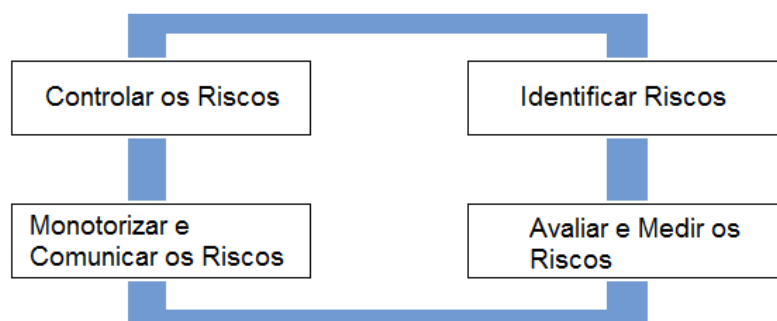


Fig.2.2 - Fases fundamentais para uma boa gestão de risco

Começando eventualmente por identificar os riscos na fase de pré-construção (dimensionamento), é importante que se reconheça aqui que tipo de acidentes podem ocorrer, qual a probabilidade deles ocorrerem e que consequências daí advêm. Ora o reconhecimento destes tópicos ajuda a avaliar e medir os riscos, identificando as suas consequências/impactos, num futuro projecto de engenharia civil.

O passo seguinte passa por gerir o risco na fase de concepção da obra para isso é necessário monitorizar e comunicar os riscos e a partir daí controlá-los e diminuí-los para que não haja uma falha geral do sistema que pode ter consequências catastróficas na vida humana.

No entanto e como já foi referido anteriormente, não é possível diminuir o risco até ao valor zero e daqui nasce a noção de risco residual.

É completamente compreensível que numa actividade de engenharia o risco zero é uma condição estatisticamente impossível.

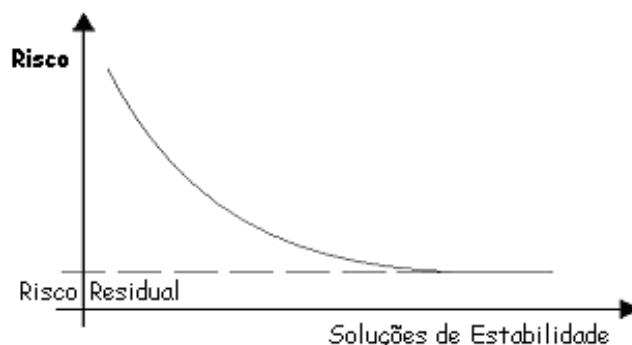


Fig.2.3 - Evolução do risco residual ao longo de ações de estabilização (Campos e Matos, 2008)

A gestão do Risco residual assume-se nos dias de hoje como uma problemática cada vez mais presente nas obras geotécnicas pois assumir uma situação de risco nulo é uma posição perigosa (Campos e Matos, 2008).

O Risco residual em projectos de geotecnia resulta de vários condicionalismos, sendo eles:

- A limitação aceitável dos impactos sociais, económicos e ambientais;
- A variação dos componentes geológicos e existência de zonas com resistência muito menor do que era esperado;

- O nível de desempenho traçado não é igualado no fim da construção, o que cria uma falsa segurança.

Surge uma dificuldade frequentemente em gerir o potencial risco residual uma vez que os investimentos em estabilizações geotécnicas são muitas vezes entendidos como o ponto final no assunto (Campos e Matos, 2008).

Portanto, após a aplicação de soluções de estabilidade, o risco residual permanece e como tal o objectivo fundamental é conseguir limitar esse risco o máximo possível até que se consiga respeitar as normas de segurança definidas pela sociedade.

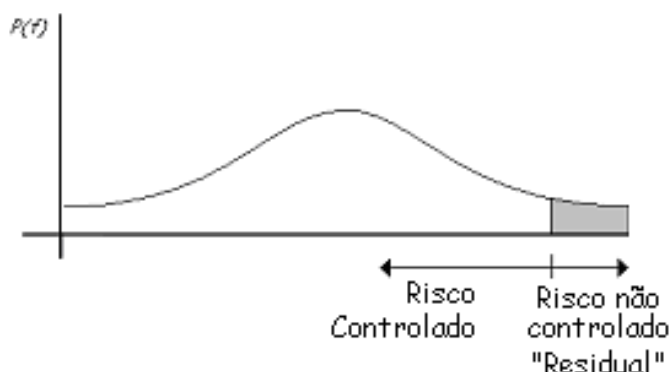


Fig.2.4 - Distribuição do risco (Campos e Matos, 2008)

2.2.1 RISCO EM FERROVIA

O risco numa plataforma ferroviária é maioritariamente afectado pela ocorrência de fenómenos naturais anexos a esta.

Estes fenómenos naturais são completamente aleatórios e podem causar consequências gravíssimas na estabilidade do talude ou plataforma que compõe a linha. No sentido de controlar e gerir o risco que deles advém é necessário estudar e compreender bem esses fenómenos, fazendo para isso uma análise estatística com o intuito de perceber como é que esses fenómenos afectam os solos. É preciso no entanto deixar uma chamada de atenção para o facto de essa análise não ser tão fácil como podemos pensar. Com efeito, os fenómenos naturais são abraçados por componentes que nem sempre são quantificáveis pelo homem, particularmente a nível de previsões efectuadas antes que os eventos ocorram. Na verdade é muito mais fácil explicar os fenómenos que ocorreram no passado, do que prever o seu acontecimento futuro, a partir de informações sobre os comportamentos observados no presente.

Apesar das dificuldades que nos possam surgir, é obviamente necessário tentar encontrar, o melhor possível, uma solução que contorne os riscos oriundos dos fenómenos naturais e portanto tentar prever a probabilidade de determinado fenómeno provocar a instabilização. Dito isto fica claro que os sistemas mitigadores/prevenção de risco serão dimensionados com este conceito em mente.

	1	2	3	4
NÍVEL DE RISCO PARÂMETROS	Sectores com risco de colapso baixo	Sectores com risco de colapso médio	Sectores com risco de colapso alto	Sectores com risco de colapso muito alto
PROBABILIDADE DE INSTABILIZAÇÃO	0 – 50%	51 – 80%	81 – 95 %	96 – 100 %
IMPLICAÇÕES PARA O TRÁFEGO FERROVIÁRIO	NENHUMAS	ATENÇÃO	PRECAUÇÃO	PERIGO

Fig.2.5 - Quatro níveis de risco geotécnico e suas implicações para o tráfego ferroviário - Estudo efectuado pela REFER na linha do Norte

2.2.2 PLUVIOMETRIA E RISCO ASSOCIADO

As acções naturais que mais frequentemente põem em eminência a ocorrência de acidentes em taludes de linhas férreas são:

- A ocorrência de sismos;
- Queda de chuva persistente, isto é, de longa duração, mas com precipitações geralmente pouco intensas;
- Queda de chuva intensa, ou seja, de curta duração, mas com níveis de precipitação geralmente muito elevados;
- Queda de neve;
- Trovoada.

No âmbito deste projecto, e como já foi referido, interessa saber qual o efeito que terá a precipitação na estabilidade de uma encosta, na qual se insere uma linha ferroviária. É por outras palavras o mesmo que achar uma resposta à pergunta: como é que a pluviometria vai afectar o risco num determinado solo onde assenta uma ferrovia?

Surge então a necessidade de criar este subcapítulo e tentar explicar o melhor possível esta questão.

A apreciação do Risco em taludes de linhas férreas solícita a noção temporal e espacial de perigo. Este, no caso de instabilização causada pela precipitação, é dado pela conjugação da probabilidade de uma chuva causar insegurança no talude e pela probabilidade que há dessa chuva ocorrer. Mas como já foi referido qualquer tipo de fenómeno natural é dotado de um grau de incoerência muito grande, isto é, a probabilidade de que um fenómeno ocorra com exactamente os mesmos valores de intensidade, duração e frequência é ínfima, o que reflecte a importância de adoptar medidas mitigadores/preventivas de risco.

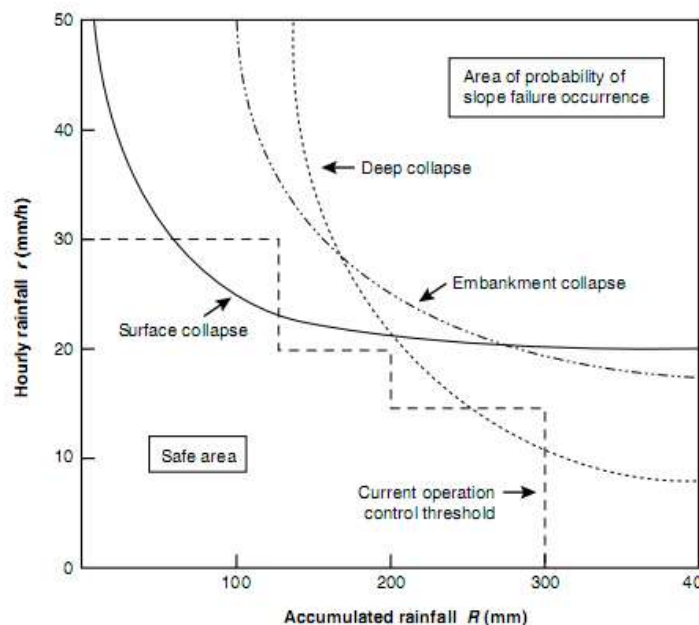


Fig.2.6 - Esquema típico para controlo de risco associado a acções pluviométricas (Noguchi, 2000)

É necessário deixar também uma chamada de atenção para o Impacto que está implícito à noção de risco. Isto é, se existe risco, há possibilidade de ocorrer um acidente, sendo o impacto associado a esse risco maior ou menor consoante haja perda de vidas humanas ou não.

Por exemplo, em Itália, num período de 108 anos (de 1900 a 2007), houve 749 municípios que experienciaram deslizamentos devido à queda de chuva o que resultou em inúmeras fatalidades (mortes, pessoas desaparecidas, pessoas feridas), ou seja, o impacto foi sentido muito mais fortemente do que se apenas estivessem envolvidos danos materiais.

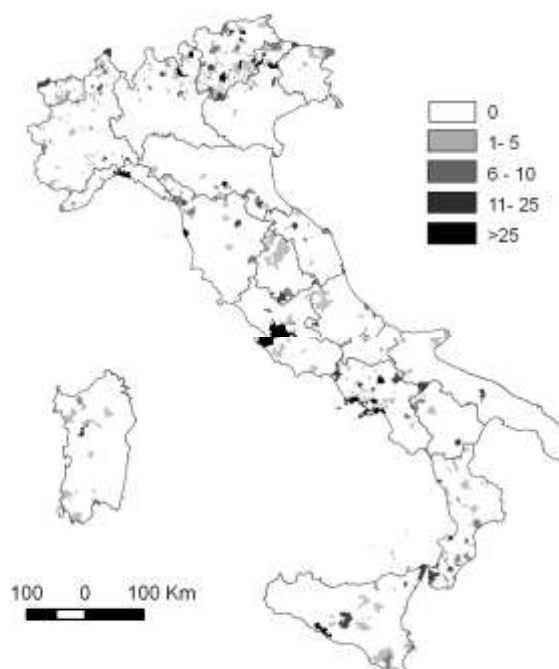


Fig.2.7 - Mapa que retrata a distribuição geográfica dos 749 municípios afectados por deslizamentos fatais entre o período de 1900 e 2007. As diferentes cores ilustram o número de vítimas causadas nos acidentes. (Ardizzone *et al*, 2007)

No entanto, o Impacto apresentará geralmente um valor alto na análise de risco em linhas férreas, pelo que as consequências de qualquer acidente nos caminhos de ferros serão de uma magnitude considerável.

2.2.3 ALGUMAS MEDIDAS MITIGADORAS DE RISCO EM SOLOS

Como já foi referido anteriormente, é de extrema importância adoptar medidas que amenizem o risco, isto é, que diminuam substancialmente a probabilidade de ocorrer acidentes.

Em solos existem essencialmente duas medidas passíveis de adoptar para amenizar o risco:

- Melhoramento das características mecânicas do solo, através da aplicação de Jet-Grouting:

É realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para isso um ou mais jactos horizontais de grande velocidade (aproximadamente 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado.

O processo físico desta técnica envolve três etapas:

1. Corte: A estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas de solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade;
2. Mistura e substituição parcial: Uma parte das partículas é substituída e a outra parte é misturada com a calda injectada a partir dos bicos de injeção;

3. Cimentação: As partículas são aglutinadas entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

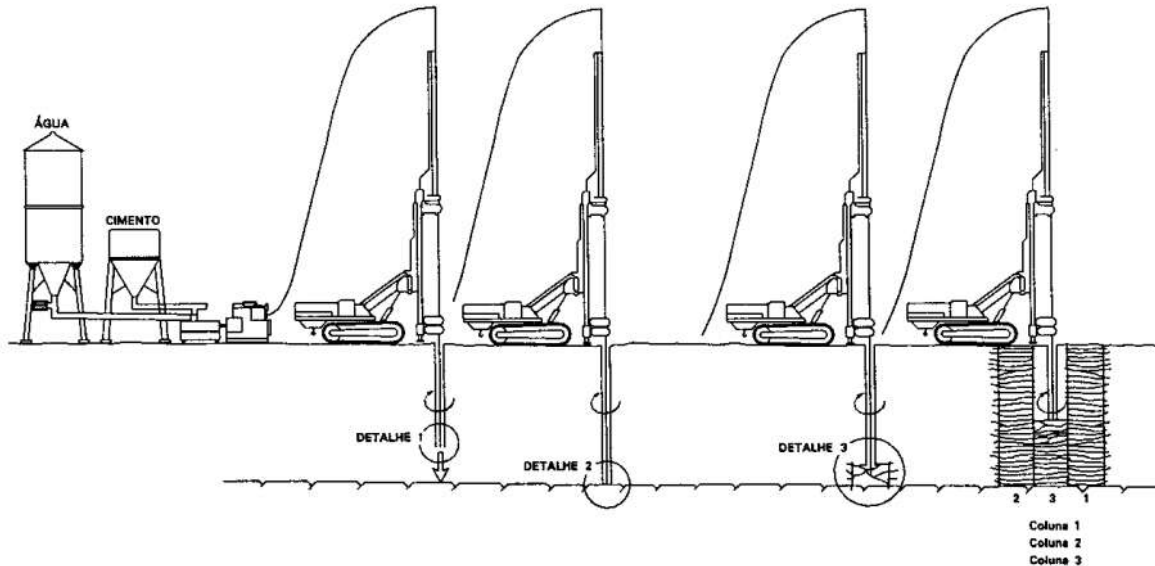


Fig.2.8 - Diagrama esquemático da técnica de melhoria de solos - Jet Grouting (Rodrigues Carreto, 2000)

- Sistemas de impermeabilização e drenagem

Os sistemas de impermeabilização e drenagem são constituídos essencialmente por elementos de drenagem, de impermeabilização e de protecção dos elementos de impermeabilização.

A principal função dos elementos de drenagem é assegurar a evacuação de água com a menor perda de carga possível. Os elementos de drenagem são utilizados para responder a duas situações distintas: a intersecção temporária de água e a intersecção permanente da água de percolação do maciço envolvente. Os materiais de drenagem usualmente utilizados são os geotêxteis (Figura 2.9a) e os geocompósitos drenantes (Figura 2.9b). Os geocompósitos drenantes são formados por um núcleo drenante revestido dos dois lados, ou só de um deles, por um geotêxtil não tecido com a função de filtro (por vezes exercendo também a função de protecção), ou seja, que impeça a lavagem dos finos e o seu arrastamento para o dreno provocando a sua colmatação.



Fig.2.9 – Exemplos de elementos de drenagem: (a) geotêxteis, (b) geocompósitos drenantes (Justo, 2007)

Estas medidas conseguem diminuir a vulnerabilidade inerente do sistema, e são geralmente utilizadas nos troços da linha que apresentam maior susceptibilidade.

2.3 RISCO E SEGURANÇA, CONCEITOS INDISSOCIÁVEIS

Na sua definição mais comum, segurança é definida como um bem a assegurar.

Segurança é a ausência de risco, a previsibilidade, a certeza quanto ao futuro, é a percepção de se estar protegido de riscos, perigos ou perdas.

O risco é um quantificador de factores que se opõem à realização de um objectivo com segurança.

Neste sentido, conseguimos perceber que estes dois conceitos se complementam inversamente. Se por um lado podemos afirmar que risco zero não existe, por outro lado é absoluta a certeza de que segurança total não existe.

2.4 SEGURANÇA EM FERROVIAS

A engenharia geotécnica é, infelizmente, uma área dotada de incertezas, variabilidade e heterogeneidade.

A grande quantidade de parâmetros aliada à fraca hipótese de caracterização de grandes áreas, transporta-nos para situações em que a segurança obtida é inferior à pretendida. Como se isto não bastasse, a segurança numa linha férrea é um conceito evolutivo no tempo (Campos e Matos, 2008). As exigências sobre a capacidade de uma ferrovia vão sendo alteradas ao longo do tempo e conforme as necessidades populacionais, logísticas e políticas.

Surge portanto uma necessidade de minimizar factores que possam contribuir negativamente para a segurança na ferrovia.

Quanto menor for o risco maior será o grau de confiança, logo segurança, e então na gestão e controlo de risco, emerge a necessidade de poder corrigir e conceptualizar a segurança num processo matematicamente possível e coerente com o intuito de aumentar o máximo possível a segurança.

Se a “Segurança” como conceito qualitativo e empírico pode ser substituído pela entidade “Risco” como um conceito quantitativo e analítico, também é verdade que ambos estão associados a factos extremos e ocorridos num muito curto período de tempo, tais como acidentes (Campos e Matos, 2008).

2.4.1 EVOLUÇÃO TEMPORAL DA SEGURANÇA

Ao longo da história o homem teve sempre presente que a segurança é um bem a ser mantido.

No entanto, e especialmente em obras de engenharia, a segurança sempre se apresentou como o maior dos desafios a cumprir.

Obras relacionadas com ferrovia desde cedo apresentaram uma grande sensibilidade a este parâmetro, pois como já foi referido anteriormente, as exigências sobre a capacidade de uma ferrovia vão sendo alteradas ao longo do tempo e especialmente com o advento da alta velocidade tornou-se imprescindível um nível de falha reduzida.

Contudo, apesar de a segurança ser um conceito difícil de assegurar totalmente, ao longo dos tempos a aprendizagem levada a cabo por várias gerações de engenheiros e também pela melhoria de técnicas construtivas bem como o desenvolvimento de software apropriado ao estudo de fenómenos instabilizadores de segurança, conseguiu-se sentir uma melhoria significativa na diminuição de acidentes.

Por exemplo estudos levados a cabo no Japão mostraram que de 1966 a 1995 o número de incidentes em ferrovias devido a fenómenos naturais (não incluída a actividade sísmica) diminuiu de 8000 para 1000, caso ilustrado na Figura 2.10.

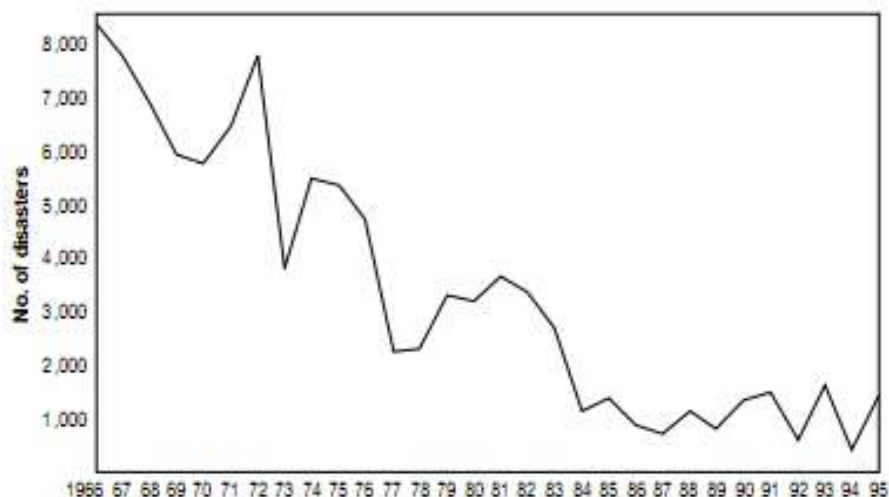


Fig.2.10 - Registo de incidentes nas linhas férreas Japonesas (Noguchi, 2000)

Este adquirir de conhecimento sobre a forma como a natureza afecta os taludes levou a um estudo aprofundado sobre a origem dos acidentes e como tal permitiu metodizar processos de prevenção e mitigação.

3

CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO QUE COMPÕE O CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

O conhecimento das condições geológicas, hidrológicas e morfológicas da encosta onde está inserida a plataforma ferroviária, é evidentemente muito importante na criação de eficientes soluções de estabilização de taludes bem como na idealização de sistemas de controlo e gestão de risco.

É então fundamental conhecer os aspectos geológicos de determinados materiais, de forma a poder estabelecer correlações que nos permitam saber qual o efeito que a chuva provoca ao penetrar nesses materiais.

A partir de dados de prospecção geotécnica disponibilizados pelo GEG, foi possível estabelecer uma relação percentual dos diferentes tipos de materiais geológicos presentes nas diversas linhas ferroviárias portuguesas:



Fig.3.1 - Linha do Minho, quantificação das diferentes litologias

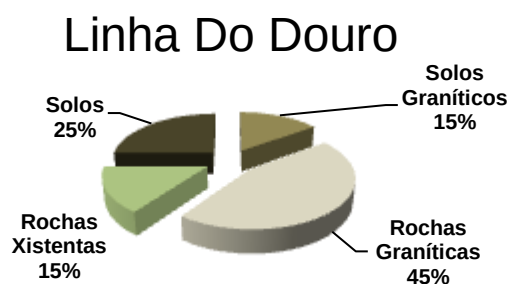


Fig.3.2 - Linha do Douro, quantificação das diferentes litologias

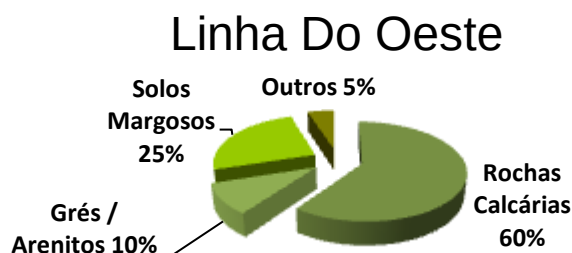


Fig.3.3 - Linha do Oeste, quantificação das diferentes litologias

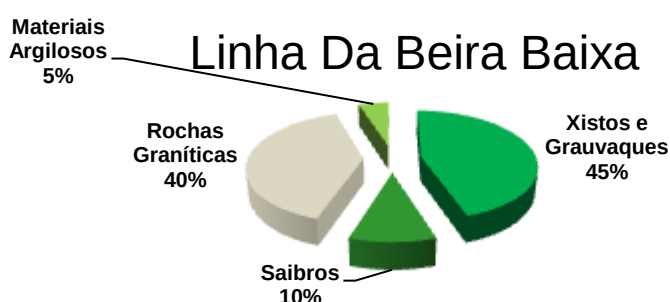


Fig.3.4 - Linha da Beira Baixa, quantificação das diferentes litologias

Infelizmente não foi possível obter uma descrição percentual da constituição litológica da Linha do Norte, no entanto sabe-se que apresenta alguma percentagem de material sensível ao teor de humidade.

Com efeito o presente trabalho assenta nessa mesma linha ferroviária (Linha do Norte) e no tipo específico de solo assinalado, pelo que seguidamente far-se-á uma análise qualitativa desse solo.

3.2. SOLOS SENSÍVEIS AO TEOR DE HUMIDADE (ARGILAS)

3.2.1. INTRODUÇÃO

O comportamento das argilas é essencialmente controlado por partículas de silicatos hidratados de alumínio, magnésio e ferro. Estas partículas apresentam três propriedades que são importantes referir:

- Apresentam dimensão muito pequena, na ordem do milésimo de milímetro ($1\mu\text{m}$);
- A sua forma é tipicamente laminar;
- São quimicamente muito activas.

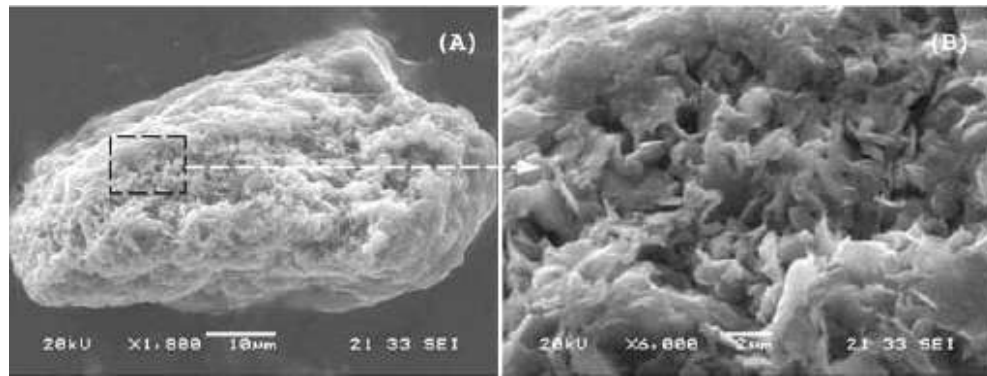


Fig.3.5 - Fracção de argila vista ao microscópio electrónico. (A): um aglomerado; (B): um detalhe da região assinalada que mostram lamelas típicas das argilas (Morales Carrera, 2008)

A sua dimensão muito pequena e estrutura laminar confere-lhes uma grande superfície específica, a título de exemplo, uma partícula com uma dimensão de $1\mu\text{m}^2$ apresenta uma superfície específica de $2,2\text{ m}^2/\text{g}$ que é três ordens de grandeza maior que uma partícula de areia com uma dimensão de 1mm^2 , e aliado ao facto de apresentarem estrutura laminar, a superfície específica aumenta ainda mais.

Podemos, então, seguramente dizer que, das características geométricas apresentadas resulta que uma parte significativa das moléculas que constituem as partículas de argila se encontra à superfície, isto é, em contacto com o exterior. Por outro lado, sabe-se também que a natureza e a forma como os átomos se arranjam nas moléculas conferem à argila cargas positivas nos bordos das partículas e cargas negativas nas faces, com grande predominância destas últimas. Assim, podemos concluir que, através de forças de natureza eléctrica, as argilas tem grande capacidade para interagir com moléculas de água ($\text{H}_2\text{O}=\text{H}^++\text{OH}^-$)

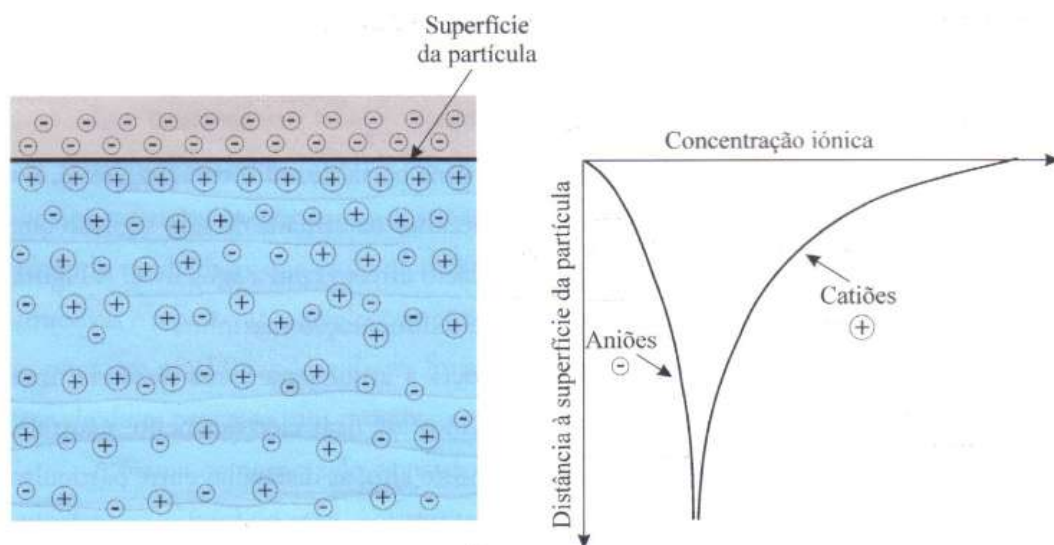


Fig.3.6 – Dupla camada eléctrica numa partícula de argila (Fernandes, 2006)

Para além das forças eléctricas (que atraem as partículas segundo cargas eléctricas com sinal contrário), existem também as chamadas forças de Van der Waals que, para distâncias muito pequenas, atraem as partículas numa ordem de grandeza inversa ao cubo da distância entre elas, isto é,

à medida que a distância entre partículas diminui, a força de atracção aumenta com o cubo dessa distância.

Compreende-se pois que quanto maior é a superfície específica das partículas, maior é a importância das forças de superfície em relação ao peso próprio e maior é a actividade química das argilas (Fernandes, 2006).

Devido então à forte atracção entre moléculas de argila e moléculas de água podemos dizer que o teor de água é um parâmetro físico fundamental deste material.

Com efeito, enquanto num solo granular o índice de vazios não depende do teor em água, num solo fino saturado este índice é mera consequência do teor em água (Fernandes, 2006).

Na realidade foi o teor em água que foi considerado na ponderação de valores de referência que explicassem de modo expedito certas tendências do comportamento mecânico da argila.

A estes valores de referência dá-se o nome de limites de Atterberg, também chamados de limites de consistência.

Olhando para o gráfico da Figura 3.7 percebemos que uma argila apresenta diversos tipos de comportamentos consoante o teor em água que contém:

- Comportamento fluido – para valores muito elevados de W a mistura água - solo comporta-se como um fluido;
- Comportamento moldável – à medida que se reduz W de forma progressiva e homogénea, há um ponto a partir do qual a mistura passa a conservar a forma que lhe é conferida em qualquer processo;
- Comportamento friável – prosseguindo na redução de W , a partir de certo valor, a mistura separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo.

Se a redução de W continuar verifica-se que a partir de certo ponto deixa de haver diminuição de volume (ou do índice de vazios) passando a secagem a fazer-se a volume constante.

Como se pode verificar também pelo gráfico os valores que balizam as quatro zonas de diferentes comportamentos chamam-se:

- Limite de liquidez - W_L
- Limite de plasticidade - W_p
- Limite de contracção ou retracção - W_s

Os dois primeiros limites são aqueles que mais se utilizam e que mais informações úteis fornecem sobre o comportamento do solo, mas não devemos no entanto esquecer que se tratam de valores aproximados uma vez que são estimados relativamente a amostras que são retiradas das zonas que se pretendem estudar e essas amostras são fortemente remexidas e remisturadas com água, o que modifica completamente o arranjo inicial das partículas e do teor em água.

A diferença entre estes dois limites é dada pelo índice de plasticidade, I_p :

$$I_p = w_L - w_p \quad [\%] \quad (3.1)$$

Relativamente ao limite de retracção compreende-se que corresponde a um comportamento do solo mais objectivamente identificável e como se pode constatar pela Figura 3.7 nas proximidades deste limite o nível de saturação é menor que 100% pelo que se pode concluir que os valores de W junto

deste só ocorrerão em solos não saturados, a saber, solos que se encontram submersos e que apresentam regra geral resistência muito elevada.

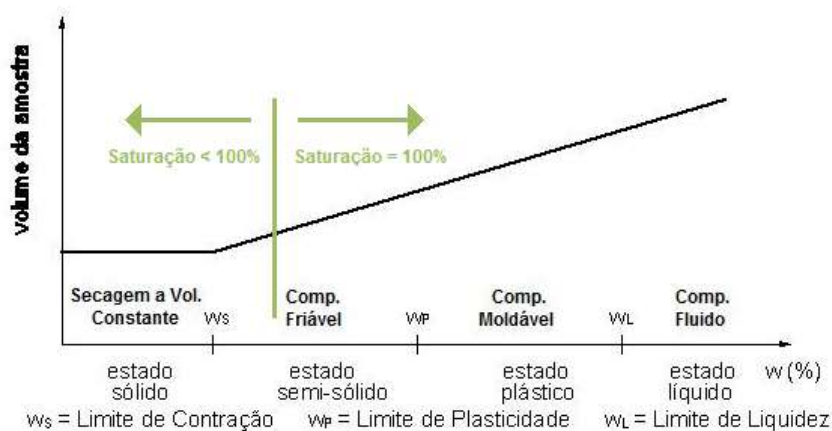


Fig.3.7 - Limites de Consistência ou de Atterberg (Fernandes, 2006)

3.2.2. PARÂMETROS QUE CARACTERIZAM AS ARGILAS

3.2.2.1. Índice de consistência

Fornece uma indicação aproximada da consistência do solo e é dado pela comparação entre o teor em água natural de um dado solo argiloso com os limites de Atterberg.

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} \quad (3.2)$$

Substituindo a equação (3.1) vem que:

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (3.3)$$

Se o índice de consistência de um determinado solo for superior à unidade significa que no seu estado natural o teor em água ocorre com um valor inferior ao limite de plasticidade.

No Quadro 3.1 apresenta-se a classificação dos solos argilosos quanto à consistência.

Quadro 3.1 – Classificação dos solos quanto à consistência (Fernandes, 2006)

Argila	Ic
Muito Mole	0,0 - 0,25
Mole	0,25 - 0,50
Média	0,50 - 0,75
Rija	0,75 - 1,00
Dura	>1,00

Qualitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado do seguinte modo:

- Muito moles: as argilas que escorrem com facilidade entre os dedos, se apertadas nas mãos;
- Moles: as que são facilmente moldadas pelos dedos;
- Médias: as que podem ser moldadas pelos dedos;
- Rijas: as que requerem grande esforço para serem moldadas pelos dedos;
- Duras: as que não podem ser moldadas pelos dedos e que, ao serem submetidas o grande esforço, desagregam-se ou perdem sua estrutura original.

3.2.2.2. Índice de liquidez

Alguns autores preferem usar o índice de liquidez para classificar os solos em vez de utilizar o índice de consistência. E uma vez que liquidez se traduz no contrário de consistência, a sua fórmula toma o valor de:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} \quad (3.4)$$

Facilmente se compreende que os dois índices se relacionam:

$$I_L = 1 - I_C \quad (3.5)$$

3.2.2.3. Actividade

A actividade das argilas é expressa pelo índice de Skempton:

$$A_t = \frac{I_p}{\% < 2 \mu m} \quad (3.6)$$

onde,

I_p - Índice de plasticidade

Uma argila que apresente actividade elevada é uma argila com alta plasticidade. Este facto deve-se essencialmente às grandes superfícies específicas de que são portadores estes materiais.

É importante reter a ideia de que quanto maior for a sua actividade maior será a sua expansibilidade e deformabilidade.

Quadro 3.2 – Classificação das Argilas quanto à actividade (Fernandes, 2006)

Argila	A_t
Pouco Activa	$< 0,75$
Normal	$0,75 - 1,25$
Muito Activa	$> 1,25$

3.2.3 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ARGILOSO DA LINHA DO NORTE

O GEG efectuou um estudo em 2002 que permitiu caracterizar o maciço quanto à consistência, liquidez e actividade. Esse estudo contemplou duas fases. A primeira foi executada em Agosto e compreendeu recolha de amostras para a execução de ensaios de laboratório em 10 poços de reconhecimento geológico e uma sondagem mecânica. A segunda foi efectuada em Outubro do mesmo ano onde se recolheram duas amostras nas proximidades de dois dos dez poços anteriormente citados.

Este estudo permitiu também obter uma relação entre a coesão não drenada e a variação do teor em água. Esta relação revelou-se fundamental na aplicação ao caso de estudo do Capítulo 6, pelo que será convenientemente explicada nesse capítulo.

Com o estudo das características dos materiais intersectados nas campanhas de prospecção obtiveram, para cada amostra, cinco valores fundamentais para auxílio da caracterização do maciço:

- A percentagem de argila que é inferior a $2\mu\text{m}$ ($\%<2\mu\text{m}$)
- O índice de plasticidade (I_p)
- O limite de liquidez (w_L)
- O limite de plasticidade (w_p)
- O teor em água natural (w_n)

Estes parâmetros, como é já sabido do subcapítulo anterior, permitiram então determinar os parâmetros que caracterizam uma argila.

Portanto, da campanha efectuada em Agosto, resultou o seguinte:

Quadro 3.3 – Dados obtidos no estudo dos materiais intersectados em Agosto (GEG, 2003)

Amostra	Poço/Sondagem	km	Profundidade	%<2µm	IP	WL	WP	Wn
			(m)			(%)	(%)	(%)
2579	1	2,23	2,60-3,50	92,5	38	65	27	18,7
2580	2	202,23 (pé talude)	0,0-0,70	82,9	32	57	25	18,3
2581	2	202,23 (pé talude)	2,50-2,80	54	26	46	20	15,9
2582	3	202,295	1,50-2,50	99,1	34	59	25	13,6
2583	4	202,33	1,70-3,0	63,7	18	45	27	13,5
2584	5	202,475	3,0-3,5	47,7	18	44	26	14,5
2585	6	202,475 (caminho)	2,5-2,7	80,8	25	51	26	21,6
2586	7	202,725 (caminho)	0,0-2,0	95,9	38	71	33	26,5
2587	8	202,775 (caminho)	0,0-1,9	55,7	14	37	23	18,3
2588	9	202,850 (caminho)	0,8-2,0	19,4	14	36	22	10,7
2589	10	sul	0,6-2,0	68	21	43	22	12,5
2638	S2	202,22	1.50-2.0	75.65	26	54	28	19.7

Quadro 3.4 - Coeficiente de actividade da argila, índice de liquidez e de consistência para o mês de Agosto (GEG, 2003)

Amostra	Poço	km	Profundidade	At	IL	IC
2579	1	202,23	2,60-3,50	0,41	-0,22	1,22
2580	2	202,23 (pé talude)	0,0-0,70	0,39	-0,21	1,2
2581	2	202,23 (pé talude)	2,50-2,80	0,48	-0,16	1,16
2582	3	202,295	1,50-2,50	0,34	-0,33	1,33
2583	4	202,33	1,70-3,0	0,28	-0,75	1,75
2584	5	202,475	3,0-3,5	0,38	-0,64	1,64
2585	6	202,475 (caminho)	2,5-2,7	0,31	-0,17	1,17
2586	7	202,725 (caminho)	0,0-2,0	0,39	-0,17	1,17
2587	8	202,775 (caminho)	0,0-1,9	0,25	-0,34	1,33
2588	9	202,850 (caminho)	0,8-2,0	0,72	-0,81	1,81
2589	10	sul	0,6-2,0	0,31	-0,45	1,45
2638	S2	202,22	1.50-2.00	0.33	-0.32	1.32

Uma análise atenta ao Quadro 3.4 permitiu chegar às seguintes conclusões:

- O coeficiente de actividade é em qualquer das amostras sempre inferior a 0,75, o que permite classificar a argila como pouco activa;
- O índice de consistência é superior à unidade em todas as amostras, e portanto são classificadas como argilas duras.

Das amostras recolhidas em Outubro resultou:

Quadro 3.5 - Dados obtidos no estudo dos materiais intersectados em Outubro (GEG, 2003)

Amostra	Poço/Sondagem	km	Profundidade (m)	%<2 μ m	IP	WL (%)	WP (%)	Wn (%)
2609	Prox. 3	202,295	-	93.38	30	54	24	21.8
2610	Prox. 8	202,785	-	82	35	57	22	31.4

Quadro 3.6 - Coeficiente de actividade da argila, índice de liquidez e de consistência para o mês de Outubro (GEG, 2003)

Amostra	Poço	km	Profundidade	At	IL	IC
2609	Prox. 3	202,295	-	0.32	-0,07	1,07
2610	Prox. 8	202,785	-	0.42	0,27	0,73

Uma análise atenta ao Quadro 3.6 permitiu concluir que:

- O coeficiente de actividade continua a ser inferior a 0,75 e consequentemente a argila continua a ser pouco activa;
- O índice de consistência diminuiu visivelmente em comparação com as amostras de Agosto, sendo que no caso da amostra 2610 o seu valor é inferior à unidade e na amostra 2609 é muito próximo do valor unitário. A primeira amostra exhibe então uma consistência média e a segunda muito próxima da rija.

Podemos então afirmar que com o início das chuvas (mês de Outubro) o teor de água no talude vai aumentar o que traduz uma diminuição do índice de consistência, fazendo com que o terreno tome um comportamento mais moldável.

4

PLUVIOMETRIA

4.1 CICLO HIDROLÓGICO

A existência de água na terra é um fenómeno renovável. Esta renovação ajusta-se a um ciclo através da biosfera. A esta trajectória cíclica dá-se o nome de Ciclo da água ou ciclo hidrológico, e descreve o percurso que a água toma do mar à atmosfera e a forma como ela retorna à superfície terrestre. Tem, como principais fases a evaporação, o transporte na atmosfera, a condensação, a precipitação e a alimentação. O seu principal catalisador é a radiação solar e por isso pode dizer-se que este ciclo se inicia com a evaporação da água dos oceanos e dos solos.

A água evaporada é transportada na atmosfera, condensa-se (sob a forma de chuva ou granizo por exemplo) e precipita. Grande parte da água precipitada volta para os oceanos, outra parte escorre à superfície e forma reservatórios naturais e/ou cursos de água, e por fim há ainda outra parte que se infiltra no solo e, ou é absorvida pelas raízes das plantas ou é retida e alimenta as reservas subterrâneas. A água volta a evaporar e assim continua o ciclo indefinidamente.

Pode considerar-se então que o ciclo hidrológico é constituído por dois ramos:

- Ramo aéreo: constituído pela evaporação, transporte das massas de água na atmosfera e precipitação;
- Ramo terrestre: constituído pela precipitação, evaporação directa do solo e das superfícies líquidas ou evapotranspiração através das plantas, infiltração e escoamento superficial ou subterrâneo.



Fig 4.1 – Ciclo da Água (M. Evans, 2009)

Como podemos verificar pelo que já foi dito, nem toda a água precipitada se infiltra no solo, no entanto na análise feita no Capítulo 6 considerou-se que toda a precipitação penetra no solo, o que deste modo nos permite fazer uma análise conservativa deste fenómeno.

4.2 FORMAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO

4.2.1 DA HUMIDADE ATMOSFÉRICA À PRECIPITAÇÃO

O vapor de água que existe na atmosfera resulta do processo contínuo de evaporação da água da superfície terrestre.

No entanto, a quantidade de vapor de água que determinado volume de ar é capaz de conter não pode ultrapassar determinado limite – a chamada saturação – e quando esse limite é atingido, para uma mesma temperatura, o ar deixa de poder conter mais vapor de água.

Como tal, todo o vapor de água que determinado volume de ar receber depois de ficar saturado ele condensa-se, ou seja, passa ao estado líquido, formando pequenas gotículas de água que ficam em suspensão por serem muito leves e não conseguem vencer a resistência do ar.

Contudo, para que a condensação se inicie, é imprescindível a existência de núcleos de condensação (partículas microscópicas, tais como cinzas vulcânicas, poeiras, sais, etc.), em torno dos quais as pequenas gotículas de água se vão associando, formando as nuvens.

A precipitação irá ocorrer quando, através de dois mecanismos de produção de chuva (explicados em 4.2.2), as gotículas adquirirem uma dimensão e peso tal que acabarão por vencer a resistência do ar e originar precipitação no estado líquido (chuva) ou sólido (neve ou granizo)

4.2.2 MECANISMOS DE FORMAÇÃO DE PRECIPITAÇÃO

A palavra precipitação, do ponto de vista meteorológico, é água (sob qualquer forma), que cai da atmosfera assentando na superfície terrestre. Chuva, neve, granizo e chuva misturada com neve são todas formas de precipitação.

De acordo com a comunidade científica, existem dois processos principais de formação de Precipitação:

- Processo de colisão e coalescência;
- Processo de cristais de gelo (ou Bergeron).

Uma distinção importante entre os dois processos é a temperatura da nuvem.

O processo de colisão e coalescência ocorre em nuvens quentes (*warm clouds*), ou seja, aquelas cuja massa está acima do nível de congelamento, enquanto que o processo de cristais de gelo acontece em nuvens frias (*cold clouds*) que são as que existem principalmente onde a temperatura está abaixo do nível de congelamento.

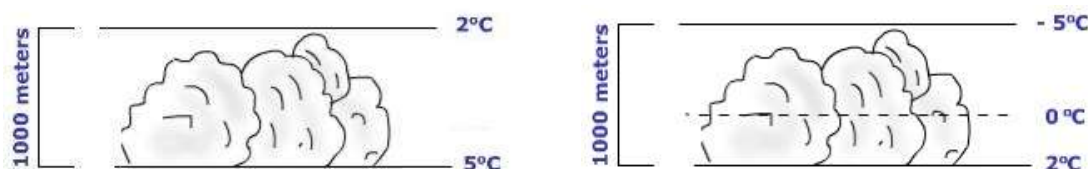


Fig 4.2 – Temperatura de: Esquerda: Nuvem quente ; Direita: Nuvem fria

4.2.2.1. Processo de colisão e coalescência

As nuvens quentes são compostas inteiramente por gotículas de água líquida e precisam que elas tenham diâmetros superiores a 20 μm para que se forme precipitação.

Estas gotículas com diâmetro superior ao mencionado formam-se quando estão presentes nos núcleos de condensação partículas higroscópicas (como o sal marinho). Devido à sua grande dimensão elas caem rapidamente e colidem com outras gotículas mais lentas e de menor dimensão o que as faz coalescer, tornando-se cada vez maiores. À medida que a sua dimensão aumenta, tornam-se mais rápidas e portanto prospera cada vez mais a probabilidade de colisão e crescimento.

Após um milhão de colisões, formam-se gotas suficientemente grandes para cair sem evaporar. Elas podem crescer até 6 mm de diâmetro e atingir uma velocidade de 30 km/h, no entanto, com este tamanho e velocidade a tensão superficial da água (que mantinha a gota inteira) é superada pela resistência do ar e faz com que elas “quebrem” e as pequenas gotas resultantes desse fenómeno recomeçam a tarefa de anexar gotículas de nuvem.

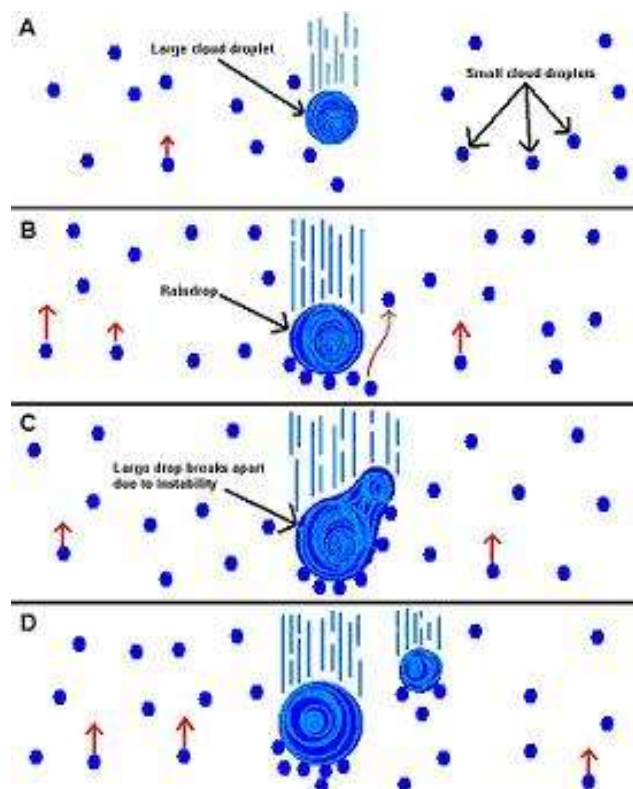


Fig.4.3 - Processo de colisão e coalescência (Grimm, 1999)

As gotas que são produzidas em nuvens quentes são geralmente menores do que as produzidas em nuvens frias. Com efeito, as gotas de nuvens quentes raramente excedem os 2 mm de diâmetro.

4.2.2.2. Processo de cristais de gelo (Bergeron)

Este processo prevê que coexistem simultaneamente nas nuvens frias gotículas sob a forma de água e sob a forma de cristais de gelo, a uma temperatura inferior à temperatura de congelação.

Na zona da nuvem que se situa abaixo do ponto de congelação, as gotículas crescem através do processo de colisão e coalescência o que não introduz nada de novo. No entanto, em zonas da nuvem com temperatura imediatamente acima do nível de congelação seria de esperar que estivessemos em presença de cristais de gelo, mas contrariamente a esta ideia o que acontece é que nessa zona (e mesmo a níveis superiores), se observam maioritariamente gotículas de água no estado líquido, as chamadas gotículas super-resfriadas. Isto acontece porque quanto menor é a quantidade de água pura, mais baixa é a temperatura à qual ela congela e é por este motivo que é necessário uma temperatura tão reduzida na formação de cristais de gelo.

É então na parte superior da nuvem (onde a temperatura do ar é claramente inferior à temperatura de congelação) que os cristais de gelo existem em maioria absoluta.

Nas zonas da nuvem onde os dois estados (sólido e líquido) coexistem o meio encontra-se altamente saturado e as gotículas super-resfriadas tendem a agregar-se nas proximidades dos cristais de gelo.

Uma vez que o ar está saturado, o número de moléculas que deixa a superfície das gotículas tem que ser igual ao número de moléculas que entra. O mesmo acontece nos cristais de gelo. Contudo, o

número de moléculas que deixa a superfície das gotículas líquidas é muito maior do que as que deixam os cristais, isto deve-se ao facto das moléculas terem maior dificuldade em escapar da superfície sólida do que da superfície líquida e consequentemente é necessário um maior número de moléculas na forma de vapor para manter a saturação. Aliás como se pode verificar no Quadro 4.1, para uma mesma temperatura (inferior ao ponto de congelação), a pressão de vapor saturado sobre a água é maior que a pressão de saturação sobre os cristais de gelo.

Quadro 4.1 - Variação da pressão de vapor de saturação com a temperatura (Grimm, 1999)

Temperatura		Pressão de vapor de saturação	
(°C)	(°F)	Sobre a água	Sobre o gelo
50	122	123,4	-
40	104	73,78	-
30	86	42,43	-
20	68	23,37	-
10	50	12,27	-
0	32	6,11	6,11
-10	14	2,86	2,6
-20	-4	1,25	1,03
-30	-22	0,51	0,38
-40	-40	0,19	0,13

Esta diferença na pressão de saturação provoca nas moléculas de vapor uma entrada em movimento – difusão – que faz com que estas se transportem de zonas de pressão elevada para zonas de menor pressão, e por isso é expectável que a pressão de vapor acima das gotículas vai diminuir.

Deste modo as gotículas vão ficar em desequilíbrio com as suas proximidades e por isso elas evaporam parte da sua água para restabelecer a saturação na sua zona superior. Ora, este processo promove uma continua fonte de humidade que os cristais de gelo absorvem, crescendo pois a um ritmo extraordinariamente veloz.

Assim sendo podemos dizer que os cristais de gelo crescem à custa das gotículas que se situam nas suas proximidades.

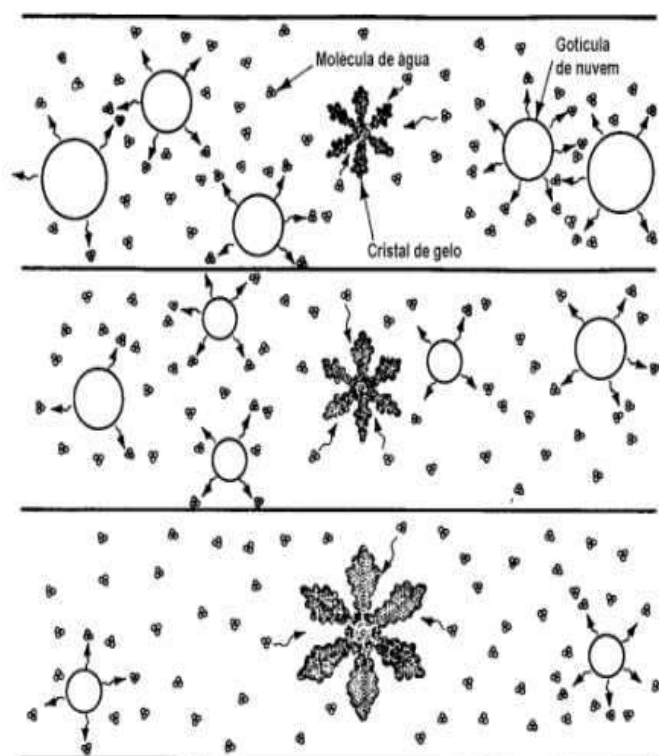


Fig.4.4 – Processo Bergeron (Grimm, 1999)

4.3 BREVE CARACTERIZAÇÃO DA PLUVIOMETRIA EM PORTUGAL

4.3.1 SITUAÇÃO GEOGRÁFICA E CLIMA

O território português abarca uma área de cerca de 89 300 km². Tem forma aproximadamente rectangular e apresenta como dimensão máxima cerca de 560km de comprimento e cerca de 220km de largura. Situa-se sensivelmente entre os meridianos 6° W e 10° W e entre os paralelos 37° N e 42° N. Faz fronteira com Espanha a Norte e a Este e é banhado pelo oceano Atlântico a Este e a Sul.

O clima português reúne influências atlânticas e mediterrâneas.

A influência atlântica faz-se sentir especialmente durante o Inverno e é responsável por precipitações elevadas (particularmente na região noroeste) e pelo abrandamento dos efeitos dos ventos secos e frios derivados da península ibérica.

A segunda influência faz-se sentir sobretudo durante a estação quente e ocasiona elevada temperatura e precipitação reduzida (especialmente nas regiões Sul e Este do território).

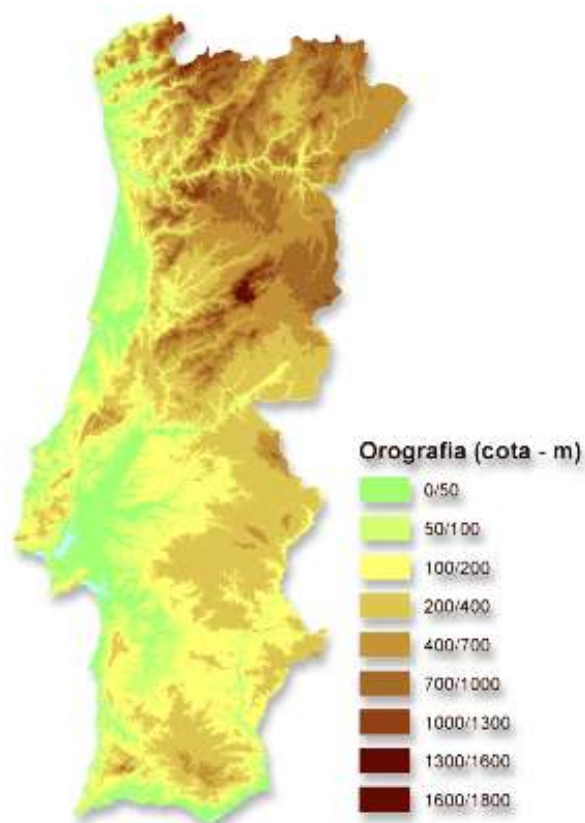


Fig.4.5 – Carta Hipsométrica Portuguesa, adaptado do Instituto do Ambiente

4.3.2 PRECIPITAÇÃO

Dá-se o nome de udómetros aos recipientes que permitem medir a quantidade de precipitação que ocorre num determinado período de tempo. Estes, quando equipados por dispositivos que permitam um registo contínuo da água acumulada, intitulam-se udógrafos.

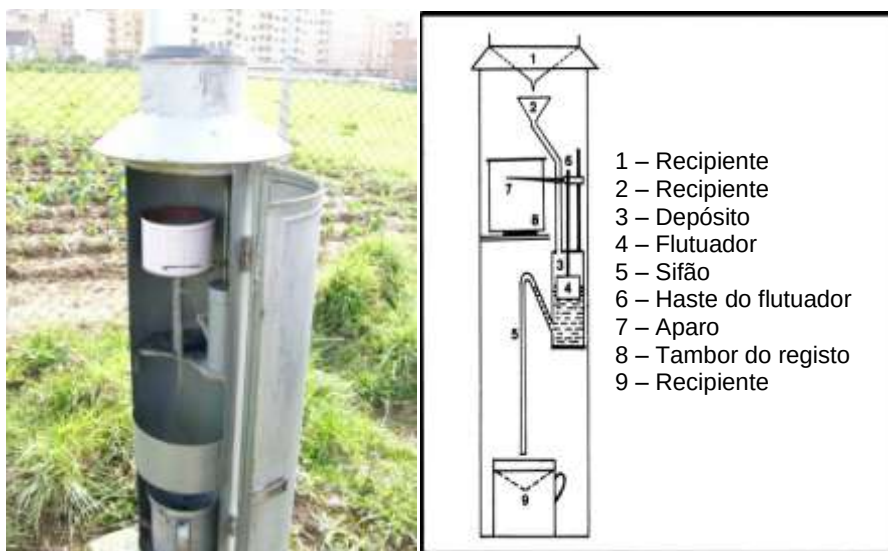


Fig.4.6 - Udógrafo (INAG, 2004)

A precipitação anual num determinado local ou zona varia de ano para ano, contudo, o valor médio dessa precipitação para um período superior a aproximadamente 30 anos é quase constante, independentemente da localização no tempo do período considerado.

Então, através do conhecimento da precipitação anual média (nos pontos onde estão situados os udógrafos), é exequível traçar linhas – isoietas em ano médio ou isolinhas da precipitação anual média – ao longo das quais a precipitação toma valor constante.

Na Figura 4.7 estão representadas as isoietas em ano médio para o território continental.

Sabe-se que o volume anual médio da precipitação sobre este território é aproximadamente $89\,000 \times 10^6 \text{ m}^3$ e atendendo a que 1mm de altura uniforme de água sobre o mesmo equivale a $89.3 \times 10^6 \text{ m}^3$, então automaticamente se conclui que a precipitação anual média expressa em altura de água é cerca de 100 mm.

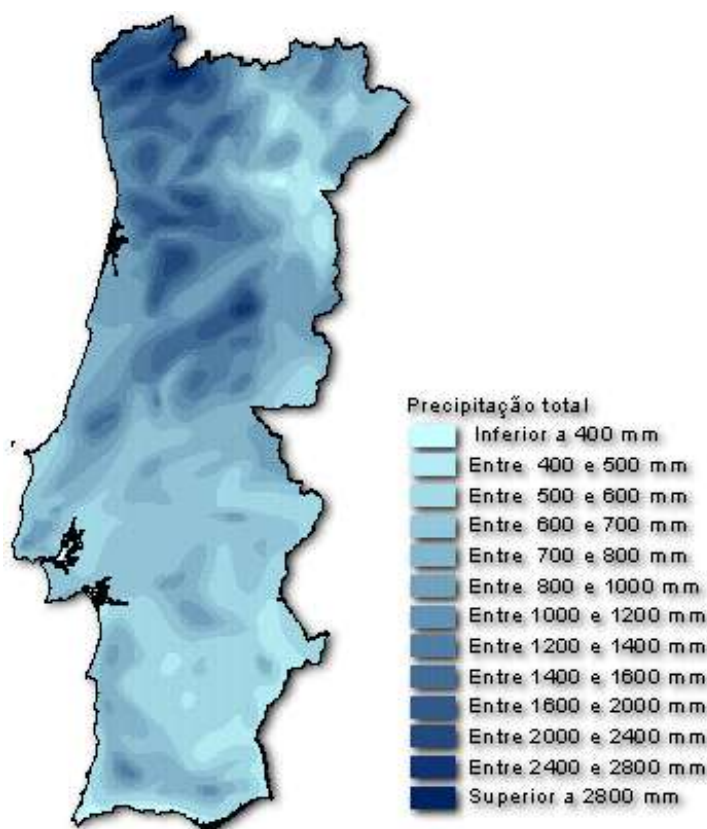


Fig.4.7 – Mapa de isoietas em ano médio, adaptado do Instituto da Água

Numa análise atenta às Figuras 4.5 e 4.7 pode também apreciar-se que o relevo territorial exerce uma certa influência na distribuição espacial da precipitação.

De facto, a subida de ar húmido (proveniente do oceano) provocada pelo relevo, faz com que, em regra, haja precipitação nas zonas elevadas. A humidade do ar é então diminuída o que faz com que nas zonas posteriormente atingidas pelas massas de ar a precipitação seja menor.

Da análise do mapa da Figura 4.7 verifica-se que em ano médio:

- É o alto Minho a zona mais afectada pela chuva com valores de precipitação superiores a 2800 mm;

- A zona do Marão-Alvão regista valores superiores a 1600 mm, e como se pode constatar pelo que foi dito anteriormente, esta zona condiciona a precipitação para leste onde se verificam valores substancialmente menores (entre 1200 e 1400 mm nas terras altas e inferiores a 500 mm nas terras baixas);
- Na serra da estrela regista um máximo de precipitação superior a 2400 mm;
- A sul do Rio Tejo a precipitação varia entre 800 e 1200 mm nas zonas de mais relevo, entre 500 e 800 mm na planície alentejana e 400 mm no litoral algarvio.

Verifica-se também que a zona que abrange o caso de estudo abordado no Capítulo 6 (nas proximidades de Coimbra) é afectada por precipitações bastante elevadas o que, em conjunto com as condições geológico-geotécnicas existentes no local, realçam ainda mais a importância deste trabalho.

4.4 CURVAS INTENSIDADE, DURAÇÃO E FREQUÊNCIA

Em Portugal, as redes udométricas são da responsabilidade do Instituto da Água (INAG), e fornecem registos, como já foi dito anteriormente, de precipitações diárias máximas anuais de forma bastante expedita, permitindo a análise destas precipitações em praticamente todas as bacias hidrográficas do território continental Português.

No entanto, é de notar que as bases de dados acessíveis ao público não contemplam precipitações intensas com durações inferiores ao dia.

Note-se que o número de postos udográficos que permitem medições da precipitação com duração inferior ao dia é muito menor do que o número de postos que provêm registos de precipitações diárias máximas anuais.

O facto de não ser possível obter experimentalmente precipitações intensas com duração inferior ao dia conduziu alguns autores a propor relações que conduzissem à obtenção de dados imprescindíveis para a caracterização da pluviometria, na ausência de informação específica.

Seguidamente, apresentam-se alguns trabalhos referentes a Portugal continental, em que são propostas relações entre a precipitação e a respectiva duração e frequência, em que a frequência é expressa por meio do período de retorno, T .

Recorde-se no entanto que no âmbito das precipitações intensas – curta duração, mas forte intensidade – a relação entre as três variáveis (precipitação, duração e frequência) pode ser expressa segundo duas formas, através de uma linha de possibilidade udométrica ou através de uma curva de intensidade-duração-frequência (IDF). Elas distinguem-se na medida em que a primeira faz intervir a precipitação com dada duração e a segunda a intensidade média dessa precipitação. São expressas, respectivamente pelas seguintes equações:

$$P = \alpha D^m \quad (4.1)$$

$$I = \beta D^n \quad (4.2)$$

onde,

P - Precipitação com um dado período de retorno (mm);

D - Duração dessa precipitação (minutos);

I - Intensidade média da precipitação (mm/h);

α, β, m, n – São função do período de retorno, e ter-se-á $n=m-1$ para um mesmo período de retorno.

Estas expressões traduzem o acréscimo da precipitação com o aumento da correspondente duração, verificando-se que a intensidade média dessa precipitação diminui com o aumento da duração.

Vejamos então alguns exemplos:

- Lencastre e Franco (1984), apresentou as seguintes linhas de possibilidade udométrica, tendo por base os registos de precipitações máximas anuais registadas em postos udográficos explorados pela Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos (DGRAH):

Para Barcelos:

$$T=5 \text{ anos} \quad P = 29,0D^{0,365} \quad (4.3)$$

$$T=10 \text{ anos} \quad P = 30,5D^{0,335} \quad (4.4)$$

Para Penhas Douradas:

$$T=5 \text{ anos} \quad P = 29,4D^{0,420} \quad (4.5)$$

$$T=10 \text{ anos} \quad P = 30,4D^{0,380} \quad (4.6)$$

Para Évora:

$$T=5 \text{ anos} \quad P = 23,2D^{0,216} \quad (4.7)$$

$$T=10 \text{ anos} \quad P = 37,6D^{0,212} \quad (4.8)$$

Nestas equações (de 4.1 a 4.8) P vem expresso em milímetros e D é a duração em horas.

- A partir dos valores máximos da precipitação com durações de 10 a 120 minutos determinados na região da grande Lisboa e com base num período de 108 anos de registos (entre 1860 e 1967), Lencastre (1984), estabeleceu a seguinte linha de possibilidade udométrica para aquela região:

$$T=100 \text{ anos} \quad P = 52,0D^{0,62} \quad (4.9)$$

- Matos e Silva (1986), propuseram a utilização a nível nacional das curvas IDF que estabeleceram para Lisboa, com base em registos de precipitações de curta duração obtidas nos postos udográficos do observatório Infante D. Luís (1860-1939), do instituto Geofísico (1940-1967) e do instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (1968-1983). Para o efeito, sugeriram que as intensidades médias das precipitações resultantes daquelas curvas fossem agravadas de 20%, nas regiões montanhosas com altitude superior a 700m, e reduzidas nas regiões do Nordeste.

Na Figura a seguir ilustrada mostra-se a classificação das regiões pluviométricas propostas pelos autores e indica-se também que valores devem ser considerados nas diferentes regiões para os diferentes parâmetros das curvas IDF, em função do período de retorno.

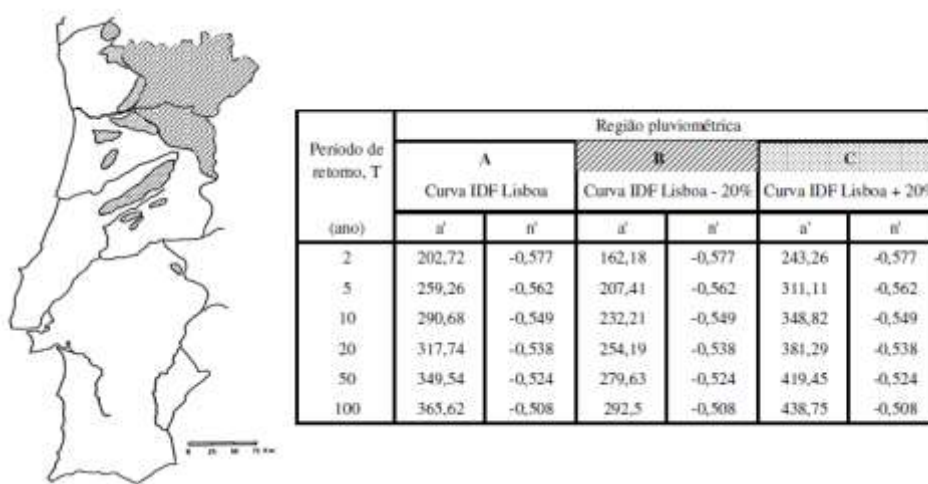


Fig.4.8 - Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência (adaptada de Matos e Silva, 1986), em que a' é equivalente a α da expressão (4.1) e β da expressão (4.2) e n' é equivalente a m de (4.1) e n de (4.2)

De referir que, a intensidade média da precipitação, I , vem expressa em milímetros por hora (mm/h) e a duração, D , em minutos.

De acordo com as series de precipitação analisadas por Lencastre (1984), a duração (D) não deverá exceder os 120 minutos.

- Brandão e Rodrigues (1988), e Brandão *et al.* (2001), apresentaram os parâmetros das curvas IDF (Figuras 4.9 a 4.11), com base em registos de postos udográficos do continente, e consideraram para o efeito, durações de precipitação, D , compreendidas entre 5 minutos e 48 horas, com períodos de retorno entre 2 e 1000 anos.

As curvas que poderemos obter destes parâmetros obedecem à equação (4.2), para uma intensidade média, I , expressa em mm/h e uma duração da precipitação, D , expressa em minutos.

São exactamente os parâmetros propostos por estes autores que foram utilizados no caso de estudo apresentado no Capítulo 6, uma vez que se revelam como a melhor opção para caracterizar os eventos pluviométricos, já que tem aplicabilidade sobre todo o território nacional, revelam adaptabilidade a um espectro temporal significativo e mostram capacidade de iteração com várias modelações de eventos pluviométricos.

Posto udográfico		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 5 e 30 minutos															
a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	368.70	-0.690	487.77	-0.674	567.07	-0.665	643.30	-0.659	742.13	-0.652	816.26	-0.649	987.73	-0.643	1061.50	-0.641
05T/01	Miranda do Douro	146.70	-0.539	179.44	-0.483	202.44	-0.461	224.96	-0.446	254.50	-0.431	276.82	-0.423	328.76	-0.409	351.19	-0.405
03M/01	Chaves	148.96	-0.585	217.29	-0.596	262.48	-0.600	305.82	-0.603	361.90	-0.605	403.91	-0.607	500.99	-0.609	542.72	-0.610
03E/03	Viana do Castelo	202.49	-0.525	286.54	-0.512	342.32	-0.508	395.86	-0.504	465.21	-0.502	517.19	-0.500	637.36	-0.497	689.03	-0.496
10F/01	Aveiro (Universidade)	168.74	-0.529	213.70	-0.530	243.44	-0.531	271.90	-0.531	308.88	-0.531	336.53	-0.531	400.43	-0.532	427.90	-0.532
10H/01	Caramulo	142.94	-0.457	179.08	-0.445	203.10	-0.439	226.18	-0.435	256.08	-0.431	278.50	-0.429	330.37	-0.425	352.67	-0.423
11V/01	Santa Comba Dão	178.77	-0.549	272.05	-0.575	333.98	-0.585	393.45	-0.592	470.50	-0.599	528.26	-0.602	661.80	-0.609	719.22	-0.611
11L/05	Penhas Douradas	163.11	-0.514	242.78	-0.518	295.51	-0.519	346.09	-0.520	411.56	-0.521	460.62	-0.522	573.97	-0.522	622.71	-0.523
12L/03	Covilhã	159.10	-0.527	215.00	-0.540	252.06	-0.546	287.63	-0.550	333.69	-0.554	368.22	-0.556	448.04	-0.561	482.36	-0.562
12G/01	Coimbra (IG)																
13L/02	Gralhas	219.65	-0.530	282.71	-0.514	324.65	-0.507	364.95	-0.503	417.19	-0.498	456.36	-0.495	546.97	-0.490	585.94	-0.489
21C/06	Lisboa (IGIDL)	176.46	-0.529	214.32	-0.499	239.69	-0.486	264.16	-0.477	295.96	-0.467	319.86	-0.461	375.21	-0.451	399.04	-0.447
21C/02	Lisboa (Portela)	187.70	-0.516	294.15	-0.555	365.58	-0.571	434.48	-0.581	524.03	-0.592	591.31	-0.598	747.18	-0.608	814.30	-0.611
20C/01	S. Julião do Tojal	164.68	-0.545	236.96	-0.557	284.64	-0.561	330.31	-0.565	389.37	-0.567	433.58	-0.569	535.70	-0.572	579.58	-0.573
18M/01	Portalegre	155.34	-0.498	189.67	-0.455	213.08	-0.437	235.80	-0.424	265.45	-0.411	287.78	-0.404	339.63	-0.392	361.99	-0.387
20V/01	Pavia	155.93	-0.532	239.17	-0.563	294.68	-0.575	348.08	-0.584	417.36	-0.592	469.35	-0.597	589.64	-0.605	641.40	-0.607
22J/02	Évora-Cemitério	197.78	-0.534	228.45	-0.474	250.35	-0.449	271.98	-0.430	300.48	-0.412	322.13	-0.401	372.70	-0.383	394.60	-0.377
25J/02	Beja	163.46	-0.511	199.75	-0.478	224.26	-0.464	247.97	-0.454	278.84	-0.444	302.07	-0.438	355.92	-0.427	379.12	-0.424
26D/01	Sines	169.86	-0.536	233.04	-0.546	274.92	-0.550	315.12	-0.553	367.17	-0.556	406.19	-0.558	496.38	-0.561	535.16	-0.562
27G/01	Relíquias	162.92	-0.483	208.66	-0.432	240.08	-0.413	270.59	-0.399	310.41	-0.387	340.39	-0.380	409.97	-0.369	439.96	-0.365
30J/02	Catraia																
31J/01	S. Brás de Alportel																
30M/01	Figueirais																
31F/01	Praia da Rocha	143.24	-0.516	209.85	-0.544	254.08	-0.555	296.56	-0.563	351.59	-0.571	392.85	-0.575	488.25	-0.582	529.28	-0.585
30F/01	Monchique	232.49	-0.549	274.93	-0.480	306.29	-0.452	337.36	-0.433	378.41	-0.415	409.57	-0.406	482.32	-0.387	513.81	-0.382
31J/02	Faro	199.45	-0.541	246.18	-0.483	278.56	-0.461	310.14	-0.446	351.44	-0.431	382.59	-0.422	454.99	-0.408	486.23	-0.403
30M/02	Vila Real de Santo António	163.82	-0.479	204.99	-0.452	232.58	-0.440	259.17	-0.432	293.72	-0.424	319.66	-0.419	379.75	-0.410	405.61	-0.408

Fig.4.9 – Parâmetros das curvas IDF propostas por Brandão e Rodrigues (1988), e Brandão *et al.* (2000), para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 5 a 30 minutos

Posto udográfico		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 30 minutos e 6 horas															
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	208.29	-0.533	347.51	-0.581	445.15	-0.602	541.43	-0.617	668.76	-0.632	765.64	-0.640	992.85	-0.656	1091.60	-0.660
05T/01	Miranda do Douro	243.20	-0.699	467.22	-0.766	630.14	-0.793	793.34	-0.812	1011.70	-0.830	1179.10	-0.841	1574.50	-0.859	1747.10	-0.865
03M/01	Chaves	211.55	-0.691	390.39	-0.753	520.77	-0.779	651.83	-0.798	827.78	-0.817	963.14	-0.828	1284.00	-0.847	1424.60	-0.853
03E/03	Viana do Castelo	281.33	-0.624	545.43	-0.704	742.80	-0.738	943.80	-0.762	1216.60	-0.786	1428.20	-0.800	1934.00	-0.824	2156.80	-0.832
10F/01	Aveiro (Universidade)	253.70	-0.654	361.63	-0.683	435.95	-0.697	508.78	-0.707	604.76	-0.718	677.67	-0.725	848.55	-0.738	922.80	-0.742
10H/01	Caramulo	118.17	-0.416	186.42	-0.466	235.34	-0.489	284.34	-0.507	350.11	-0.526	400.79	-0.537	521.30	-0.558	574.26	-0.565
11I/01	Santa Comba Dão	241.72	-0.641	378.45	-0.663	470.50	-0.672	559.43	-0.678	675.14	-0.684	762.16	-0.687	963.91	-0.693	1050.80	-0.695
11L/05	Penhas Douradas	148.88	-0.499	297.38	-0.579	409.76	-0.613	524.90	-0.638	681.88	-0.662	804.03	-0.676	1097.00	-0.700	1226.30	-0.709
12L/03	Covilhã	138.92	-0.493	194.75	-0.521	233.27	-0.535	270.74	-0.545	319.82	-0.555	356.92	-0.562	443.41	-0.573	480.84	-0.577
12G/01	Coimbra (IG)	280.69	-0.653	374.38	-0.647	436.65	-0.644	496.49	-0.643	574.03	-0.641	632.17	-0.640	766.63	-0.639	824.45	-0.638
13L/02	Gralhas	229.22	-0.561	361.34	-0.604	453.73	-0.623	544.85	-0.637	665.47	-0.651	757.34	-0.660	973.15	-0.675	1067.00	-0.680
21C/06	Lisboa (IGIDL)	251.82	-0.628	345.32	-0.634	407.36	-0.637	466.92	-0.639	544.07	-0.641	601.92	-0.642	735.65	-0.644	793.16	-0.645
21C/02	Lisboa (Portela)	359.15	-0.711	417.04	-0.665	461.54	-0.647	506.26	-0.634	565.82	-0.623	611.24	-0.616	717.68	-0.605	763.86	-0.602
20C/01	S. Julião do Tojal	205.93	-0.596	238.70	-0.544	265.17	-0.525	292.01	-0.512	327.90	-0.500	355.32	-0.493	419.64	-0.482	447.56	-0.479
18M/01	Portalegre	229.15	-0.622	389.81	-0.674	504.10	-0.697	617.67	-0.713	768.83	-0.729	884.39	-0.739	1156.70	-0.756	1275.50	-0.761
20I/01	Pavia	237.28	-0.659	306.77	-0.647	353.20	-0.642	397.89	-0.639	455.90	-0.635	499.43	-0.633	600.18	-0.630	643.53	-0.629
22J/02	Évora-Cemitério	366.51	-0.713	571.47	-0.735	709.63	-0.744	843.21	-0.751	1017.00	-0.757	1147.90	-0.761	1451.30	-0.767	1582.10	-0.769
25J/02	Beja	303.85	-0.692	468.63	-0.727	581.81	-0.743	692.32	-0.754	837.37	-0.765	947.16	-0.772	1203.30	-0.783	1314.20	-0.787
26D/01	Sines	316.67	-0.719	416.93	-0.713	483.30	-0.711	546.97	-0.709	629.39	-0.707	691.15	-0.706	833.87	-0.705	895.23	-0.704
27G/01	Relíquias	285.02	-0.658	484.95	-0.683	619.29	-0.691	748.90	-0.697	917.30	-0.702	1043.80	-0.705	1336.80	-0.710	1462.90	-0.712
30J/02	Catraia					358.73	-0.583			600.18	-0.595	745.31	-0.600	1225.90	-0.611	1519.50	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel					342.70	-0.575			569.56	-0.576	709.50	-0.577	1174.90	-0.580	1459.40	-0.581
30M/01	Figueirais					373.03	-0.579			748.70	-0.592	1006.60	-0.598	1980.80	-0.610	3323.50	-0.656
31F/01	Praia da Rocha	254.91	-0.684	366.91	-0.700	441.75	-0.706	513.84	-0.711	607.46	-0.715	677.76	-0.718	840.56	-0.723	910.65	-0.724
30F/01	Monchique	245.74	-0.566	312.01	-0.509	361.22	-0.491	409.85	-0.479	473.87	-0.469	522.31	-0.463	635.09	-0.454	683.80	-0.451
31J/02	Faro	312.50	-0.679	475.42	-0.686	583.37	-0.688	686.94	-0.690	821.02	-0.691	921.51	-0.692	1153.80	-0.693	1253.60	-0.694
30M/02	Vila Real de Santo António	342.68	-0.690	483.64	-0.694	577.01	-0.696	666.52	-0.697	782.29	-0.698	869.17	-0.699	1069.70	-0.700	1155.90	-0.700

Fig.4.10 - Parâmetros das curvas IDF propostas por Brandão e Rodrigues (1988), e Brandão *et al.* (2000), para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 30 minutos a 6 horas

Posto udográfico		Períodos de retorno (anos)															
		2		5		10		20		50		100		500		1000	
		Parâmetros das curvas intensidade-duração-frequência para durações da precipitação entre 6 e 48 horas															
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
02G/09	Casal Soeiro	292.29	-0.589	287.00	-0.545	293.03	-0.527	302.25	-0.513	317.15	-0.499	329.73	-0.491	361.60	-0.477	376.10	-0.472
05T/01	Miranda do Douro	255.40	-0.701	269.27	-0.669	283.58	-0.656	299.23	-0.646	321.19	-0.636	338.48	-0.630	380.08	-0.620	398.44	-0.617
03M/01	Chaves	171.15	-0.654	189.58	-0.635	203.14	-0.627	216.72	-0.621	234.84	-0.614	248.70	-0.610	281.34	-0.603	295.54	-0.601
03E/03	Viana do Castelo	325.76	-0.652	317.36	-0.616	320.05	-0.599	325.96	-0.586	336.65	-0.574	346.17	-0.566	371.29	-0.552	383.00	-0.547
10F/01	Aveiro (Universidade)	278.52	-0.669	360.93	-0.677	415.45	-0.681	467.72	-0.684	535.37	-0.687	586.04	-0.689	703.13	-0.693	753.46	-0.694
10H/01	Caramulo	208.61	-0.504	235.18	-0.496	253.03	-0.492	270.27	-0.488	292.72	-0.485	309.62	-0.482	348.84	-0.478	365.76	-0.477
11I/01	Santa Comba Dão	239.96	-0.639	347.38	-0.651	419.30	-0.656	488.63	-0.660	578.72	-0.663	646.41	-0.666	803.21	-0.669	870.74	-0.671
11L/05	Penhas Douradas	223.11	-0.559	246.16	-0.542	262.85	-0.534	279.48	-0.528	301.63	-0.522	318.54	-0.518	358.34	-0.511	375.66	-0.508
12L/03	Covilhã	152.39	-0.505	168.42	-0.488	179.26	-0.480	190.07	-0.473	204.45	-0.467	215.44	-0.463	241.30	-0.455	253.57	-0.453
12G/01	Coimbra (IG)	271.67	-0.653	485.15	-0.695	639.05	-0.712	792.84	-0.725	998.29	-0.738	1155.70	-0.745	1527.60	-0.758	1689.90	-0.762
13L/02	Gralhas	201.11	-0.529	213.87	-0.502	224.77	-0.490	236.26	-0.481	252.11	-0.472	264.47	-0.466	294.10	-0.456	307.14	-0.452
21C/06	Lisboa (IGIDL)	362.78	-0.698	545.58	-0.721	670.81	-0.732	792.97	-0.739	953.23	-0.747	1074.50	-0.752	1357.30	-0.760	1479.80	-0.762
21C/02	Lisboa (Portela)	474.64	-0.756	763.29	-0.764	955.11	-0.767	1139.40	-0.769	1378.10	-0.771	1557.10	-0.772	1970.90	-0.773	2148.80	-0.774
20C/01	S. Julião do Tojal	381.00	-0.705	812.46	-0.753	1122.70	-0.770	1430.30	-0.781	1837.50	-0.792	2147.20	-0.797	2872.40	-0.807	3186.90	-0.810
18M/01	Portalegre	252.46	-0.639	287.90	-0.624	312.55	-0.617	336.72	-0.612	368.50	-0.606	392.58	-0.603	448.78	-0.597	473.11	-0.596
20I/01	Pavia	262.93	-0.680	395.64	-0.689	483.85	-0.692	568.61	-0.695	678.44	-0.697	760.81	-0.698	951.27	-0.700	1033.20	-0.701
22J/02	Évora-Cemitério	354.04	-0.712	532.50	-0.732	654.02	-0.741	772.17	-0.747	926.70	-0.753	1043.40	-0.757	1314.90	-0.764	1432.20	-0.766
25J/02	Beja	368.82	-0.725	511.80	-0.742	608.92	-0.750	703.36	-0.756	826.97	-0.762	920.38	-0.766	1138.10	-0.773	1232.00	-0.776
26D/01	Sines	293.59	-0.709	455.06	-0.733	566.36	-0.744	675.25	-0.752	818.37	-0.759	926.80	-0.764	1180.00	-0.772	1289.80	-0.775
27G/01	Relíquias	489.17	-0.750	839.99	-0.778	1082.00	-0.790	1318.40	-0.797	1628.20	-0.805	1862.50	-0.809	2408.20	-0.816	2644.10	-0.819
30J/02	Catraia					359.74	-0.583			609.66	-0.597	745.65	-0.600	1227.00	-0.611	1520.90	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel					509.07	-0.634			923.58	-0.648	1219.40	-0.658	2210.20	-0.675	2858.60	-0.682
30M/01	Figueirais					758.40	-0.685			1666.50	-0.712	2324.80	-0.724	5081.90	-0.752	6999.60	-0.761
31F/01	Praia da Rocha	420.21	-0.773	481.99	-0.749	527.23	-0.739	572.27	-0.732	632.04	-0.725	677.55	-0.721	784.16	-0.714	830.42	-0.711
30F/01	Monchique	593.83	-0.710	1587.20	-0.785	2342.80	-0.810	3107.90	-0.825	4135.30	-0.840	4923.70	-0.848	6783.50	-0.860	7594.20	-0.864
31J/02	Faro	405.67	-0.726	594.84	-0.724	720.14	-0.724	840.34	-0.723	995.95	-0.723	1112.60	-0.723	1382.10	-0.722	1497.90	-0.722
30M/02	Vila Real de Santo António	432.64	-0.735	535.23	-0.718	605.53	-0.711	674.11	-0.706	763.99	-0.701	831.45	-0.699	988.58	-0.694	1056.30	-0.693

Fig.4.11 - Parâmetros das curvas IDF propostas por Brandão e Rodrigues (1988), e Brandão *et al.* (2000), para períodos de retorno entre 2 a 1000 anos e durações de precipitação de 6 a 48 horas

5

ESTABILIDADE DE TALUDES. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

5.1 INTRODUÇÃO

Desde cedo se verifica a necessidade de compreender fenómenos que originam instabilidade em taludes. Compreender esses fenómenos revelou-se o passo fundamental na procura de soluções de estabilização que minimizem o risco.

A instabilidade do talude será deflagrada quando as tensões de corte mobilizadas se igualarem à resistência ao corte do solo (Figura 5.1).

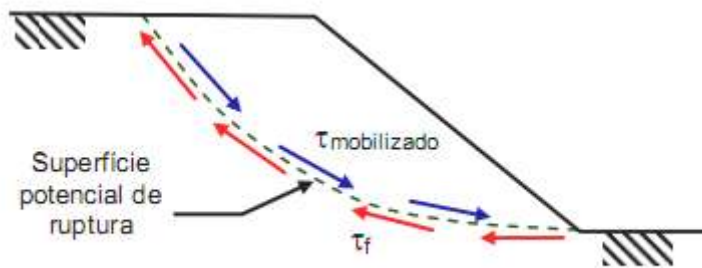


Fig.5.1 - Geometria do escorregamento (UERJ, 2008)

Existem inúmeras causas que impulsionam instabilidade. Varnes (1978) propôs uma classificação para os fenómenos deflagradores e divide-os em dois grupos. O quadro seguinte mostra essa classificação.

Quadro 5.1 - Factores que impulsionam a instabilidade em taludes (UERJ, 2008)

Acção	Factores	Fenómenos
Aumento da solicitação	Aumento da solicitação	Erosão; Escorregamentos; Cortes
	Aumento da solicitação	Peso da água da chuva, neve, granizo, etc.; Acumulação natural de material; Peso da vegetação; Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terramotos, ondas, vulcões, etc.; Explosões, tráfego, sismos induzidos

	Pressões laterais	Água em fendas; Congelamento; Material expansivo
Redução da resistência	Redução da resistência	Características geomecânicas do material; Tensões
	Mudanças ou factores variáveis	Intemperismo: Redução na coesão, ângulo de atrito; Variação das pressões neutras

No entanto, ao longo deste trabalho, a direcção tomada vai ao encontro dos fenómenos de intemperismo que causam a redução na coesão.

5.2 CONCEITOS A TER PRESENTES NO ESTUDO DA ESTABILIDADE

5.2.1. INFILTRAÇÃO

O processo da infiltração define a entrada de água no solo. Enquanto este processo se verificar, o perfil de humidade tende a chegar à saturação em toda a profundidade, sendo naturalmente a superfície o primeiro nível a saturar. Quando a precipitação para, isto é, quando deixa de haver infiltração, a humidade no interior do perfil sofre uma redistribuição evoluindo para um perfil de humidade inverso, ou seja, com teores de humidade menores, próximo da superfície, e maiores nas camadas mais profundas (UFC, 2004).

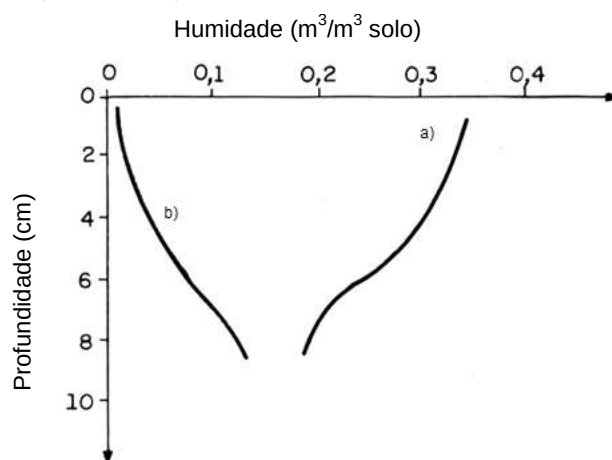


Fig.5.2 - Teor de humidade vs profundidade. a) Infiltração contínua da chuva. b) Depois da infiltração cessar (UFC, 2004)

É necessário ter presente que dependendo do tipo de solo e das condições de contorno a ele associado a capacidade de infiltração será maior ou menor.

A capacidade de infiltração (f_p) pode então ser definida como a taxa máxima que um solo é capaz de absorver, sob uma dada condição, sem que se inicie o escoamento e é geralmente expressa em mm/h.

Alguns dos factores que afectam esta capacidade são:

- Tipo de Solo: a capacidade de infiltração varia directamente com a porosidade e com o tamanho das partículas do solo. As características presentes numa pequena camada superficial, com espessura da ordem do 1 cm, tem grande influencia sob a capacidade de infiltração - Pinto et al. (1976);
- Humidade do Solo: quando a água é aplicada num solo seco, não há movimento descendente dessa água até que as partículas desse solo estejam envolvidas por uma fina película de água. As forças de atracção molecular e capilar fazem com que a capacidade de infiltração (f_p) inicial de um solo seco seja muito alta, mas à medida que a água percola a camada superficial vai ficando semi-saturada, fazendo com que as forças de capilaridade diminuam, o que faz diminuir também f_p , que tende para um valor constante após algumas horas (UFC, 2004). No entanto este conceito de capilaridade será melhor explicado no Subcapítulo 6.2.2;

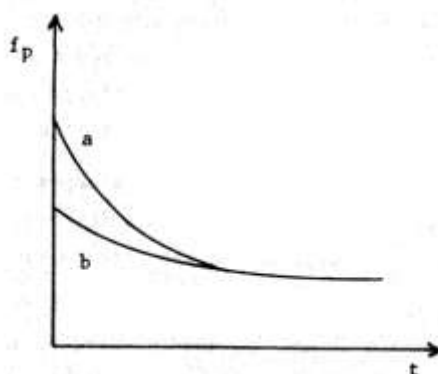


Fig.5.3 - Variação da capacidade de infiltração de um solo para condições iniciais a) secas e b) húmidas (UFC, 2004)

- Vegetação: uma cobertura vegetal densa tende a promover maiores valores de f_p , uma vez o sistema radicular das plantas proporciona a formação de pequenos túneis e retira humidade ao solo através da transpiração;

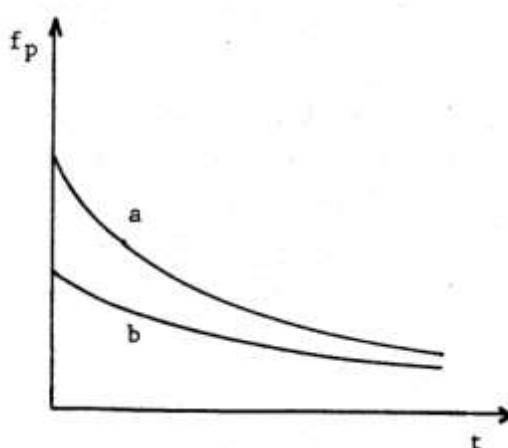


Fig.5.4 - Capacidade de infiltração para o mesmo solo com a) cobertura vegetal e b) sem cobertura vegetal (UFC, 2004)

- Altura de retenção superficial e espessura da camada saturada: a água penetra no solo sob acção da gravidade e escoia pelos pequenos canais formados pelos interstícios das partículas;
- Permeabilidade dos solos: conforme o material é mais ou menos permeável a capacidade de infiltração será maior ou menor respectivamente.

No início da precipitação o solo não está saturado; a água que nele penetra vai construir uma camada de solo saturado cuja espessura cresce com o tempo, no entanto, se a chuva for muito curta e pouco intensa, não haverá sequer um espessamento dessa camada

Por outro lado, a capacidade de infiltração varia com o tempo, ou seja, o valor de f_p é máximo no início chuva e com o passar do tempo tende a decrescer e a manter-se constante quando o solo começa a ficar saturado (Figura 5.5).

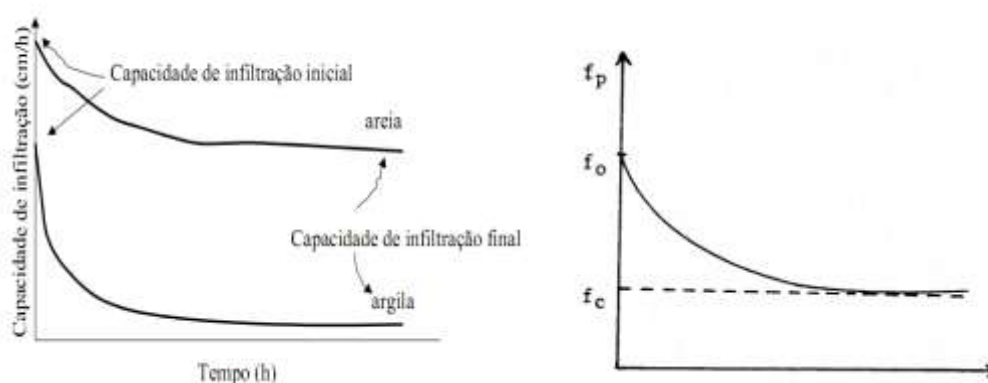


Fig.5.5 - Curvas de Infiltração (UFC, 2004)

A capacidade de infiltração é a quantidade máxima de água num determinado tempo que um solo consegue absorver. Ora, tal capacidade varia ao longo do tempo e decresce, aproximando-se do seu valor mínimo que iguala aproximadamente a condutividade hidráulica em condição saturada à medida que a infiltração continua (Cho and Lee, 2002).

É possível portanto entender que, dependendo de certas condições subjacentes aos solo (Tipo de solo, humidade do solo, etc.), nem toda a percentagem de água precipitada se infiltra no terreno.

Um dos modelos que consegue estimar a percentagem de água que infiltra no terreno é o de Green-Ampt. No entanto, o nível de pormenorização passível de atingir com este método não é o desejado. Salienta-se apenas que é um método com um erro desprezível, mas que em determinadas condições apresenta dificuldades de convergência.

De modo a agir do lado da segurança, no âmbito do caso de estudo considera-se que toda a água precipitada tende a infiltrar no terreno.

5.2.2. PRESSÃO NA ÁGUA

O processo de infiltração, sendo aquele que define a entrada de água no solo, irá certamente afectar a pressão da água nos poros, por isso interessa perceber o que é que acontece no perfil terroso em detrimento da maior ou menor presença de água.

Na maioria dos casos em que se identifica a presença de nível de água, o perfil de terreno pode ser subdividido em três zonas:

- Região não saturada;
- Zona capilar;
- Região saturada.

Na região saturada a pressão neutra é positiva e nas demais apresenta valores negativos (sucção). No entanto é preciso ressaltar que o grau de saturação na zona capilar é de 100% mas devido a acções das tensões capilares as pressões naquela zona são negativas.

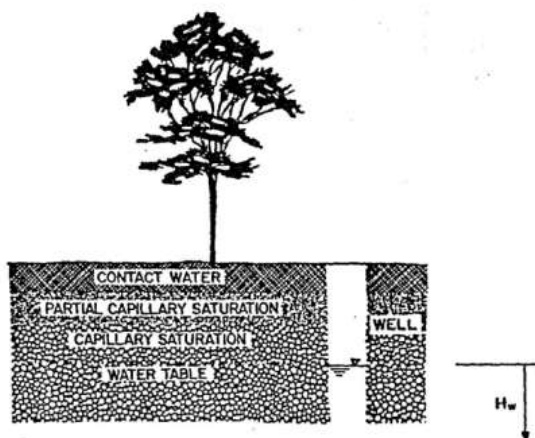


Fig.5.6 – Sistema de água no solo (UERJ, 2008)

A Figura 5.7 mostra as variações do grau de saturação em profundidade quando ocorrem processos de infiltração.

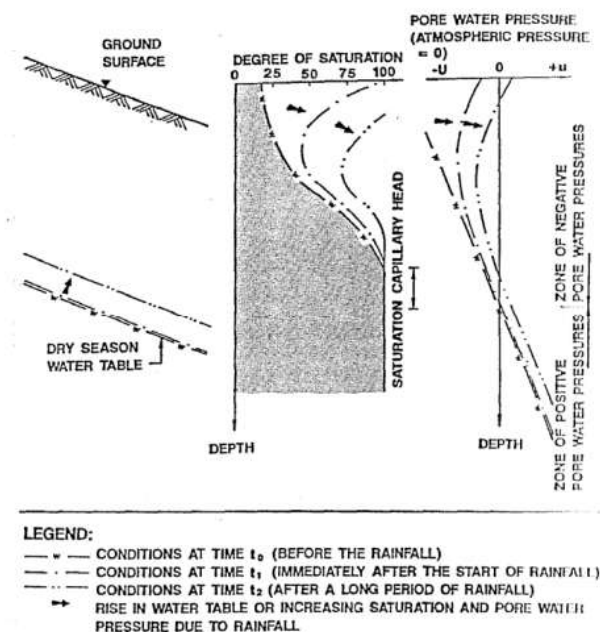


Fig.5.7 – Variações de humidade e de pressão neutra (UERJ, 2008)

5.2.2.1. Região não saturada

Em solos não saturados, a água preenche parcialmente os vazios, o que gera tensões negativas no fluido, denominada de sucção. Sob estas condições, o solo apresenta uma coesão aparente (no caso das areias), que pode ser alterada em virtude de variações na humidade. Para melhor se perceber como as tensões na água se geram em condições de não saturação ou saturação, apresenta-se na Figura 5.8 um esquema de partículas onde, na primeira situação, as partículas estão submersas e na segunda situação as partículas estão emersas.

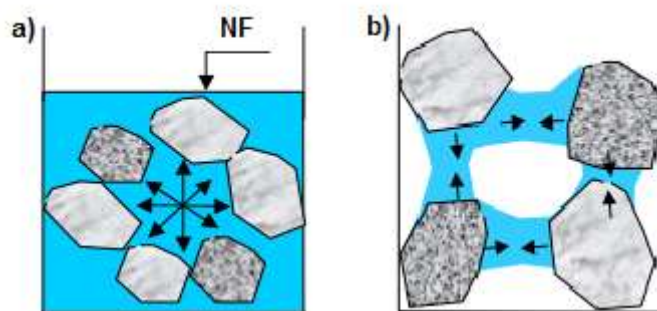


Fig.5.8 - Tensões na água em a) solo saturado e b) solo não saturado (UERJ, 2008)

O perfil de solo que se encontra sob condição de não saturação encontra-se acima do nível freático, pelo que a humidade desenvolvida nesta região é normalmente decorrente de processos de infiltração ou por fenómenos de ascensão da água através dos vazios (fenómeno de capilaridade). Na Figura 5.9 vem ilustrada a distribuição da pressão na água dos poros (usualmente designada por pressão neutra) em profundidade.

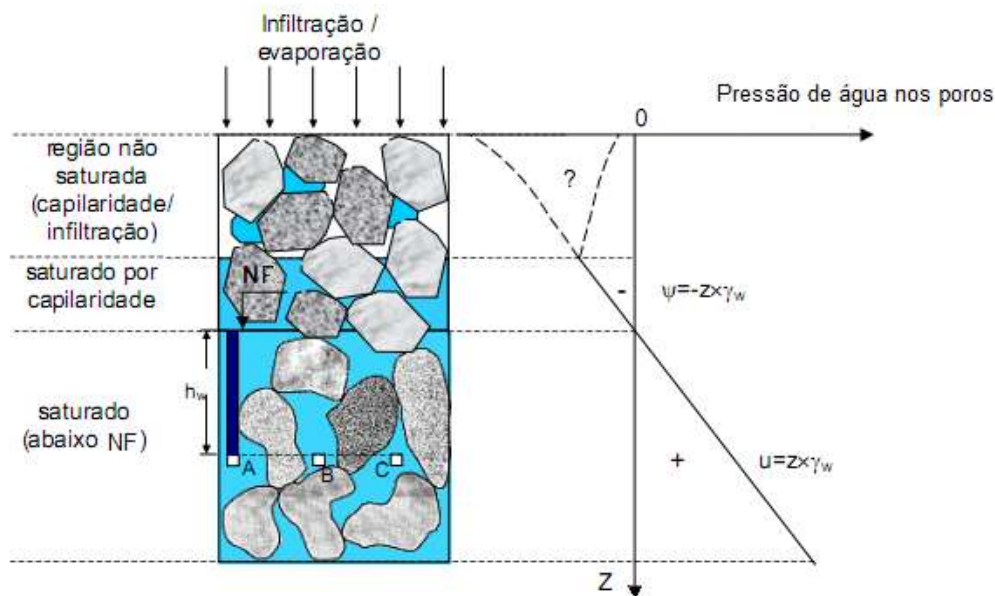


Fig.5.9 - Distribuição de pressão na água dos poros (UERJ, 2008)

Como podemos também perceber pela imagem, existe uma zona em que o solo se encontra saturado devido a fenómenos de capilaridade.

Sob este efeito, o movimento da água é contrário à acção da gravidade (o que gera pressões negativas), suscitando num fenómeno bastante variável que depende intrinsecamente do tipo de solo.

A altura de ascensão capilar depende do diâmetro dos vazios, e é tanto maior quanto menor for o diâmetro de vazios do solo. Por exemplo, em solos arenosos, a altura máxima de ascensão capilar é da ordem dos centímetros (o que cria uma coesão aparente), enquanto que em solos argilosos a altura de ascensão capilar pode atingir as dezenas de metros.

Pode-se então afirmar-se que fenómenos de capilaridade estão mais presentes em solos argilosos e geram sucções, que por sua vez conferem coesão ao terreno.

Por outro lado, períodos em que se verificam grandes volumes de água a evaporar, podem levar, nas argilas, a fenómenos de retracção por secagem do solo. As tensões provocadas pela ocorrência de capilaridade podem elevar-se de tal forma que induzem zonas de tracção no solo e, portanto, a abertura de fendas (Figura 5.10).



Fig.5.10 - Fenómeno de retracção

No entanto, é preciso deixar claro que as forças de sucção que se geram não são só devidas a fenómenos de capilaridade. Verificou-se que as forças de adsorção (forças que se geram na adesão de um líquido às paredes do sólido) também contribuem para a existência de pressões negativas. Tanto as forças capilares como as de adsorção atraem partículas, que resultam numa pressão abaixo da atmosférica.

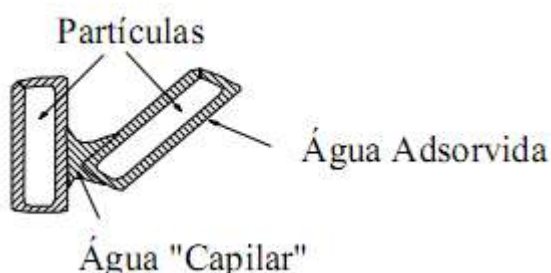


Fig.5.11 - Água capilar e de adsorção (UERJ, 2008)

Para solos arenosos, as forças de adsorção são pequenas, pelo que a sucção que as areias apresentam pode dizer-se que só se devem à capilaridade.

A relação entre o volume de água presente no solo e a sucção é conhecida como curva característica. Este volume de água pode ser quantificado em termos de:

- Teor de humidade volumétrico (θ) - relação entre o volume de água e o volume total;
- Teor de humidade gravimétrico (ω) - função da relação entre peso da água e do sólido;
- Grau de saturação.

Os solos arenosos tendem a apresentar uma perda brusca de humidade quando a sucção ultrapassa um determinado valor, já os solos argilosos apresentam curvas mais suaves (Figura 5.12)

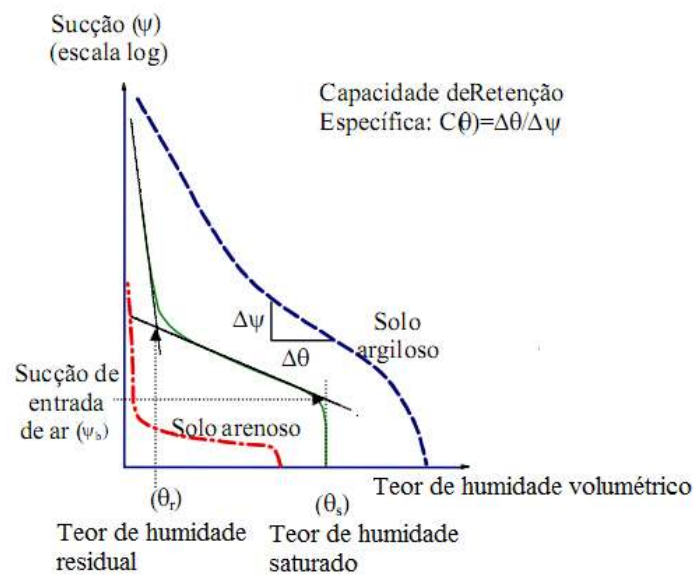


Fig.5.12 - Curvas características típicas (UERJ, 2008)

5.2.2.2. Região saturada

Se a região saturada se encontrar em condição hidrostática, a pressão é triangular, isto é, cresce com a profundidade conforme mostra a Figura 5.13 e portanto a pressão neutra é dada como:

$$u = \gamma_w \times h_w \quad (5.1)$$

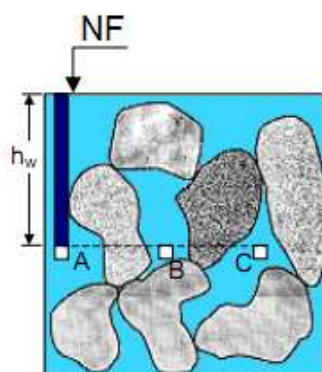


Fig.5.13 - Pressão da água nos poros sem fluxo (UERJ, 2008)

No entanto, na natureza a água encontra-se sempre em movimento devido à existência de um fluxo que se gera em função das características geológicas, topográficas e hidráulicas do terreno. Ao movimento da água dentro do solo dá-se o nome de percolação.

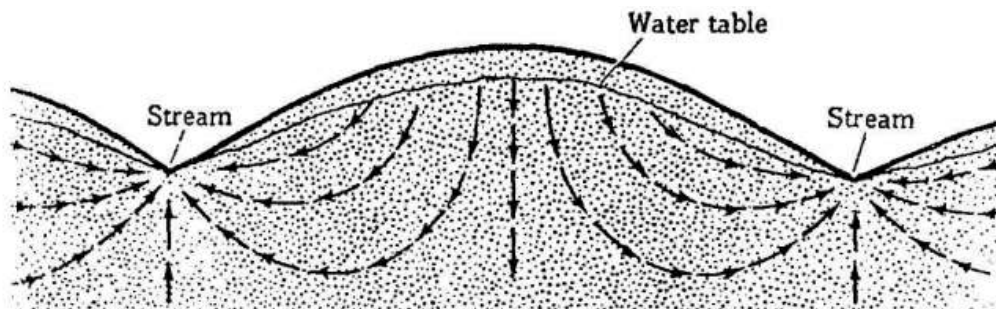


Fig.5.14 - Linhas de fluxo num solo com igual coeficiente de permeabilidade (UERJ, 2008)

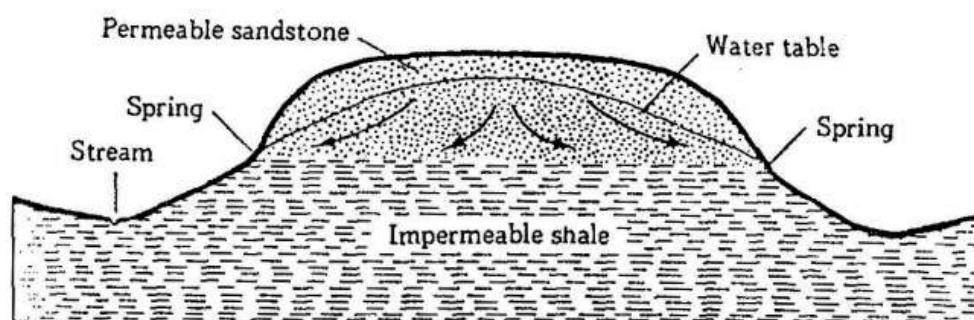


Fig.5.15 - Linhas de fluxo numa zona de descontinuidade com diferentes coeficientes de permeabilidade (UERJ, 2008)

Sob esta condição aplica-se a lei de Darcy. Em 1856, Henry Darcy estabeleceu uma lei relativamente ao fluxo subterrâneo num meio poroso saturado. A sua lei estabelece que o volume de água que passa através do leito de um determinado material é directamente proporcional à

pressão e a um coeficiente que depende da natureza do material e inversamente proporcional à espessura do leito atravessado (Costa e Lança, 2001).

A forma mais comum de exprimir esta lei é segundo a equação a seguir apresentada:

$$v = ki \quad (5.2)$$

onde,

v - Velocidade de percolação

k - Coeficiente de permeabilidade do solo

i - Gradiente hidráulico

O gradiente hidráulico é definido como a energia, ou perda de carga, Δh , por unidade de comprimento, L (5.3).

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (5.3)$$

A lei de Darcy foi inicialmente desenvolvida para solos saturados, mas através de estudos desenvolvidos posteriormente, pôde também ser aplicada a solos não saturados/parcialmente saturados mediante a equação de Richard (1931). A única diferença é que em condições de não saturação o coeficiente de permeabilidade (anteriormente constante) passa a variar com a variação do teor de água e indirectamente com a variação da pressão neutra (Krahn, 2004).

5.2.3. RESISTÊNCIA AO CORTE

Define-se como resistência ao corte, a tensão de corte que ocorre no plano de rotura no instante da rotura, (UERJ, 2010) e é função de duas componentes, a saber, a resistência entre partículas e o imbricamento.



Fig.5.16 - Deslizamento de terras provocados por queda de chuva. Lado esquerdo: Estado de Santa Catarina no Brasil. Lado direito: Estado da Califórnia nos Estados Unidos

A rotura em si, é caracterizada pela formação de uma superfície de corte contínua na massa de solo. Existe então, uma camada de solo em volta da superfície de rotura que perde as suas características durante o processo de rotura, pelo que se forma então a zona de corte conforme ilustrado na Figura 5.17. Inicialmente forma-se a zona de corte e depois desenvolve-se a superfície de corte.

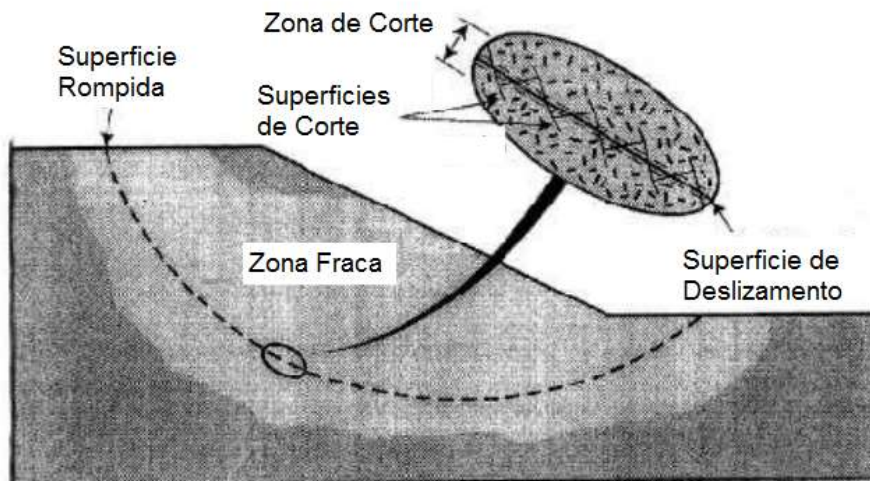


Fig.5.17 - Zona fraca, zona de corte e superfície de corte (Leroueil, 2001)

5.2.3.1 Resistência entre partículas

A resistência ao corte de um solo é determinada em parte pela resistência entre partículas, e pode ser vista por analogia à lei de Coulomb, que define a resistência ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana (Figura 5.18)

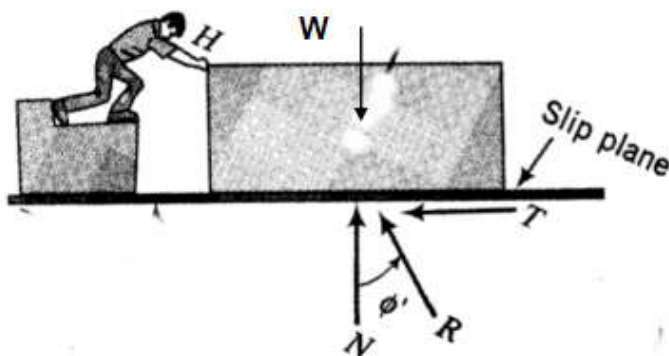


Fig.5.18 - Esquema de resistência entre partículas (UERJ, 2010)

No momento do deslizamento a tensão tangencial iguala-se à resistência ao corte, ou seja:

$$\tau = \tau_f = \frac{T_{m\acute{a}x}}{A} \quad (5.4)$$

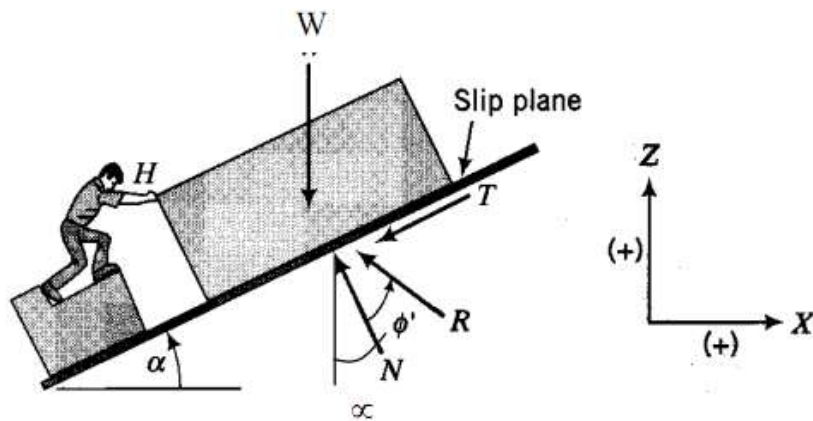


Fig.5.20 - Esquema de imbricamento (UERJ, 2010)

Se a tensão normal aumentar, a tendência para o movimento ascendente irá diminuir, ou seja, o efeito de dilatância reduz. Assim sendo, o valor de α varia com o nível de tensão normal. Quanto maior for a tensão normal, menor será α .

De um modo geral, podemos afirmar que se o índice de vazios diminuir, o imbricamento, a resistência e a dilatância aumentam. Por outro lado, se a tensão normal aumentar, o imbricamento diminui e portanto a dilatância também.

Se agora combinarmos estas duas componentes da resistência ao corte (Resistência entre partículas e imbricamento), a resistência ao corte entre partículas fica agora definida conforme o ilustrado na Figura 5.21.

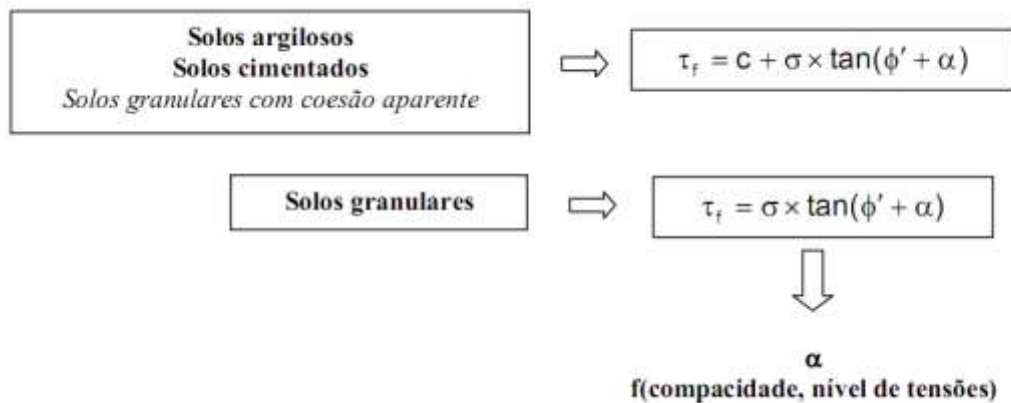


Fig.5.21 - Resistência ao corte entre partículas (UERJ, 2010)

5.2.3.3 Envolvente de resistência

A envolvente de resistência, ou também usualmente designada por envolvente de rotura, define o limite a partir do qual o solo atinge a rotura. A envolvente de rotura dos solos segue o critério de rotura de Mohr Coulomb e é definida pela tangente de círculos de Mohr correspondentes a

condições de rotura. A sua determinação é feita através de ensaios com diferentes condições iniciais que permitam a definição dos estados de rotura (Figura 5.22).

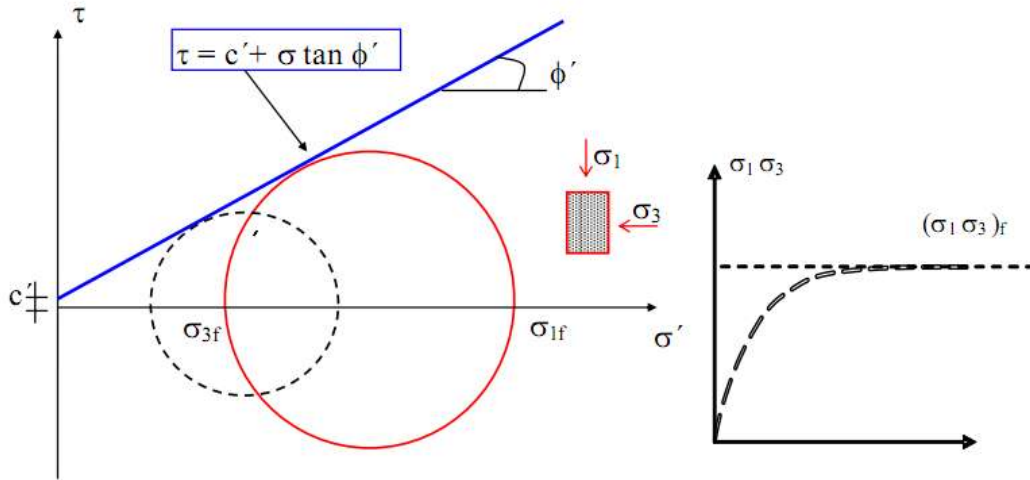


Fig.5.22 - Determinação da envolvente de rotura (UERJ, 2010)

Para a determinação da resistência em solos não saturados, Fredlund e colaboradores, propuseram um novo critério em que se considera a influência da sucção (Equação 5.7 ou 5.8).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (5.7)$$

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (5.8)$$

onde,

c' - Coesão efectiva

σ - Tensão normal total

u_a - Pressão do ar nos poros

u_w - Pressão da água nos poros

ϕ' - Ângulo de atrito efectivo

ϕ^b - Ângulo que define o aumento da resistência ao corte para um aumento da sucção

A envolvente de rotura é aqui representada num espaço tridimensional, com ordenada a tensão de corte (τ_i) e como abcissas as variáveis de estado de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, conforme o ilustrado na Figura 5.23.

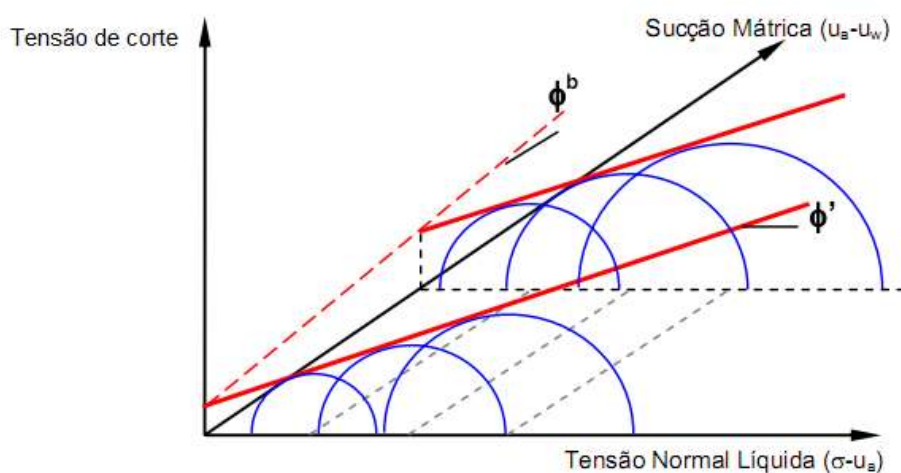


Fig.5.23 - Envolvente de rotura em solos não saturados (UERJ, 2010)

No plano $\tau \times (\sigma_n - u_a)$ a coesão é representada por c , como nos solos saturados, mas à medida que a sucção se faz presente ela é dada por:

$$c = c' + (u_g - u_w) \tan \phi^{b'} \quad (5.9)$$

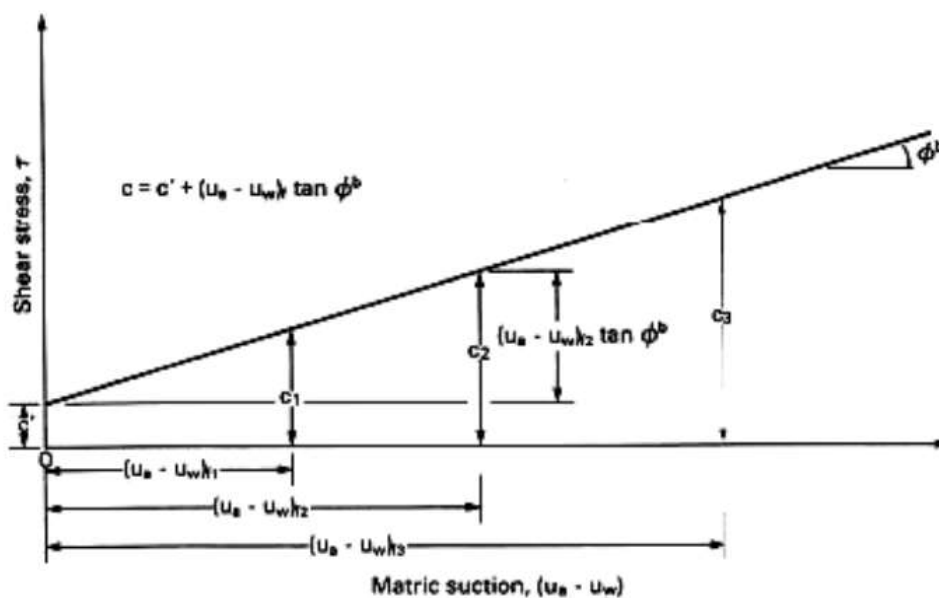


Fig.5.24 - Plano $\tau \times (u_a - u_w)$ (UERJ, 2010)

A projecção da envolvente de rotura neste plano, para diferentes valores de sucção, resulta numa série de contornos (Figura 5.25).

Quando o solo se torna saturado, isto é, quando $(u_a - u_w)$ se anula, ou seja: sucção nula $\Rightarrow (u_a - u_w) = 0 \Rightarrow u_a \approx u_w \Rightarrow (\sigma - u_a) \approx (\sigma - u_w) = \sigma' \Rightarrow c=c'$, a envolvente de rotura passa a ser definida em termos de tensão efectiva no plano $\tau \times \sigma'$.

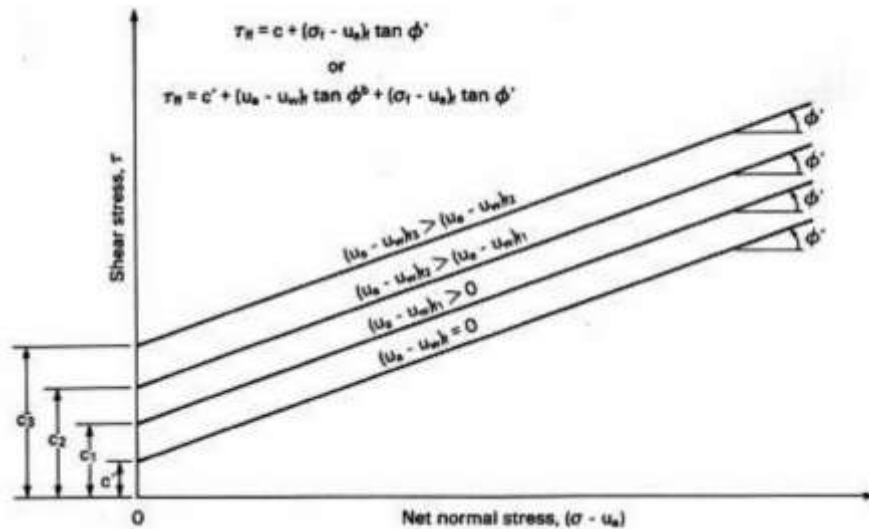


Fig.5.25 - Projecção horizontal no plano, $\tau \times (u_a - u_w)$ para diferentes valores de sucção (UERJ, 2010)

5.2.4. ALGUNS COMENTÁRIOS

Ao longo deste subcapítulo, introduziram-se alguns conceitos muito importantes para a análise de estabilidade em taludes.

A sucção, como fenómeno produzido por capilaridade e adsorção, é caracterizado por introduzir pressões neutras negativas no perfil de terreno. No entanto, à medida que o solo vai ficando saturado, a sucção vai diminuindo, de tal modo que a partir de um certo limite o fenómeno já não se verifica mais (Zona do nível freático) (Figura 5.9). Isto permite-nos afirmar que à medida que o teor em água aumenta, a sucção tende a diminuir. Como o fenómeno confere coesão ao terreno, e sendo este um parâmetro resistente do solo, facilmente se compreenderá que também a coesão tenderá a diminuir com o aumento do teor em água o que traduzirá uma perda de resistência do terreno.

Compreende-se, então, que em condições não saturadas, a sucção desempenhara um papel muito importante no cálculo da resistência ao corte de um solo.

Por outro lado, em condições saturadas, a resistência ao corte passa a ser definida unicamente em termos de tensão efectiva.

Convém ressaltar, que no âmbito do caso de estudo desenvolvido, será avaliada a resistência de determinado talude segundo a influência que a coesão terá na estabilidade.

5.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

5.3.1. INTRODUÇÃO

O objectivo de uma análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de um escorregamento de massa de solo presente num talude natural ou construído (UERJ, 2008).

Geralmente, estas análises são realizadas comparando-se as tensões de corte mobilizadas com a resistência ao corte do talude. Com este princípio define-se um factor de segurança dado por:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1 \quad (5.10)$$

onde,

Se $FS > 1 \Rightarrow$ Obra estável

Se $FS = 1 \Rightarrow$ Ocorre Rotura por escorregamento

Se $FS < 1 \Rightarrow$ Não tem significado físico

Por definição, FS é o factor pelo qual os parâmetros de resistência podem ser reduzidos de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície (UERJ, 2008), ou seja:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (5.11)$$

Onde,

τ_{mob} - Tensão de corte mobilizada (kPa)

c' - Coesão efectiva (kPa)

FS - Factor de segurança (adimensional)

σ' - Tensão efectiva (kPa)

ϕ' - Ângulo de atrito efectivo (°)

O factor de segurança admissível (FS_{adm}) de um projecto varia em função do tipo de obra e vida útil, e corresponde a um valor mínimo a ser atingido. Este valor irá depender, como é evidente, das consequências de uma eventual rotura em termos de perdas humanas e/ou económicas.

Na Figura 5.26 apresenta-se, a título de exemplo, uma recomendação para os valores de FS_{adm} , bem como os custos de construção a eles associados, segundo o manual de taludes, GeoRio.

Custo e consequência da ruptura	Incerteza nos parâmetros	
	Pequena(*)	Grande
Custo de recuperação pequeno Baixo risco de vida(**)	1,25	1,5
Custo de recuperação alto Alto risco de vida(***)	1,50	$\geq 2,0$

(*) solo homogêneo, ensaios consistentes
 (**) escorregamento lento sem construções próximas
 (***) ex.: barragem

Fig.5.26 - Factores de segurança de projecto (UFRJ, 2008)

Este tipo de abordagem é denominada determinística, uma vez que se estabelece um determinado valor para o factor de segurança. Nos últimos anos este tipo de abordagem tem sido criticada e tem-se sugerido estudos de estabilidade que avaliem a probabilidade de rotura, no entanto, a abordagem probabilística do problema não será aqui tratada, uma vez que não é o objectivo deste trabalho determinar a probabilidade da ocorrência de rotura, e sim perceber como é que a chuva influencia o FS.

5.3.2. TIPOS DE ANÁLISE

Para a determinação do FS de um ponto de vista determinístico existem duas formas de abordar o problema, através de uma análise das tensões e através da teoria de equilíbrio limite.

5.3.2.1 Análise das tensões

Este tipo de análise baseia-se em análises de tensão vs deformação e são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados no método dos elementos finitos (MEF) ou nas diferenças finitas (MDF).

Os programas são concebidos de forma a possibilitar a incorporação da não linearidade da curva $\sigma \times \varepsilon$, da anisotropia, da não homogeneidade, da influência do estado inicial de tensões e de etapas construtivas.

Numericamente determinam-se as tensões de corte e comparam-se estas tensões com a resistência ao corte, em que a região de rotura será determinada nos pontos em que $\tau \geq \tau_{\text{resistência}}$.

Os resultados fornecidos em termos de tensões e deformações permitem estabelecer áreas em cedência (plastificadas), mesmo sem se estabelecer uma superfície de rotura (indicando a rotura progressiva). Permite ainda estabelecer níveis de tensão de interesse para a realização de ensaios de laboratório e conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção de projecto.

No entanto, apesar das potencialidades que este tipo de análise apresenta, o programa utilizado na análise de estabilidade do problema apresentado no Capítulo 6 (SLOPE/W) utiliza outro tipo de métodos baseados na teoria de equilíbrio limite.

5.3.2.2 Equilíbrio limite

O método de análise por equilíbrio limite tem por objectivo a determinação de uma massa activa de solo, que pode ser delimitada por uma superfície de rotura circular, poligonal ou de outra geometria. O método assume que a rotura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos dessa superfície atingem a condição de FS simultaneamente (UERJ, 2008).

Uma análise pela teoria de equilíbrio limite visa determinar o grau de estabilidade a partir das seguintes premissas:

- Arbitra-se uma determinada superfície potencial de rotura em que o solo acima da superfície é considerada como corpo livre;
- O equilíbrio é determinado pelas equações da estática ($\sum F_h=0$; $\sum F_v=0$; $\sum M=0$). O equilíbrio de forças é feito subdividindo-se a massa de solo em fatias e analisando o

equilíbrio de cada fatia individualmente (Figura 5.27). A Figura 5.28 ilustra a determinação do equilíbrio de momentos.

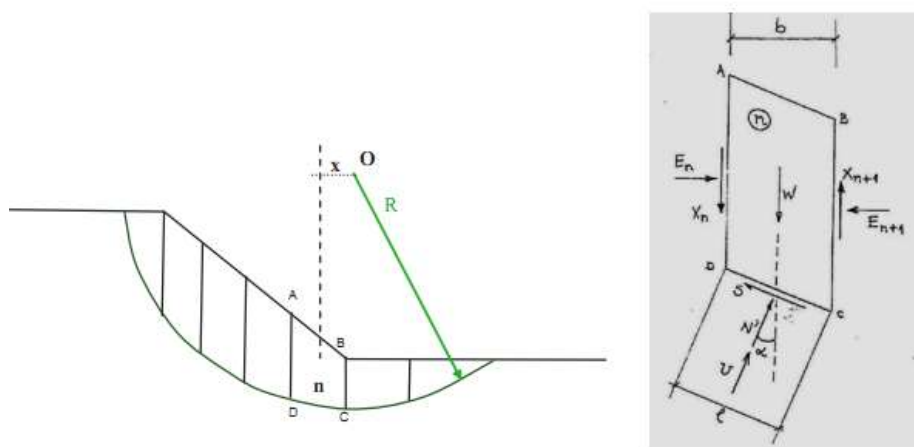


Fig.5.27 - Equilíbrio de forças (UERJ, 2008)

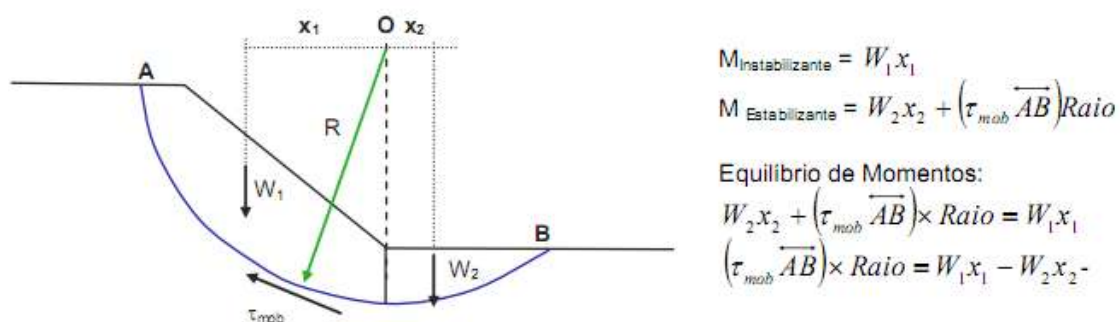


Fig.5.28 - Equilíbrio de momentos (UERJ, 2008)

No Quadro 5.2 vem ilustrado o número de equações e o número de incógnitas que existem na determinação do grau de estabilidade por intermédio das equações de equilíbrio. Como podemos verificar observa-se que o problema é estaticamente indeterminado, isto é, o número de incógnitas $(6n-2)$ é superior ao número de equações $(4n)$.

No entanto, os diversos métodos que aplicam este tipo de análise de equilíbrio limite adoptam hipóteses que simplifiquem o problema, no sentido de reduzir o número de equações. Uma hipótese que é comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia actua no ponto central.

Quadro 5.2 - Número de incógnitas vs número de equações numa análise de equilíbrio limite (UERJ, 2008)

Equações	Condição
n	Equilíbrio de Momentos para cada fatia
$2n$	Equilíbrio de Forças em duas direcções (para cada fatia)
n	Relação Mohr-Coulomb entre a resistência ao corte e a tensão efectiva normal
$4n$	Número total de equações
Incógnitas	Variável
1	FS
n	Força normal à base de cada fatia, N'
n	Localização da Força normal, N'
n	Força de corte na base de cada fatia, S_m
$n-1$	Força Interfatias, Z
$n-1$	Inclinação da força interfatias, θ
$n-1$	Localização da força interfatias (linha de confiança)
$6n-2$	Número total de incógnitas

Os métodos de estabilidade que se baseiam na teoria de equilíbrio limite incorporam os seguintes pressupostos:

- Admite-se que o material segue um modelo rígido plástico, não se tendo assim informação sobre as deformações, já que não há como verificar se elas estão dentro da faixa admissível de projecto (Figura 5.29);

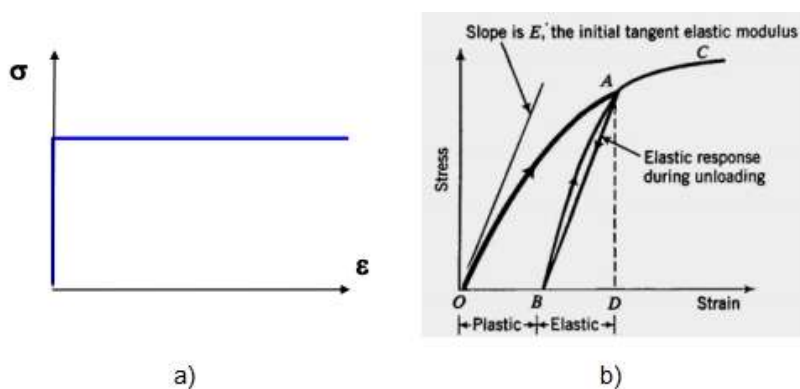


Fig.5.29 - Curvas de Tensão vs Deformação para: a) material rígido plástico; b) elastoplástico (UERJ, 2008)

- As tensões são determinadas unicamente na superfície de rotura. As diversas hipóteses simplificadoras adoptadas pelos diversos métodos de equilíbrio limite levam a diferentes distribuições de tensão na superfície de rotura (Figura 5.30);

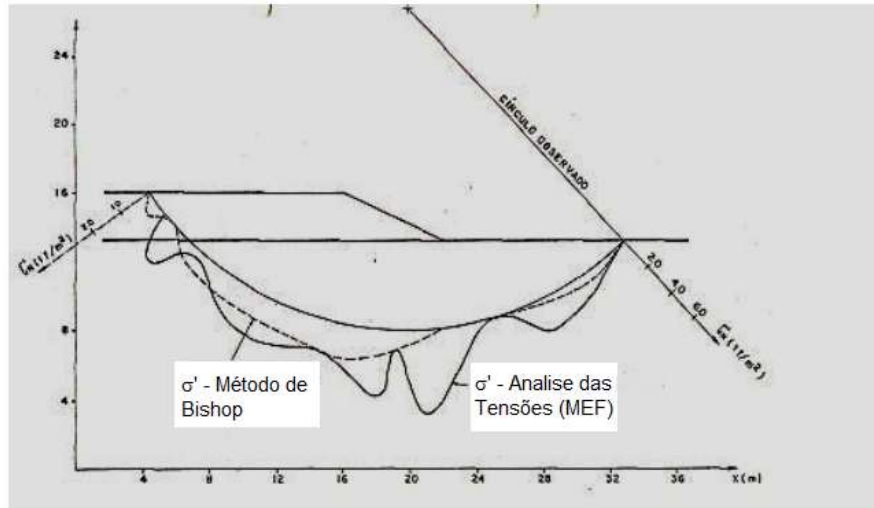


Fig.5.30 - Comparação entre valores de tensão efectiva entre uma análise de equilíbrio limite (Bishop) e uma análise de tensões (UERJ, 2008)

- O factor de segurança está relacionado com os parâmetros de resistência e não com a resistência ao corte propriamente dita, e dependerá das tensões efectivas, ou seja:

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (5.12)$$

onde,

$(\sigma - u)$ - Tensão efectiva

- Admite-se a trajectória de tensão vertical, o que não corresponde ao carregamento no campo, ou seja, a partir das tensões normais no plano de rotura calcula-se a resistência ao corte, q_f .

5.4 ALGUNS MÉTODOS UTILIZADOS EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE BASEADOS EM ANÁLISES DE EQUILÍBRIO LIMITE

5.4.1. INTRODUÇÃO

A necessidade de compreender as causas que promovem a ocorrência de deslizamentos, já que estes se apresentam como perigo eminente para a perda de vida humana e/ou económica, manifestou-se desde muito cedo e levaram à necessidade de promover análises de estabilidade que de alguma forma ajudassem a perceber como é que a rotura ocorre e em que condições, de forma a tentar adoptar medidas de estabilização que pelo menos reduzam o risco.

Diversos autores propuseram métodos de estabilidade baseados na teoria de equilíbrio limite que interessam aqui explicar.

Interessa então distinguir dois tipos de rotura para os quais diferentes autores teceram métodos de estabilidade:

- Superfície Circular
- Superfície não Circular

5.4.2. SUPERFÍCIE CIRCULAR

5.4.2.1 Introdução

Nos taludes de maciços naturais ou de aterros onde não se verifica o aparecimento de zonas ou camadas com características mecânicas altamente contrastantes, muitas vezes as roturas que se verificam ao longo de superfícies de deslizamento são muito próximas de arcos de circunferência.

5.4.2.2 Método das fatias

Em situações em que as superfícies de deslizamento se assumem muito próximas de arcos de circunferência, a análise do equilíbrio da massa deslizante fica facilitada por intermédio da divisão daquela em fatias de faces verticais (Figura 5.31).

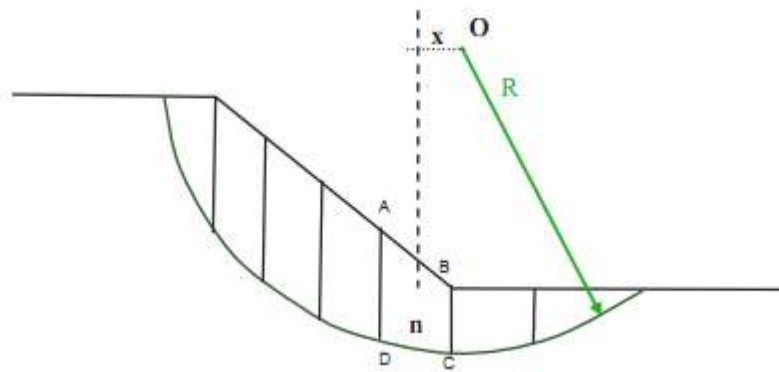


Fig.5.31 - Divisão da massa deslizante em fatias (UERJ, 2008)

O método das fatias permite a análise de um solo heterogêneo, com superfície irregular e com incorporação da distribuição da pressão neutra.

O método consiste em subdividir o talude em fatias e assumir a base da fatia linear, efectuar o equilíbrio de forças em cada fatia (assumindo que as tensões normais na base de cada fatia são geradas pelo peso de cada uma) e calcular o equilíbrio do conjunto através do equilíbrio de momentos.

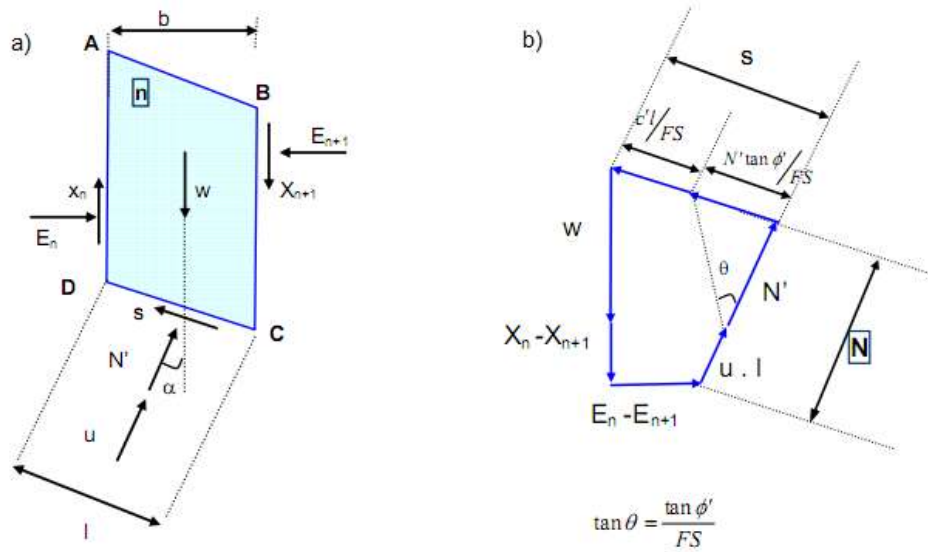


Fig.5.32 - Método das fatias. a) Esforços na fatia b) Equilíbrio de forças (UERJ, 2008)

O coeficiente de segurança global convencional é definido em termos de momentos em relação ao centro do círculo:

$$FS = \frac{M_R}{M_S} \quad (5.13)$$

onde,

M_R - momento de forças que se opõe ao deslizamento

M_S - momento de forças que tendem a provocar aquele deslizamento

A maior dificuldade que este método apresenta, encontra-se ao nível da determinação das forças normais aplicadas na base de cada fatia. Sendo o equilíbrio num círculo um problema estaticamente indeterminado deverão ser introduzidas algumas considerações, de forma a tornar o problema solúvel, nomeadamente no que respeita a forças de interação entre fatias. É aqui que reside a diferença entre os dois métodos mais utilizados na prática: Bishop e Fellenius.

Método de Fellenius

O primeiro método desenvolvido dentro da filosofia exposta deve-se a Fellenius (1936).

Este método considera que todas as forças de interação entre fatias são paralelas à base.

O peso de cada fatia é resolvido em termos de forças paralelas e perpendiculares à base da fatia. A força perpendicular é a força normal à base da fatia e é usada para determinar a resistência ao corte disponível. A componente do peso paralela é a força motriz gravitacional.

O FS é então a resistência ao corte total disponível na superfície de deslizamento a dividir pelo somatório das forças de motriz gravitacional (resistência mobilizada).

A forma mais simples de exprimir o FS (sem influencia da pressão neutra) para uma superfície circular de deslizamento é dada então por:

$$FS = \frac{\sum (cl + N \tan \phi)}{\sum (W \sin \alpha)} = \frac{\sum S_{resistente}}{\sum S_{mob}} \quad (5.14)$$

onde,

c - Coesão

l - Comprimento da base da fatia

N - Força normal à base

ϕ - Ângulo de atrito

W - Peso da fatia

α - Inclinação da base da fatia

Método de Bishop simplificado

Em 1950, o professor Bishop apresentou um método que incluía forças normais de interacção entre fatias, mas que ignorava as forças de corte entre elas.

Bishop desenvolveu uma equação para a direcção normal à base da fatia, em que somou todas as forças que aí actuam na direcção vertical. Como consequência, essas forças que actuam na direcção normal, tornam-se função do factor de segurança, o que por sua vez transforma a equação de cálculo de FS numa equação não linear, ou seja, o FS aparece em ambos os lados da equação. Assim, resolver um problema de estabilidade através deste método torna-se um processo iterativo.

Uma forma simples de exprimir o FS (sem influência das pressões neutras), será então dada por:

$$FS = \frac{\sum \left[(cl + W \tan \phi) \left\{ \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \right\} \right]}{\sum (W \sin \alpha)} \quad (5.15)$$

Como se pode verificar, a diferença bem patente entre este método e o anterior (Fellenius) está na introdução de um valor dito m_α , dado por:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS} \quad (5.16)$$

Por este motivo, a forma mais correcta de começar o processo iterativo é calcular o primeiro valor de FS através do método de Fellenius.

No entanto, alguns comentários devem ser feitos em relação aos dois métodos:

- Nenhum deles fornece resultados teoricamente correctos, já que, no primeiro não há qualquer consideração em relação às forças de interacção entre fatias, e o segundo faz considerações muito simplificadas;

- Para elevados valores de pressão neutra com círculos muito profundos, os resultados fornecidos são pouco fiáveis;
- Ambos consideram o cálculo do factor de segurança através do equilíbrio de momentos, mas ignoram as outras equações da estática.

5.4.2.2 Método de Spencer

Spencer (1967) desenvolveu um método mais rigoroso, que satisfaz todas as equações de equilíbrio. O método admite o seguinte:

- As forças interfáticas (Z_n e Z_{n+1}) podem ser representadas pela sua resultante Q , com inclinação θ ; assumindo X e E respectivamente como as componentes vertical e horizontal das forças interfáticas tem-se:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (5.17)$$

- Estado de deformação plana;
- Para que haja equilíbrio, a resultante Q passa pelo ponto de intersecção das demais forças (W , N e S);
- A resultante Q é definida em termos totais.

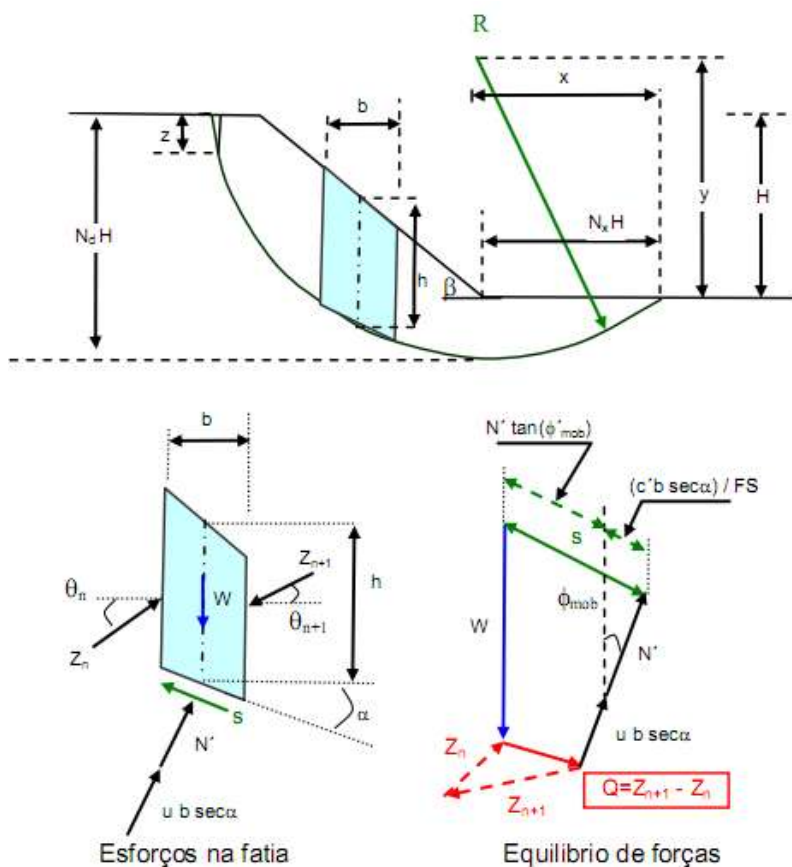


Fig.5.33 - Método de Spencer (UERJ, 2008)

Uma vez que $l = b \sec \alpha$, a força mobilizada na base da fatia é dada por:

$$s = \frac{c' b \sec \alpha}{FS} + N' \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (5.18)$$

A partir do equilíbrio de forças nas direcções paralela e normal à base da fatia chega-se à equação da resultante Q , mas note-se que Q e a inclinação θ variam de fatia para fatia, ou seja, as forças interfatias (que são agora representadas pela sua resultante, Q) variam em cada fatia.

No entanto, para garantir o equilíbrio global da massa deslizante, a soma das componentes horizontal e vertical das forças entre fatias deve ser nula, isto é:

$$\sum Q \cos \theta = 0 \quad (5.19)$$

$$\sum Q \sin \theta = 0 \quad (5.20)$$

No que concerne ao equilíbrio de momentos, se o somatório de momentos das forças externas em relação ao centro do círculo é nulo, o mesmo ocorre com o somatório de momentos das forças internas, ou seja:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] \times R = 0 \Rightarrow \sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (5.21)$$

De modo a superar o problema de desequilíbrio entre o número de equações e o número de incógnitas, o autor propõe adoptar um valor de inclinação θ constante para todas as fatias, sendo que:

$$\sum Q \cos \theta = \sum Q \sin \theta = \sum Q = 0 \quad (5.22)$$

Como se deve então proceder ao cálculo do factor de segurança através deste método?

1. Define-se uma superfície circular;
2. Assume-se um valor para θ ;
3. Calcula-se Q para cada fatia;
4. Calcula-se o FS a partir da equação de equilíbrio de momentos;
5. Calcula-se o FS a partir da hipótese de valor θ constante;
6. Para os diferentes valores de θ comparam-se os valores de FS até que estes sejam idênticos (Figura 5.34).

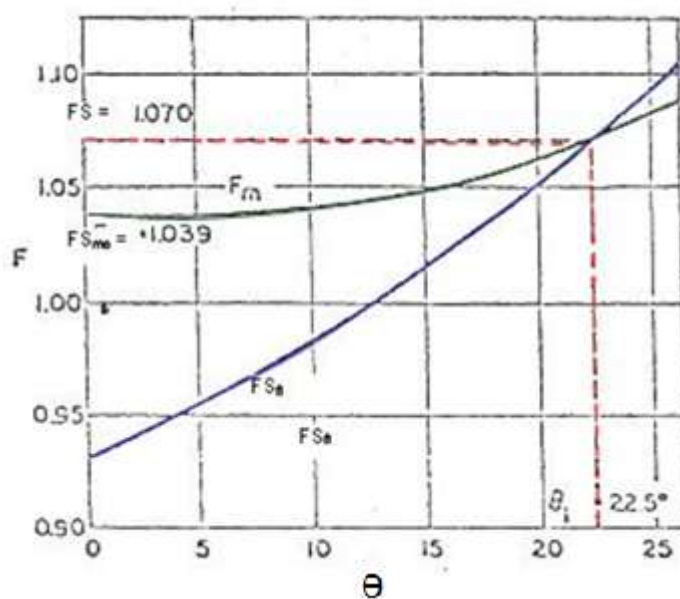


Fig.5.34 - Convergência do método de Spencer (UERJ, 2008)

5.4.3. SUPERFÍCIE NÃO CIRCULAR

5.4.3.1 Introdução

Os métodos mais utilizados na prática são os métodos de Janbu (simplificado ou generalizado), de Morgenstern-Price e de Sarma. No entanto só uma análise aos dois primeiros será feita, uma vez que são baseados neles que o programa SLOPE/W opera.

5.4.3.2 Método de Janbu

O método desenvolvido por Janbu satisfaz todas as equações de equilíbrio. Na sua forma generalizada este método admite que:

- O estado de deformação é plana;
- A resultante de esforços normais passa pelo ponto médio da base, onde actuam os restantes esforços, dW e dS , em que:

$$dW = dW_\gamma + qdx + dP \quad (5.23)$$

onde,

dW_γ - Peso do solo

qdx - Carga distribuída

dP - Carga concentrada

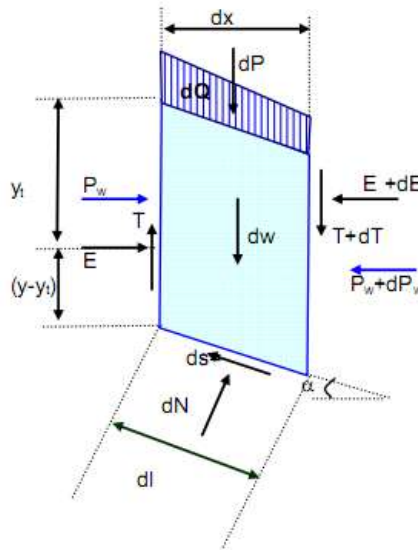


Fig.5.35 - Método de Janbu generalizado - esforços na fatia (UERJ, 2008)

- A posição da linha de impulsão é conhecida, o que permite conhecer a posição do esforço normal (E). Estabelece-se que: Se $c' = 0$ a resultante da linha de impulsão posiciona-se próxima do terço médio da fatia; Se $c' > 0$ haverá regiões de tracção e compressão. Na zona de tracção deve assumir-se a fenda que a tracção provoca com uma profundidade z_T ou então introduzir uma força teórica, adicional, de tracção (negativa) acima de z_T .

Considerando uma fatia infinitesimal e combinando-se as equações de equilíbrio vertical e horizontal chega-se ao valor do FS, dado por:

$$FS = \frac{\sum [c' + (p+t-u) \tan \phi'] dx}{E_a - E_b + \sum [dQ + (p+t) \tan \alpha dx] n_\alpha} \quad (5.24)$$

onde,

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/FS) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (5.25)$$

O método de Janbu simplificado admite os mesmos pressupostos que a forma generalizada só que sugere a utilização de um factor de correcção, f_0 , que incorpora as forças de interacção entre as fatias. Aqui a superfície de rotura é descrita pelos parâmetros sugeridos na Figura 5.36.

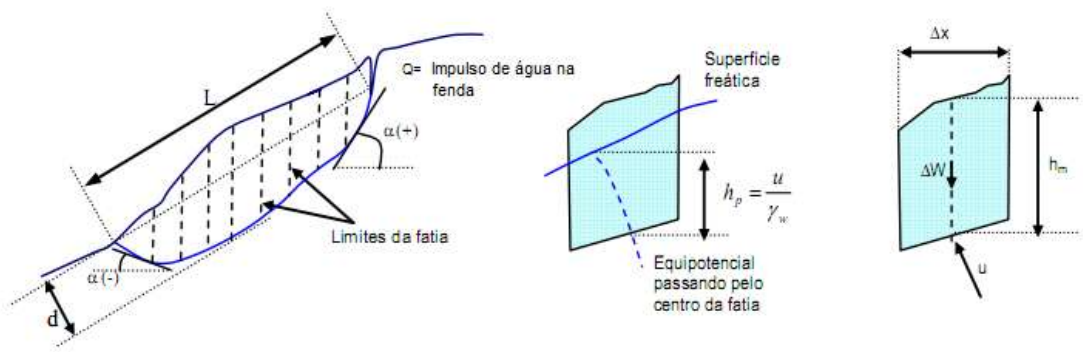


Fig.5.36 - Método de Janbu simplificado (UERJ, 2008)

O factor de segurança segundo esta versão simplificada é dado por:

$$FS = f_0 \frac{\sum \frac{\{c' b + (p-u) \tan \phi'\}}{n_\alpha}}{\sum (dW \tan \alpha) + Q} \quad (5.26)$$

onde,

f_0 - Função da relação d/L e do tipo de solo. É determinado graficamente de acordo com a Figura 5.37

p - Peso médio por unidade de largura = dW/dx

u - Pressão neutra média na base da fatia

Q - Impulso de água na fenda

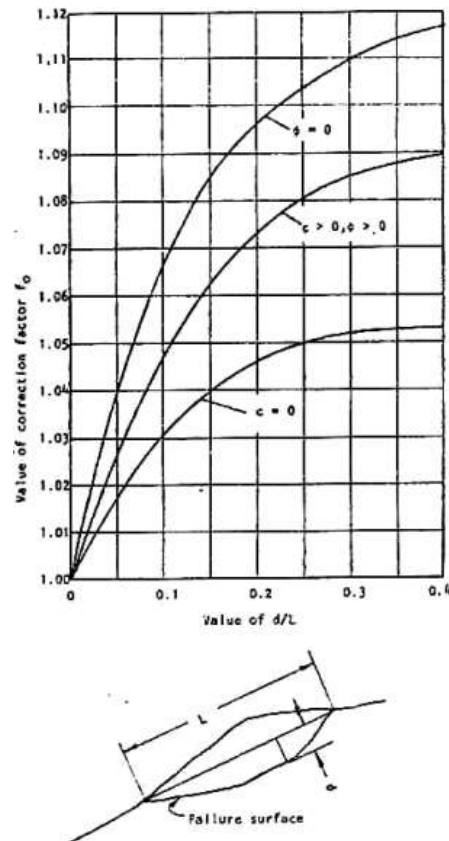


Fig.5.37 - Método de Janbu Simplificado - factor f_0 (UERJ, 2008)

Como se deve então proceder ao cálculo do factor de segurança através deste método?

1. Divide-se o talude em fatias, sendo que a largura da fatia (Δx) deve considerar mudanças nas propriedades do material e distribuições de pressões neutras;
2. Determinam-se os parâmetros de peso;
3. Determina-se a distribuição de pressões neutras;
4. Determina-se:

$$dW \tan \alpha \quad \text{e} \quad \chi = \{c'b + (p - u) \tan \phi'\} dx$$

5. Assume-se um valor para o factor de segurança;
6. Determina-se graficamente o factor f_0 (Figura 5.37);
7. Calcula-se:

$$FS = f_0 \frac{\sum \left(\frac{\chi}{n_\alpha} \right)}{\sum (dW \tan \alpha) + Q}$$

Neste ponto, como n_α é dependente do FS deve arbitrar-se um FS inicial para começar a iteração.

8. Se o valor arbitrado de FS for diferente do calculado, deve retornar-se ao ponto 4 até a solução convergir. Geralmente 3 iterações são suficientes para a convergência do método.

É necessário deixar uma chamada de atenção para o facto de que factor f_0 foi obtido para taludes homogêneos e que este método simplificado não fornece bons resultados para superfícies em forma de cunha.

5.4.3.3 Método de Morgenstern & Price

É o método mais geral de equilíbrio limite e foi desenvolvido por Morgenstern e Price em 1965.

Na Figura 5.38 vêm representados os esforços que actuam na fatia.

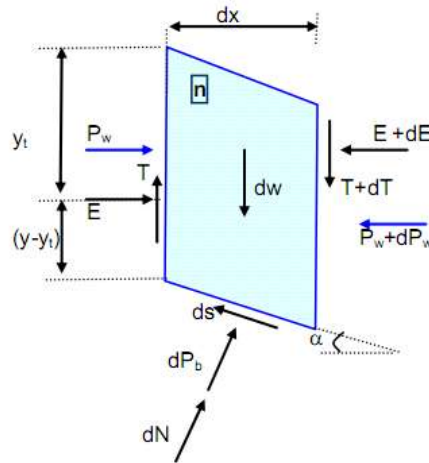


Fig.5.38 - Esforços numa fatia n - Método de Morgenstern e Price (UERJ, 2008)

onde,

dW - Peso da fatia

P_w - Pressão neutra no contorno da fatia

dP_b - Resultante da pressão neutra na base da fatia

E e T - Esforços entre fatias que actuam em $(y-y_t)$

ds - Resistência na base

Para tornar o problema estaticamente determinado, os autores admitiram que a relação entre o esforço normal e o esforço perpendicular à fatia (E e T respectivamente) é dada pela seguinte equação:

$$T = \lambda f(x)E \quad (5.27)$$

ou,

$$\tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (5.28)$$

onde,

λ - é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução

$f(x)$ - Uma função arbitrária, como mostra a Figura 5.39. Quando $f(x) = 0$ a solução é idêntica à de Bishop e quando $f(x) = \text{constante}$, o método torna-se indentico ao de Spencer.

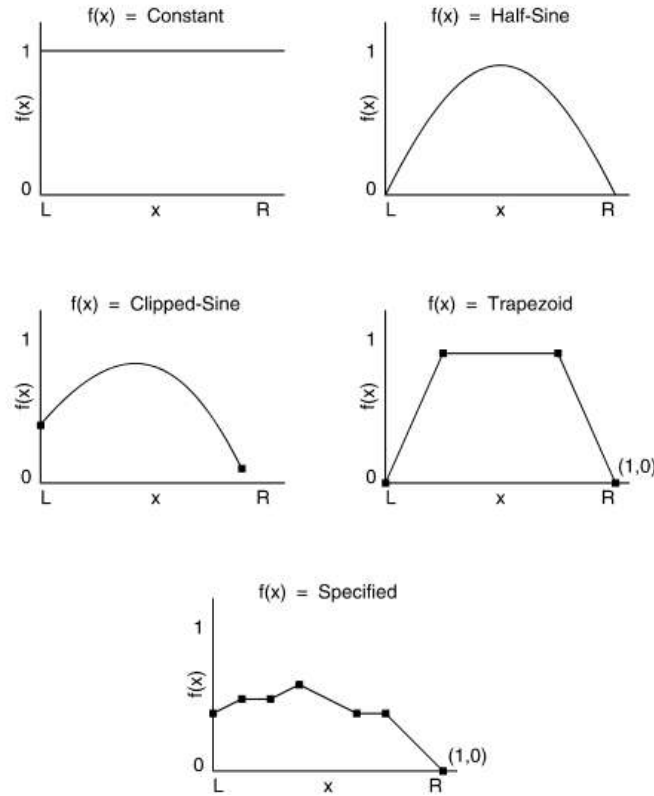


Fig.5.39 - Exemplos de distribuições de força entre fatias usadas por Morgenstern e Price (UERJ, 2008)

O método é solucionado iterativamente, em que se assumem valores para o factor de segurança e para λ e calcula-se E e $M(x)$ para cada fatia. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$) os valores de E e M deverão ser nulos, ou seja:

$$x = x_0 \Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad (5.29)$$

$$x = x_n \Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad (5.30)$$

O processo iterativo é repetido até que as condições no contorno sejam satisfeitas. Como os resultados dependem da hipótese adoptada para λ , é importante ter um conhecimento prévio da função adoptada (Figura 5.40)

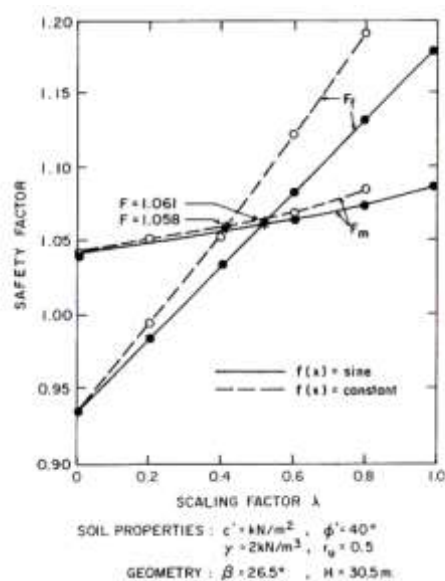


Fig.5.40 - Influência de λ no FS (UERJ, 2008)

O programa SLOPE/W, através deste método, faz variar o factor de segurança, em relação aos momentos e às forças, com λ . O FS global é fornecido quando o valor de λ é igual para ambos, isto é:

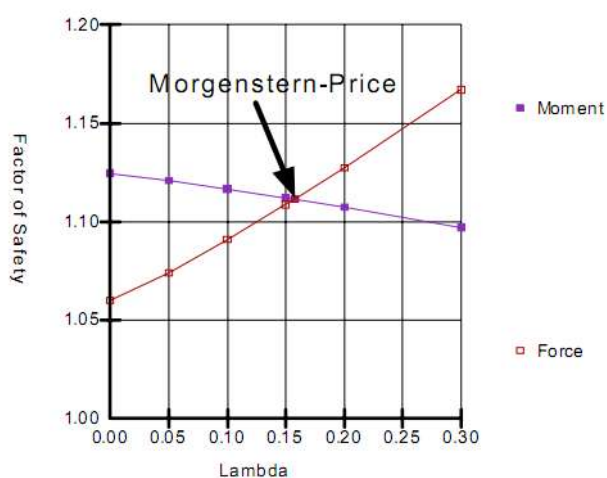


Fig.5.41 - Factor de segurança pelo método de M-P (Krahn, 2004)

5.4.4. RESUMO DOS MÉTODOS APRESENTADOS

No Quadro seguinte (5.3) apresenta-se um resumo sucinto de todos os métodos abordados anteriormente.

Quadro 5.3 - Resumo dos métodos de análise de estabilidade de taludes em solos

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Factor de Segurança	Aplicação
Fellenius(1936)	Circular	Considera o equilíbrio de forças e de momentos entre as fatias.	Método simples. Resultados conservativos	Não considera as forças de interacção entre fatias	Calculado directamente pela fórmula	Não é muito usado na prática. Recomendado apenas para projectos simples
Bishop Simplificado (1955)	Circular	Considera o equilíbrio de forças e de momentos entre as fatias. A resultante das forças verticais entre fatias é nula	Método simples. Resultados conservativos	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados	Calculado por iterações, com o uso ou não de computadores	Muito usado na prática. Recomendado para projectos simples
Spencer(1967)	Circular	Método rigoroso, satisfaz todas as condições da estática	Valores de FS mais realísticos	Complexidade nos cálculos	Resultante das forças entre fatias com inclinação constante em toda a massa. Determina FS para equilíbrio de momentos (FSm) e equilíbrio de forças (FSf). O valor de FS é obtido quando $FSm=FSf$	Para análises mais sofisticadas, com restrições geométricas da superfície de rotura
Janbu Simplificado(1972)	Não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, no entanto, despreza as forças verticais entre as fatias	Superfícies de rotura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogéneos. Pode subestimar o FS. O método generalizado não tem esta limitação	Pode ser calculado manualmente, com auxilio a ábacos, ou por programas de computador	Grande utilização na prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.

Morgenstern e Price(1965)	Não circular	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	Não é um método simples e exige cálculos em computador	Calculado por iterações com o uso a computadores	Para estudos ou análises detalhadas
---------------------------	--------------	---	--	--	--	-------------------------------------

5.5 APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

5.5.1. INTRODUÇÃO

Numa primeira parte do trabalho, propôs-se executar uma análise no programa de cálculo SEEP/W, de forma a perceber como é que o teor em água evolui no interior de determinado talude da linha do norte sob certas condições de precipitação. Saber como o teor de água evolui permitirá, através de uma relação (Coesão Vs teor de humidade - Equação 5.31) encontrada através de três amostras indeformadas retiradas no local entre os meses de Novembro e Dezembro, descortinar como é que a coesão varia em detrimento da precipitação introduzida.

Quadro 5.4 - Parâmetros das amostras de Novembro e Dezembro (GEG, 2003)

Amostra	Wn	Coesão
2606	0,218	33
2610	0,314	13
2638	0,197	57

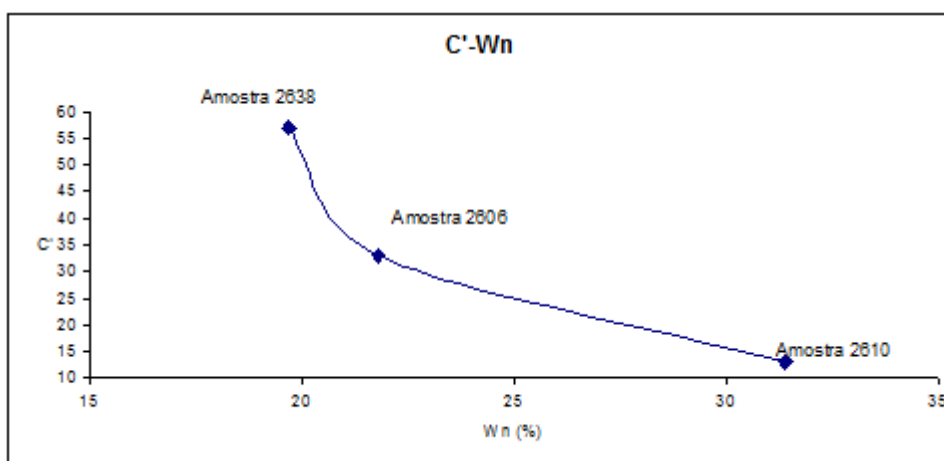


Fig.5.42 - Relação gráfica entre a coesão e o teor em água calculada a partir de amostras indeformadas num talude argiloso da linha do norte (GEG, 2003)

$$c' = 0,3881Wn^{-3,006} \quad (5.31)$$

Apesar de esta relação ser estabelecida apenas com base em três amostras, considerou-se que seria suficiente para estabelecer uma relação. A relação estabelecida foi feita com base numa aproximação exponencial, no entanto, pensa-se que seria mais correcto fazer uma aproximação linear dos três pontos.

Na segunda parte do trabalho, propôs-se fazer uma análise de estabilidade, através do programa de calculo SLOPE/W, para exactamente tentar perceber como é que a coesão afecta o FS, aquando de um carregamento no aterro. Para isso, propôs-se atribuir ao perfil terroso diferentes camadas com diferentes níveis de coesão, em que a espessura das camadas e os valores de coesão a elas atribuídas

irão variar em conformidade com a evolução do teor de humidade ao longo do tempo, já que o programa em causa não faz a consideração automática dos valores de coesão a variar com a chuva.

5.5.2. MODELAÇÃO NO SEEP/W

Um dos softwares mais utilizados na resolução de problemas relacionados com a infiltração de água no solo é o programa de cálculo SEEP/W.

No âmbito do caso de estudo relatado no Capítulo seguinte, foi utilizado este software para simular chuva em determinado local da Linha do Norte e por isso interessa perceber como é que o programa opera e em que fundamentos se baseia.

O programa computacional em questão utiliza o método dos elementos finitos (MEF) como sistema de resolução de problemas de engenharia. Obter uma solução utilizando o MEF significa essencialmente construir e resolver um sistema governativo de equações algébricas.

O MEF centra-se em três processos fundamentais, são eles:

- Discretização ou definição da malha (meshing);
- Definição das propriedades dos materiais;
- Definição das condições de fronteira.

A discretização ou definição é o processo pelo qual, partindo de uma estrutura contínua (problema físico), se subdivide essa estrutura em pequenos elementos de forma a serem analisados comportamentalmente de forma individual. Estes elementos são depois reconectados de forma a obter o comportamento global da estrutura.

A discretização envolve também a definição da geometria do problema, da distância, da área e do volume. Pode dizer-se que é a componente do MEF que lida com as dimensões físicas do problema.

No que concerne à definição da malha é no entanto necessário tecer algumas considerações, já que é baseada nesta definição que obteremos resultados mais fidedignos ou não. Em primeiro lugar, os computadores com sistema operativo normal (aqueles que são normalmente utilizados para uso pessoal) tem uma capacidade limitada de processamento e por isso o tamanho da malha deve ser limitado. Em segundo lugar, é por vezes necessário que a densidade da malha seja variável de forma a obter um balanço entre o tempo de processamento do computador e a solução requerida. Em terceiro lugar, é necessário garantir que os elementos estejam conectados correctamente, isto é, o programa SEEP/W permite definir diferentes regiões do problema com determinada malha, mas é necessário que o utilizador garanta que entre essas regiões haja compatibilidade da malha, ou seja, duas regiões adjacentes não podem conter diferente número de elementos finitos pois irá criar problemas na modelação.

Também deve ser referido que uma das principais características de um elemento finito são os nós. Os nós são usados com os seguintes propósitos:

- A posição dos nós num sistema de coordenadas é usada para avaliar as características geométricas do elemento (como por exemplo o comprimento);
- Para descrever a distribuição das primeiras incógnitas dentro do elemento;
- Para conectar todos os elementos. Os elementos que têm nós comuns estão conectados nesses nós, assegurando a compatibilidade;
- Todas as equações dos elementos finitos são formadas nos nós.

Para o caso de estudo apresenta-se no Quadro 5.5 o número de regiões definidas, o número de elementos e o número de nós em cada elemento. Convém também referir que se utilizou uma malha quadrada.

Quadro 5.5 - Considerações tecidas no caso de estudo

	Aterro	Material Argiloso
Número de Regiões	1	3
Número de Elementos	40	1750
Número de Nós em Cada Elemento	4	4

A definição dos materiais é um processo também ele muito importante uma vez que a má definição das características destes levará certamente a resultados erróneos. No entanto, os materiais pretendidos para a análise do caso de estudo encontravam-se já definidos (Krahn, 2004). Nas Figuras que se seguem são evidenciadas as propriedades dos materiais utilizados na referida análise, restando somente ressaltar que o aterro é constituído por uma areia siltosa com um coeficiente de permeabilidade de 4.8×10^{-7} m/s e que na fundação desse aterro foi utilizado um material argiloso com coeficiente de permeabilidade de 2.5×10^{-8} m/s.

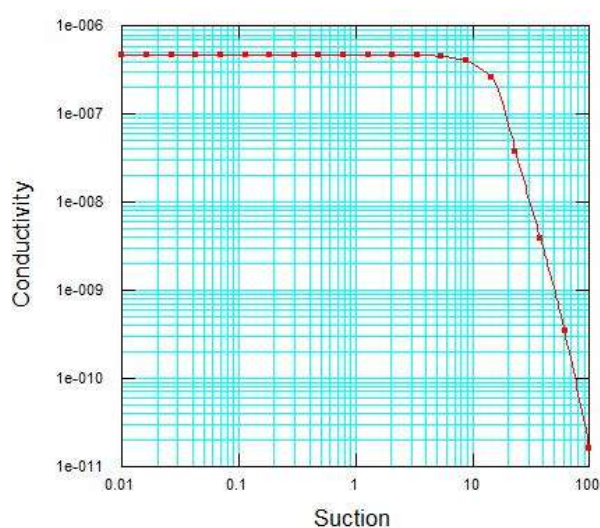


Fig.5.43 - Relação entre a condutividade hidráulica e a sucção na areia siltosa

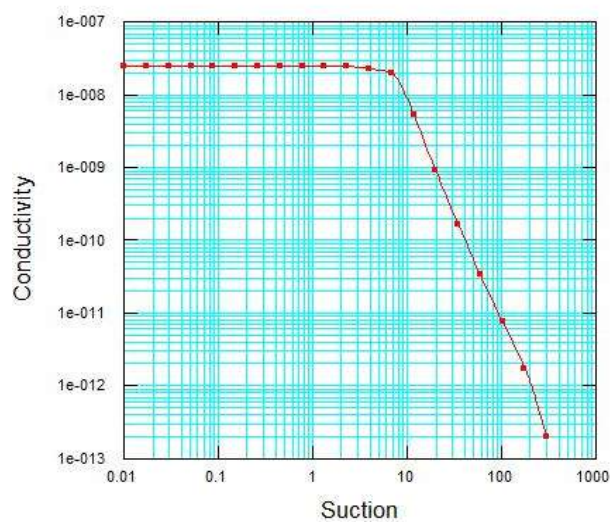


Fig.5.44 - Relação entre a condutividade hidráulica e a sucção na argila

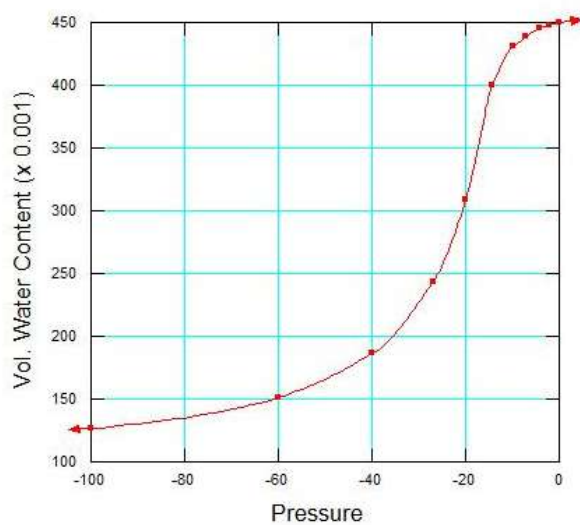


Fig.5.45 - Relação o teor em água e a sucção na areia siltosa

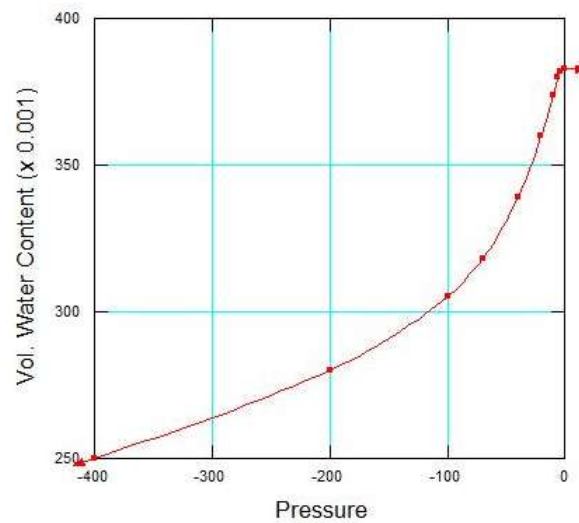


Fig.5.46 - Relação o teor em água e a sucção na argila

Quanto às condições de fronteira podemos dizer que são elas que impulsionam a análise, isto é, mediante o que se pretende simular, devemos impor determinadas condições de fronteira.

No caso do presente no trabalho, como já foi referido, numa primeira parte interessa conhecer a variação do teor de humidade em profundidade com a existência de duas fronteiras drenantes nas extremidades do talude. Para isso foram inseridas duas condições de fronteira. A primeira através da imposição de uma carga piezométrica (*Head*) que igualasse os pontos de coordenadas *yy* dos extremos do talude, garantiu que nesses pontos a pressão era zero (condição de fronteiras drenantes). A segunda através da imposição de um fluxo unitário aplicado em toda a superfície do terreno, garantiu que em toda essa extensão entrou um determinado caudal com determinada intensidade (definida com base nas curvas IDF).

Descrita a forma como o programa opera, resta conhecer em que princípios teóricos se apoia, isto é, que equações manuseia para obter resultados.

Como já foi anteriormente citado, é a lei de Darcy que rege o movimento da água num solo, e é exactamente sobre esta lei que o programa se baseia.

Numa análise bidimensional do problema (2D) a equação que governa a entrada de água num solo é dada pela seguinte expressão (5.32), também conhecida como equação de Richards.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (5.32)$$

onde,

H - Carga hidráulica total (m)

k_x - Coeficiente de permeabilidade na direcção x (m/s)

k_y - Coeficiente de permeabilidade na direcção y (m/s)

Q - Condição de contorno de fluxo do problema

θ - Humidade volumétrica

t - Tempo (segundos)

Esta equação indica que a diferença entre o fluxo de água que entra e sai de um ponto do sistema ao longo do tempo é igual à variação de armazenamento de água nesse sistema. Mais concretamente, podemos dizer que a soma da variação de fluxo nas direcções xx e yy mais o fluxo que é aplicado externamente é igual à variação do teor em água em função do tempo.

Sob condições estacionárias (*steady-state*) o fluxo de água que entra e sai é o mesmo em todo o tempo e consequentemente o lado direito da equação desaparece, tomando a seguinte forma (5.33).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad (5.33)$$

As mudanças no teor em água estão então dependentes de mudanças no estado de tensão do solos bem como das suas propriedades.

O estado de tensão em condições saturadas ou não saturadas pode ser descrito por intermédio de duas variáveis de estado. Essas variáveis são $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, onde σ representa a tensão total, u_a a pressão de ar nos poros e u_w a pressão de água nos poros (pressão neutra). No entanto o programa de cálculo SEEP/W, é formulado para condições de tensão total constante, isto é, não é aplicado sobre o perfil nenhuma acção de carga ou descarga. Também a pressão de água nos poros, segundo este software, permanece constante e igual à pressão atmosférica durante um processo transiente. Isto significa que $(\sigma - u_a)$ permanece constante e não tem qualquer efeito na variação do teor em água. Consequentemente a variação do teor em água fica apenas dependente nas mudanças de $(u_a - u_w)$, mas como u_a permanece constante essa variação fica somente função da pressão neutra. Como resultado, estas duas grandezas (Humidade volumétrica e pressão neutra) podem relacionar-se por intermédio da equação (5.34):

$$\partial \theta = m_w \partial u_w \quad (5.34)$$

onde,

m_w - Inclinação da curva de retenção de água do solo, representa a variação da humidade volumétrica para uma determinada mudança na sucção do solo.

u_w - Pressão de água nos poros (kPa)

A carga hidráulica total, H , é definida por (5.35), mas esta equação pode ser rearranjada de forma a obter a equação 5.36.

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y \quad (5.35)$$

$$u_w = \gamma_w (H - y) \quad (5.36)$$

onde,

γ_w - Peso específico da água (kN/m³)

y - Elevação (m)

Se se substituir a equação (5.36) em (5.34) obtém-se a equação (5.37).

$$\partial\theta = m_w \gamma_w \partial(H - y) \quad (5.37)$$

Esta expressão (5.37) pode ser substituída em (5.32) levando à equação (5.38).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial(H-y)}{\partial t} \quad (5.38)$$

Como a elevação é uma constante, a sua derivada em ordem ao tempo desaparece, o que conduz à equação diferencial que governa uma análise transiente (5.39).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad (5.39)$$

Entende-se então que o software SEEP/W é perfeitamente capaz de solucionar problemas relacionados com a entrada de água no solo e que segundo um modelo matemático, governado por equações diferenciais, obtém-se uma solução de elementos finitos.

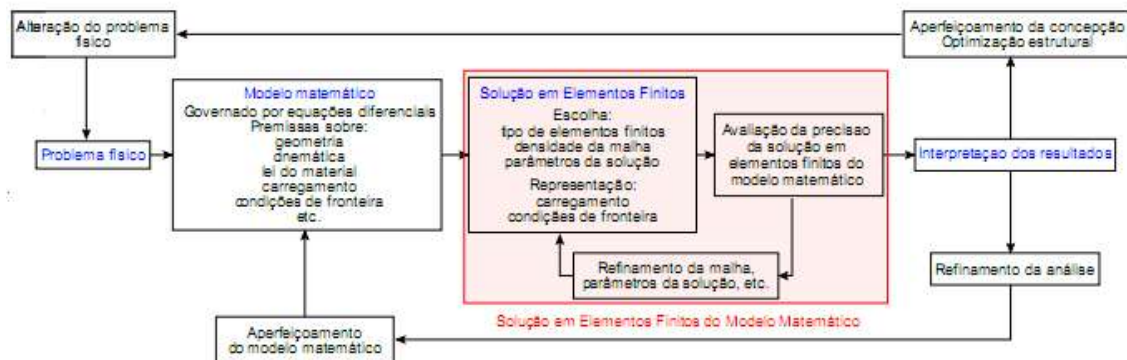


Fig.5.47 - Esquema de resolução de um problema físico com MEF (Cismasiu, 2009)

5.5.3. MODELAÇÃO NO SLOPE/W

O software SLOPE/W utiliza a teoria de equilíbrio limite de forças e de momentos, para analisar o factor de segurança em relação à rotura.

Esta teoria, como aliás já foi referido, é usada em todos os métodos apresentados no Subcapítulo 5.4, pelo que se entenderá que o programa computacional em causa baseia a sua análise de elementos finitos sobre os métodos apresentados.

O uso de elementos finitos na análise de tensões dentro de um equilíbrio limite, apresenta muitas vantagens, a saber:

- Não é necessário fazer assumções acerca das forças de interacção entre fatias;
- O FS é determinístico assim que as tensões são analisadas e consequentemente não há problemas de convergência iterativa;
- A compatibilidade de deslocamentos é satisfeita;
- Concentrações de tensão são indirectamente consideradas;
- Os efeitos da interacção solo-estrutura são prontamente tratados na análise de estabilidade.

De igual modo como, no programa SEEP/W, é também aqui necessário definir uma malha de elementos finitos. Utilizou-se, no entanto, a mesma malha que na modelação do SEEP/W, uma vez que as dimensões do talude devem ser as mesmas, pois a análise de estabilidade é feita sobre o mesmo talude. A única diferença é que o número de regiões irá variar consoante a variação da coesão.

É necessário também definir qual o critério que melhor definirá a resistência do solo.

Existem muitas formas de descrever a resistência dos terrenos nas análises de estabilidade. A forma mais comum de descrever a resistência ao corte de materiais geotécnicos é através da equação de Morh - Coulomb:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5.40)$$

Esta equação representa uma linha (envolvente de rotura de Mohr-Coulomb) num gráfico demonstrado na Figura 5.22, onde a ordenada na origem é dada por c e a inclinação pelo ângulo de atrito interno.

Para condições não drenadas quando ϕ é zero, a envolvente de rotura de mohr-coulomb passa apenas a ser definida pela coesão conforme mostra a Figura 5.48, e por isso o comportamento resistente do solo passa a ser definido unicamente pela coesão não drenada.

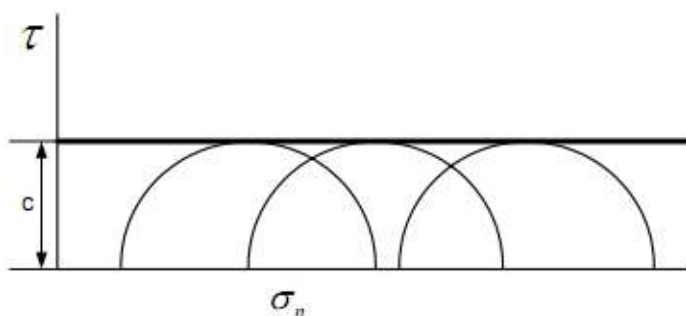


Fig.5.48 - Envolvente de rotura em condições não drenadas (Krahn, 2004)

Ora, se o objectivo do trabalho é perceber como é que a coesão afecta a estabilidade, naturalmente que a análise será efectuada em condições não drenadas ($\phi = 0$).

É necessário definir também que tipo de método, baseado em equilíbrio limite, se deve utilizar. Para isso deve atender-se às condições tecidas em 5.4. Compreender-se-á que o método que se revela como sendo o mais completo é o de Morgenstern e Price e nesse sentido será este o método utilizado na análise de estabilidade.

Finalmente define-se qual o valor da sobrecarga a aplicar no aterro. Segundo o RSAEEP (Artigo 50º) os valores característicos das sobrecargas (para uma via larga) devidas ao tráfego nas pontes ferroviárias são os correspondentes ao comboio-tipo indicado na Figura 5.49.

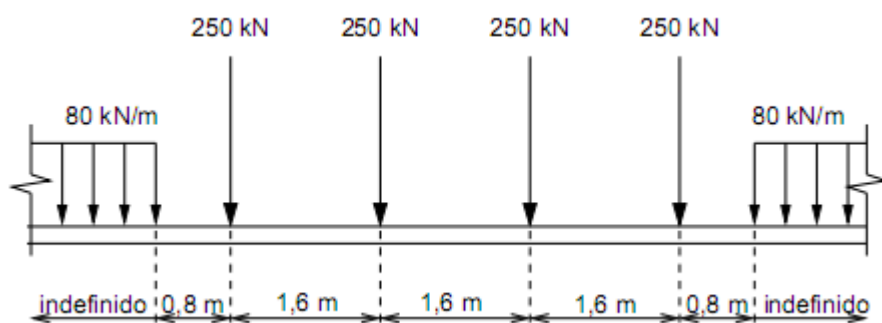


Fig.5.49 - Comboio-tipo segundo o RSAEEP

Deve então perceber-se qual a sobrecarga mais desfavorável a utilizar. Compreenda-se para isso que foi considerado um metro de desenvolvimento de aterro e por isso, feitas as contas, vem que $Q_1=156,25\text{kN}$ e $Q_2=80\text{kN}$ e portanto o valor mais desfavorável será como é evidente o primeiro.

No entanto, atenda-se que a sobrecarga não é aplicada directamente no aterro, já que a construção da via-férrea envolve um conjunto de estruturas adjacentes ao aterro. Na Figura 5.50 vem representado um esquema típico da estrutura ferroviária.

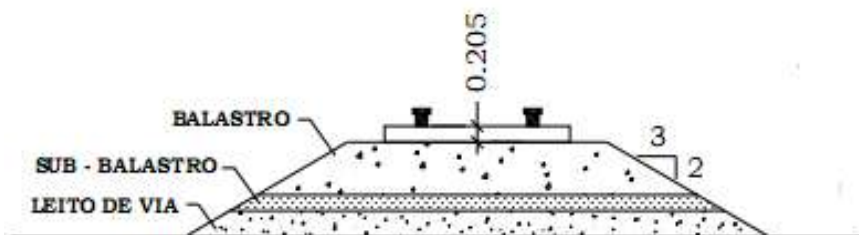


Fig.5.50 - Representação de uma estrutura ferroviária típica (IAPF, 2007)

Considerou-se, em termos simplificativos, que as sobrecargas se distribuem de igual modo dentro do balastro, do sub-balastro e do leito da via e que essa distribuição é feita numa razão de um para quatro (IAPF, 2007).

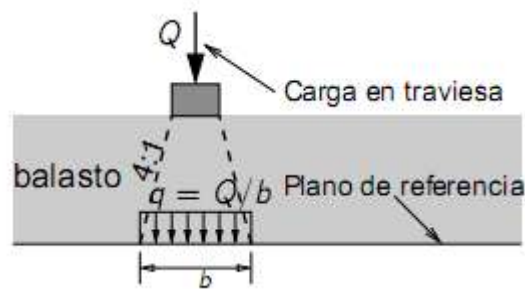


Fig.5.51 - Distribuição da carga no balastro (IAPF; 2007)

A sua degradação começa na travessa monobloco da via-férrea, com 2.6m de largura (IAPF, 2007), sendo que o balastro apresenta uma altura de 0.6 m, resultando numa largura de influência de 2.9 m (ver Figura 5.52).

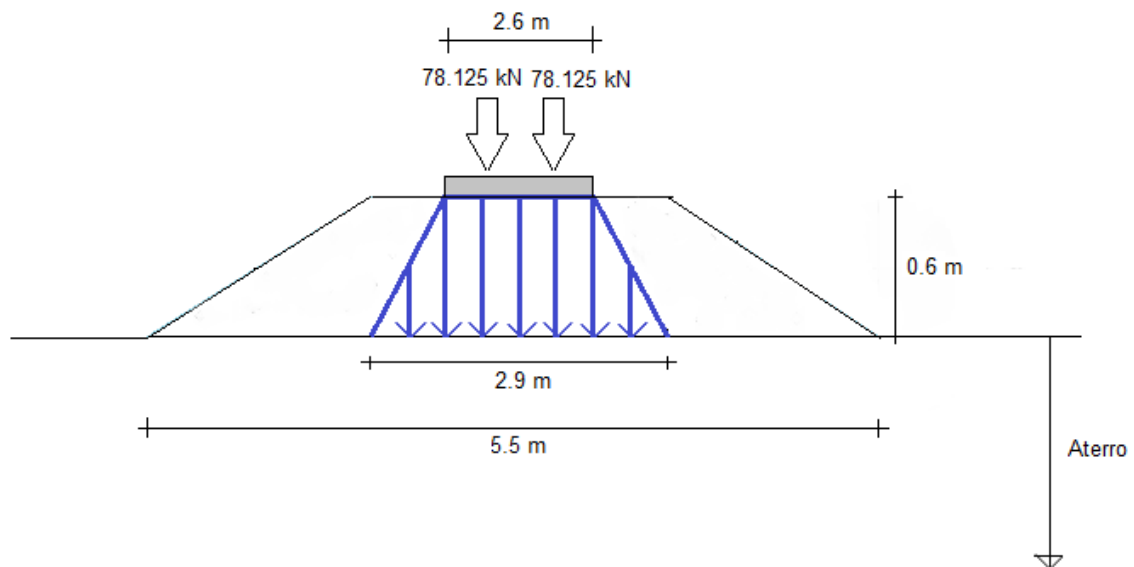


Fig.5.52 - Distribuição das sobrecargas

Dividindo o valor da sobrecarga do comboio (156,25 kN) pela largura de influência da mesma, obtém-se o valor da carga por metro $q = 53.879$ kN/m.

De forma a obter compatibilidade com os nós da malha aplicou-se q em três nós consecutivos, respectivamente no nó 1047, no nó 1078 e no nó 1107.

6

CASO DE ESTUDO: ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

As análises de estabilidade de taludes tornaram-se um instrumento analítico comum para avaliar o nível de segurança de encostas naturais. Os métodos de equilíbrio limite são vulgarmente usados na prática. Não há provavelmente nenhuma análise realizada por engenheiros geotécnicos que receba mais atenção do que o método de equilíbrio limite (Fredlund, 1980).

O caso de estudo apresentado é analisado com base no método de equilíbrio limite e refere-se à análise da influência da pluviometria na estabilidade de uma encosta argilosa situada num troço da Linha do Norte, mais propriamente na proximidade da estação de Alfarelos e do apeadeiro de Pereira, limitado entre o km 202+225 e o km 202+800.



Fig.6.1 – Linha do Norte (GEG, 2007)

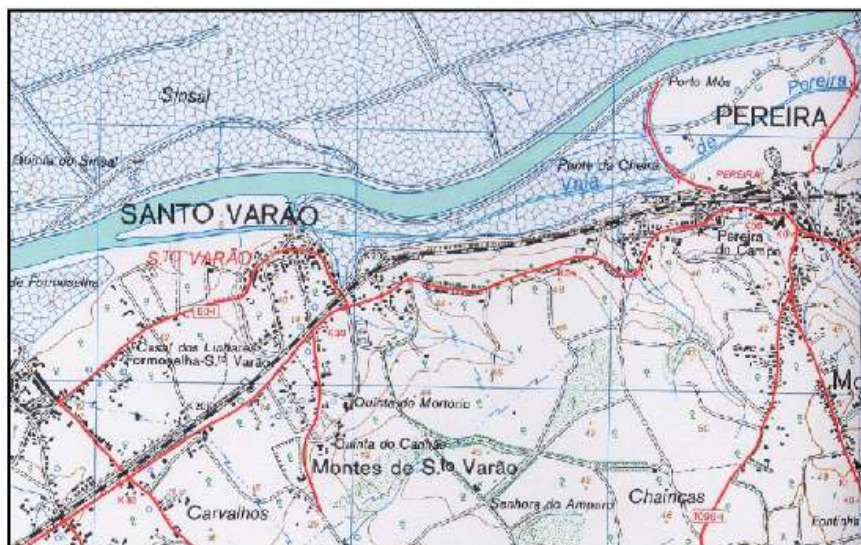


Fig.6.2 - Pormenor da Carta Militar nº 240 (Escala 1/25000) Montemor-o-Velho (GEG, 2007)

Este talude foi anteriormente alvo de um estudo efectuado pelo GEG, onde foi concluído que o factor que desencadeia a instabilidade seria a variação do teor de humidade em função do efeito da infiltração das chuvas (GEG, 2007). Com esse efeito, o objectivo primordial deste Capítulo assenta na obtenção de uma gama de factores de segurança que variam consoante a infiltração da chuva ao longo do tempo.

6.2 ESTUDOS ANTECEDENTES

O troço da Linha do Norte apresentado mostra antigos problemas de movimento de terras que afectam a ferrovia. Com efeito, diversos estudos já foram levados a cabo, com o objectivo de culminar com esses problemas.

Verifica-se que em épocas quentes não existem problemas evidentes e que os deslizamentos não são súbitos, mas sim contínuos e sazonais.

O conhecimento do fenómeno instabilizador de encostas argilosas, por aumento do teor de humidade no interior do terreno, torna-se fundamental na obtenção de medidas de estabilização. No entanto, apesar de bem conhecido o fenómeno, nem sempre tem sido acompanhado de medidas de estabilização apropriadas (GEG, 2007).

Um estudo realizado pelo GEG concluiu, através de elementos disponíveis e visitas ao local, que os problemas detectados resultam na conjugação de 4 factores, a saber:

- Morfologia superficial dos terrenos (inclinações);
- Características dos terrenos (teor em argilas);
- Humidade dos terrenos em profundidade;
- Cargas ferroviárias.

Uma vez que soluções de estabilização como a aplicação mecânica de forças ou muros de contenção apresentam um desempenho pouco eficiente no troço da linha em estudo, a estabilidade deve ser encontrada manipulando dois dos quatro factores acima mencionados (características do terreno e

humidade dos terrenos em profundidade), já que a morfologia e as cargas ferroviárias não podem ser manipuladas devido a condições de projecto.

O caminho seguido no estudo, foi orientado, então, por esse objectivo, e assim a equipa projectista concluiu que as melhores soluções a aplicar no troço seriam a melhoria dos terrenos, por intermédio da aplicação de colunas de Jet, ou através da humedificação no interior dos terrenos, por intermédio de impermeabilização e drenagem.

O estudo apresentado também concluiu que a eficiência do projecto é encontrada conjugando ponderadamente as duas soluções apresentadas.

O aspecto sazonal dos problemas determinou uma relação entre o teor de humidade e a estabilidade em termos de matriz argilosa e de plasticidade. Com base nisto, a equipa projectista procurou uma caracterização granulométrica e de limites de plasticidade, com o objectivo de examinar a relação entre a resistência ao corte do terreno e o teor de humidade natural, faltando só mencionar que a resistência do terreno foi determinada através de ensaios de corte directo em situação não drenada.

A caracterização do terreno permitiu identificar essencialmente dois materiais: o aterro de suporte à via e o terreno natural com fracção maioritariamente argilosa (47,7 a 99,1%) (GEG, 2007).

A elevada percentagem de fracção argilosa, em relação às outras fracções do terreno, associado a limites de plasticidade, liquidez e índice de plasticidade, determinou uma actividade baixa e portanto uma elevada sensibilidade da resistência ao teor de humidade (aspecto também referido em 3.2.3).

Do mesmo estudo resultou também a relação representada na Figura 5.42 (relação entre a coesão e o teor de humidade) e concluiu-se que não existe essa relação para o ângulo de atrito interno, ϕ , uma vez que sendo este um fenómeno físico, a sua dependência com a humidade é baixa, contrariamente à coesão que é um fenómeno químico altamente dependente da humidade.

A análise de sensibilidade foi baseada na relação entre a humidade e a resistência, sendo considerado um único parâmetro de resistência, no caso, a coesão, por dois motivos fundamentais:

- O contributo da coesão para a resistência global do terreno revelou-se muito superior ao do atrito;
- A sensibilidade da tangente do ângulo de atrito aos valores de teor de humidade obtidos no local, foi de apenas 1.8, enquanto para a coesão atingiu cerca de 4.4 (GEG, 2007).

É então realçada mais uma vez a importância da coesão como parâmetro resistente das argilas que diminui com o aumento do teor em água, e justificado o motivo pelo qual na análise de sensibilidade do caso de estudo presente nesta dissertação só se utiliza a coesão para caracterizar a resistência.

6.3 MODELAÇÃO DO TALUDE DA LINHA DO NORTE

A geometria do talude considerada para as análises das simulações do efeito da pluviometria na estabilidade está representada na Figura 6.3.

O talude de referência foi considerado homogéneo e isotrópico com uma altura de 16 metros na extremidade mais baixa, uma altura de quase 20 metros na extremidade mais alta e um ângulo de inclinação de 5,7°.

Distinguiram-se dois tipos de material na modelação, tal como no estudo realizado pelo GEG:

- O material de aterro de suporte à via-férrea, que se considerou ser uma areia siltosa com permeabilidade de 4.8×10^{-7} m/s, como aliás já tinha sido referido no Capítulo anterior.

- Terreno natural, que se considerou ser unicamente argila, com um coeficiente de permeabilidade de 2.5×10^{-8} m/s, devido à elevada fracção deste material no troço apresentado e de forma a simplificar a modelação.

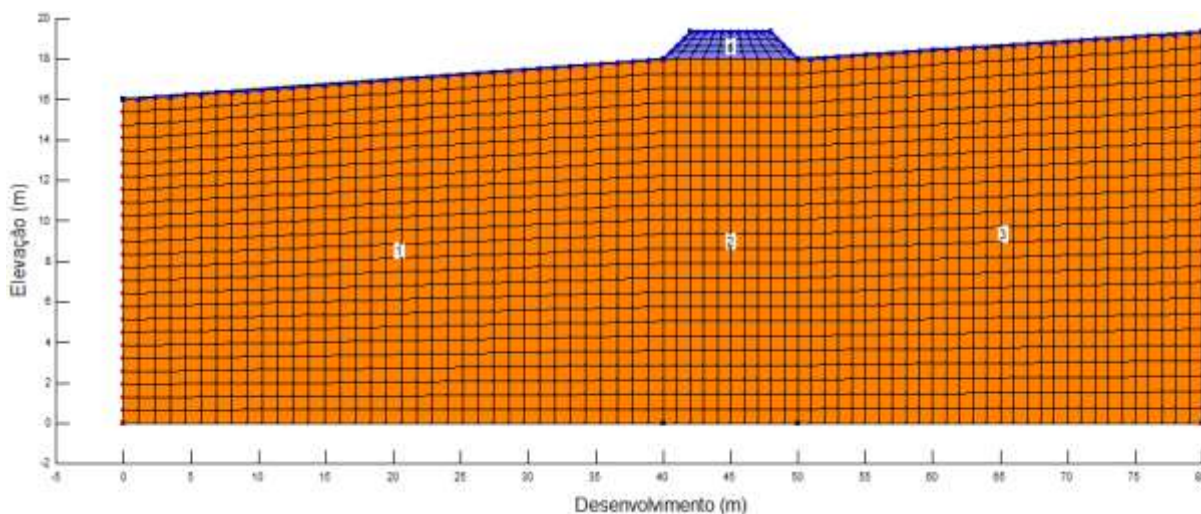


Fig.6.3 – Modelação hidrológica do talude

Considerou-se que o terreno se encontrava parcialmente saturado, sem um nível freático definido, já que no tipo de solo em causa a sua definição é difícil devido às propriedades químicas que as argilas apresentam. As partículas argilosas facilmente atraem as moléculas de água, que por vezes pode suscitar a presença de nível freático.

A malha foi definida e justificada conforme o indicado no Capítulo 5, em 5.5.2.

Para modelar as características mecânicas do solo recorreu-se aos ensaios de corte realizados para o estudo do GEG. Foram realizadas três sondagens a profundidades variadas, mas todas elas superficiais. A gama de leituras apresentou bastante diversidade de valores, justificado pelos diferentes graus de humedificação das argilas nas diferentes zonas do talude. Em função dos objectivos do caso de estudo, optou-se por utilizar dois tipos de critérios de rotura, conforme o indicado no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Propriedades dos materiais e tipos de critérios de rotura

Material	Critério de rotura	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro	Mohr-Coulomb	20	0	30
Argila	Carregamento não drenado	21	Varia conforme W	-

A condição inicial para a análise de estabilidade (modelação no SLOPE/W) vem representada na Figura 6.4 e foi definida, como várias vezes tem sido repetido, com base na equação (5.31) retirada do gráfico da Figura 5.42, em função dos contornos dos teores de humidade presentes na situação inicial (sem chuva) da modelação feita no SEEP/W (Figura 6.5). No entanto, existem duas ressalvas que devem ser feitas. A primeira diz respeito à definição das camadas em si, que, como se pode verificar por comparação das Figuras 6.4 e 6.5, não apresentam exactamente a mesma forma dos contornos dos teores de humidade. Optou-se por desenhar as camadas desta forma simplificada, uma vez que se verificou que a cunha de deslizamento não atinge a área onde os contornos começam a modificar. A segunda ressalva diz respeito à transição do aterro para o terreno natural. Como se pode verificar pela Figura 6.6 existem vários contornos com diferentes teores de humidade, mas estes não foram representados, já que o nível de pormenorização daí obtido não seria significativo no valor do factor de segurança.

Os valores de coesão para as diferentes camadas vêm representados no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Valores de coesão para as diferentes camadas

Camada	$\theta(\%)$	$c'(\text{kPa})$
1	38	7,11
2	36	8,37
3	34	9,94
4	32	11,93
5	30	14,48
6	28	17,82

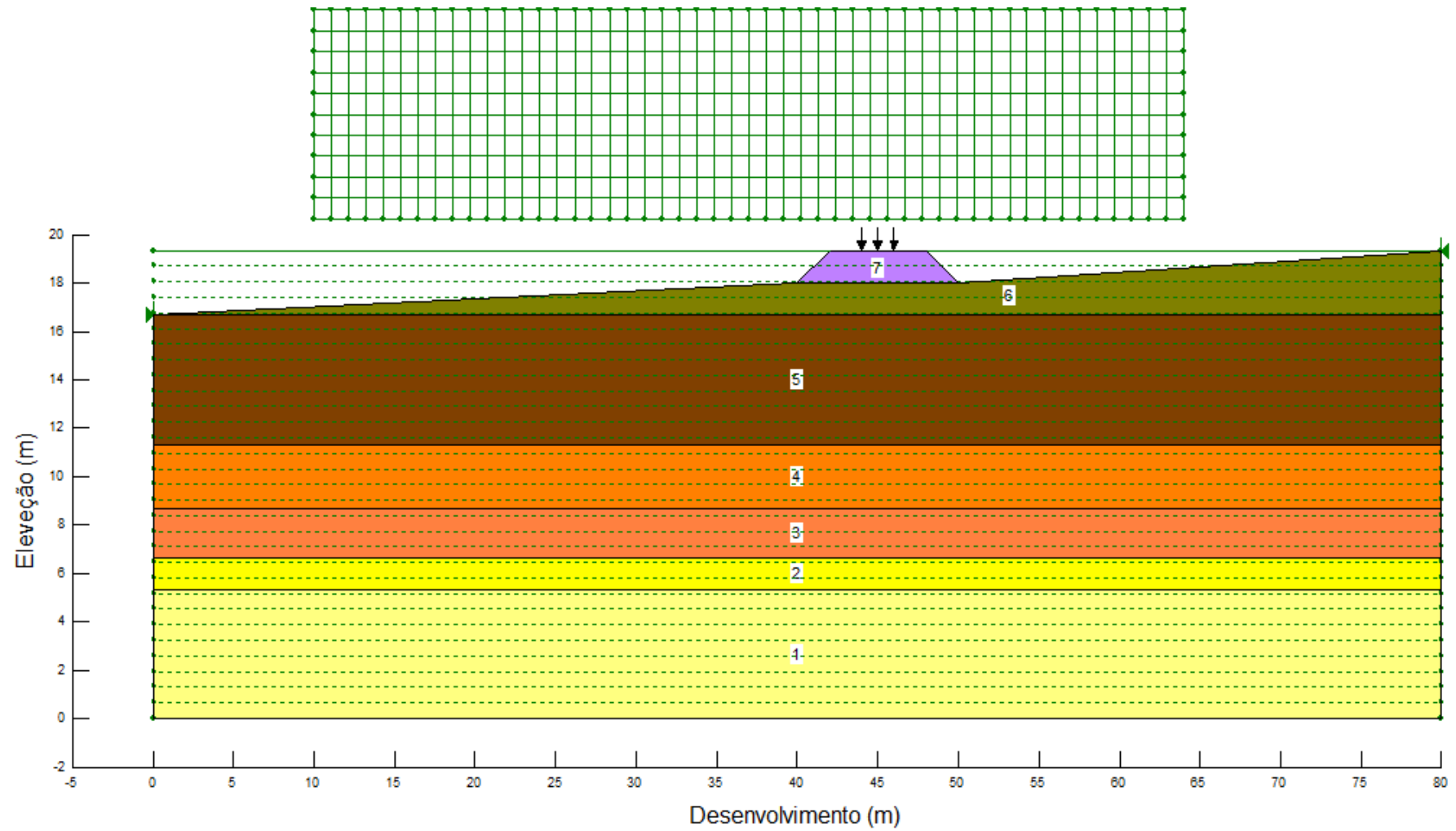


Fig.6.4 – Modelo de estabilidade do talude

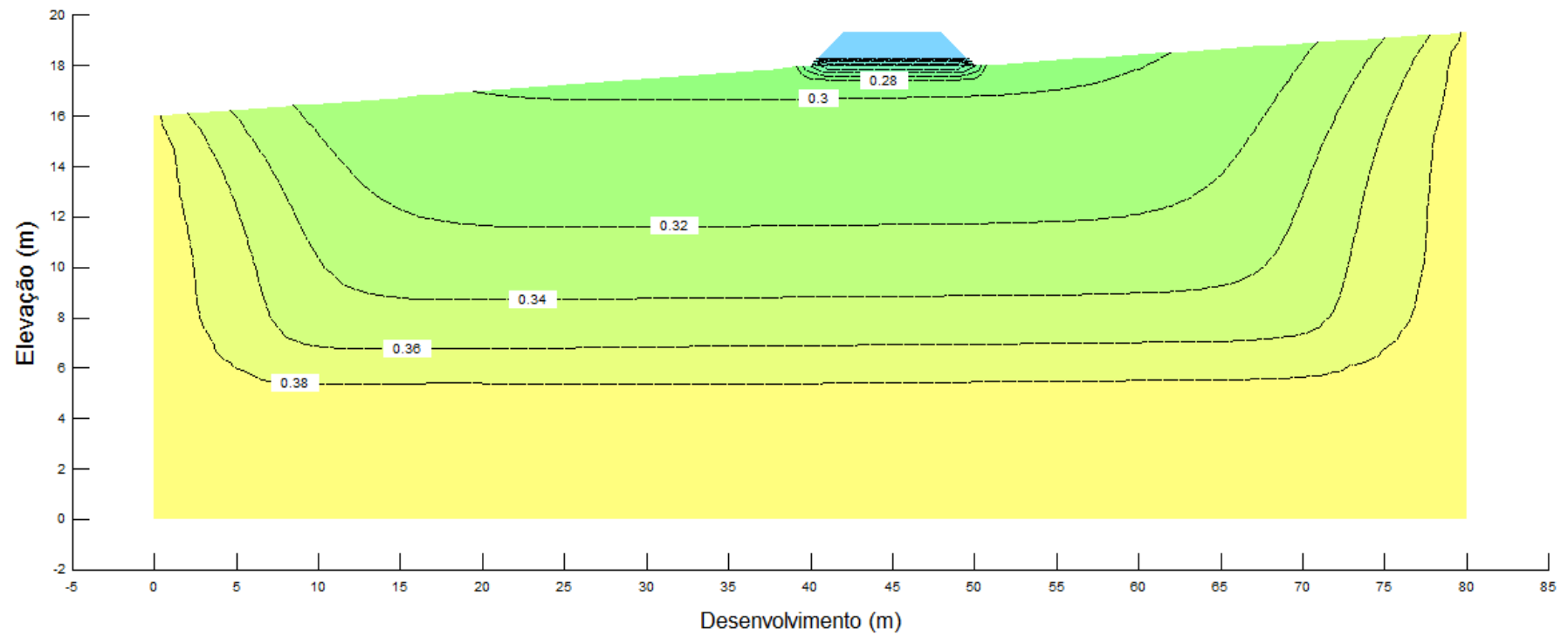


Fig.6.5 – Contornos de teor de humidade em situação inicial (sem chuva)

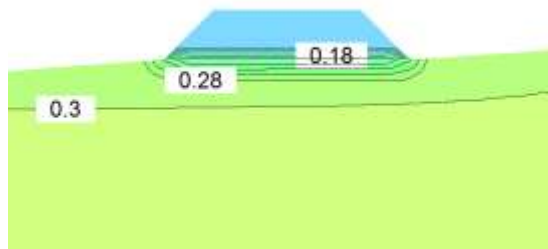


Fig.6.6 – Pormenor da transição de aterro para argila

Para simular a influência do peso das locomotivas e de todo o material integrado foram consideradas três forças unitárias de 53.879 kN, conforme o indicado no Capítulo 5 em 5.5.2.

6.4 CARACTERÍSTICAS DAS PRECIPITAÇÕES

No Capítulo 4 (4.4) foi referido que a principal forma de caracterização das chuvas é por meio de equações de intensidade, duração e frequência de precipitação. Referiu-se também que diversos autores apresentaram propostas de possíveis equações IDF e que a proposta que melhor se encaixava no âmbito deste projecto seria a proposta de Brandão e Rodrigues (1988), e Brandão *et al.* (2001).

Estes autores fornecem uma série de parâmetros que permitem obter as curvas IDF, para diferentes períodos de retorno e em diferentes regiões de Portugal continental (Figuras 4.9 a 4.11).

No caso de estudo, foi considerado um tempo de retorno de 100 anos com os parâmetros respeitantes à zona de Coimbra, já que Alfarelos se situa nesta região, e as curvas IDF foram obtidas pela equação (6.1).

$$I = aD^b \quad (6.1)$$

onde,

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

D – Duração (minutos)

a e b – Parâmetros das curvas

Os autores definiram para esta zona dois diferentes níveis de duração pluviométrica, e por isso serão apresentadas duas análises de estabilidade baseadas nestas duas durações, resultando em dois casos:

- 1ª Caso: De 30 minutos a 6 horas
- 2ª Caso: De 6 a 48 horas

Os parâmetros que caracterizam curvas IDF obtidas vêm representados no Quadro 6.3, os valores de intensidade no Quadro 6.4 e finalmente as curvas são ilustradas nas Figuras 6.7 e 6.8.

Quadro 6.3 – Parâmetros das curvas IDF para a região de Coimbra com um período de retorno de 100 anos

Duração	a	b
De 30 minutos a 6 horas	632,17	-0,64
De 6 a 48 horas	1155,70	-0,75

Quadro 6.4 – Intensidade de precipitação para durações de 30 minutos a 6 horas e para durações de 6 a 48 horas

De 30 minutos a 6 horas		De 6 a 48 horas	
I(mm/h)	D(min)	I(mm/h)	D(min)
71,69	30	14,40	1800
46,01	60	9,84	3600
35,49	90	7,66	5400
29,52	120	6,35	7200
25,59	150	5,47	9000
22,78	180	4,83	10800
20,64	210	4,34	12600
18,95	240	3,96	14400
17,57	270	3,64	16200
16,42	300	3,38	18000
15,45	330	3,16	19800
14,62	360	2,97	21600

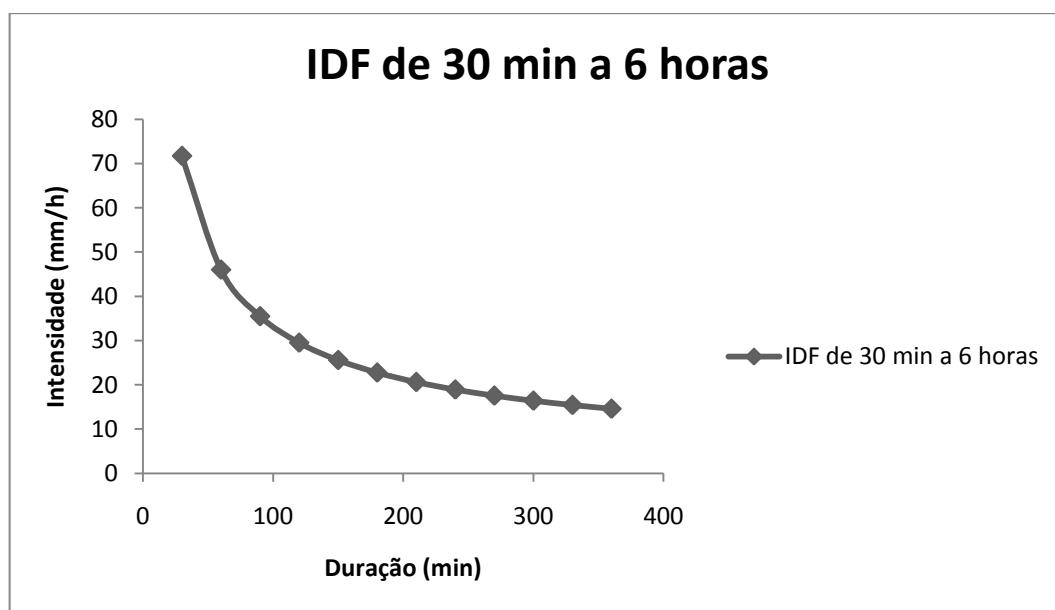


Fig.6.7 – IDF de Coimbra (30 minutos a 6 horas)

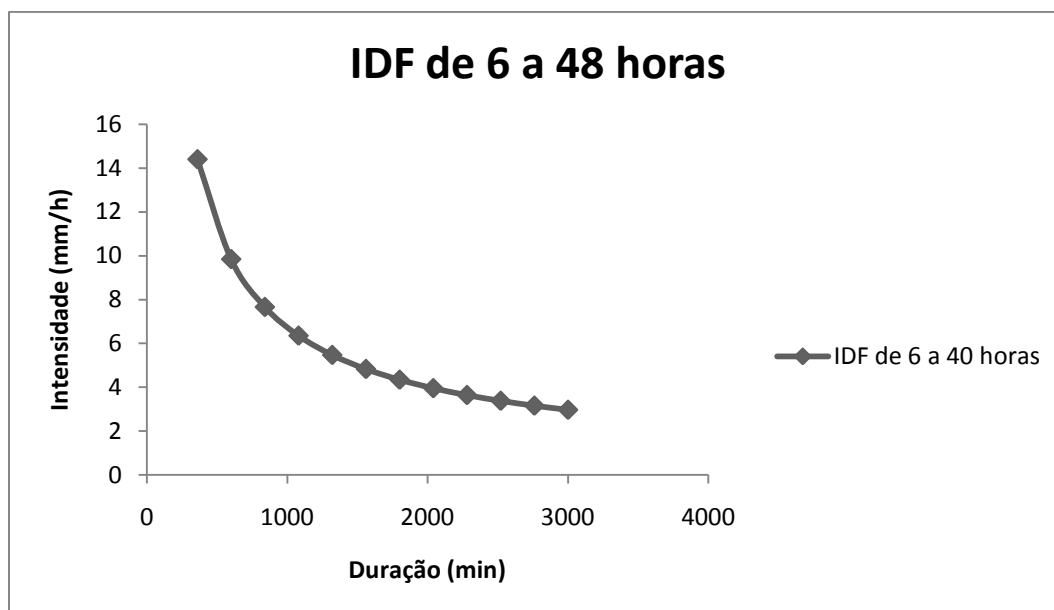


Fig.6.8 – IDF de Coimbra (de 6 a 48 horas)

Resta referir que, para cada caso, a análise foi prolongada no tempo (até 5 dias adicionais para além do fim da queda pluviométrica) de modo a perceber claramente se o factor de segurança atinge o seu mínimo durante a chuvada ou algum tempo após o seu término.

6.5 RESULTADOS OBTIDOS

6.5.1. INTRODUÇÃO

Numa primeira fase da análise, estudou-se, para cada caso, a evolução do teor em água no interior do perfil terroso através da modelação do evento pluviométrico no programa de cálculo SEEP/W. Posteriormente relacionou-se essa evolução com a coesão, a através da equação (5.31) e finalmente fez-se a análise de estabilidade com auxílio ao programa SLOPE/W, fazendo variar a coesão conforme a variação de teor de humidade encontrada. Neste Subcapítulo apresentam-se então os resultados obtidos em ambos os casos, bem como uma breve explicação de algumas simplificações adoptadas na modelação do factor de segurança.

Note-se que as curvas IDF calculadas apresentam intensidades diferentes, sendo que a primeira (de 30 minutos a 6 horas) é bastante mais intensa que a segunda (de 6 a 48 horas), o que como se verá, originará evoluções de factor de segurança diferentes.

6.5.2. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS (SEEP/W)

6.5.2.1. 1º Caso: IDF de 30 minutos a 6 horas – IDF 1

Foi simulada uma chuva de 30 minutos a 6 horas, introduzindo a curva IDF correspondente, no programa de cálculo SEEP/W e prolongada a análise, como já referido, até 5 dias.

Como a análise de 5 dias é uma análise muito longa, optou-se por simular a evolução do teor de humidade em duas fases. Na primeira, durante a precipitação, analisou-se o teor de humidade de meia em meia hora, na segunda, de duas em duas horas.

Foi possível então perceber que o talude revela o seu máximo de saturação já depois de a chuva ter terminado, mais propriamente, duas horas após o seu término, e que a partir daí a água começa a dissipar, apesar de ser uma dissipação muito lenta, só se começando a evidenciar 6 horas depois do fim da chuva.

As Figuras 6.9 a 6.13 demonstram, pois, a evolução do teor de água no interior do talude para cinco situações:

- Situação inicial (antes do início da chuva);
- No momento em que a chuva começa;
- No momento em que a chuva pára;
- Quando se verifica maior teor de humidade dentro do perfil terroso;
- No final dos 5 dias.

Apresenta-se também a legenda de cores (Figura 6.14) com o intuito de facilitar ao leitor a percepção da evolução do teor de humidade, W , em profundidade.

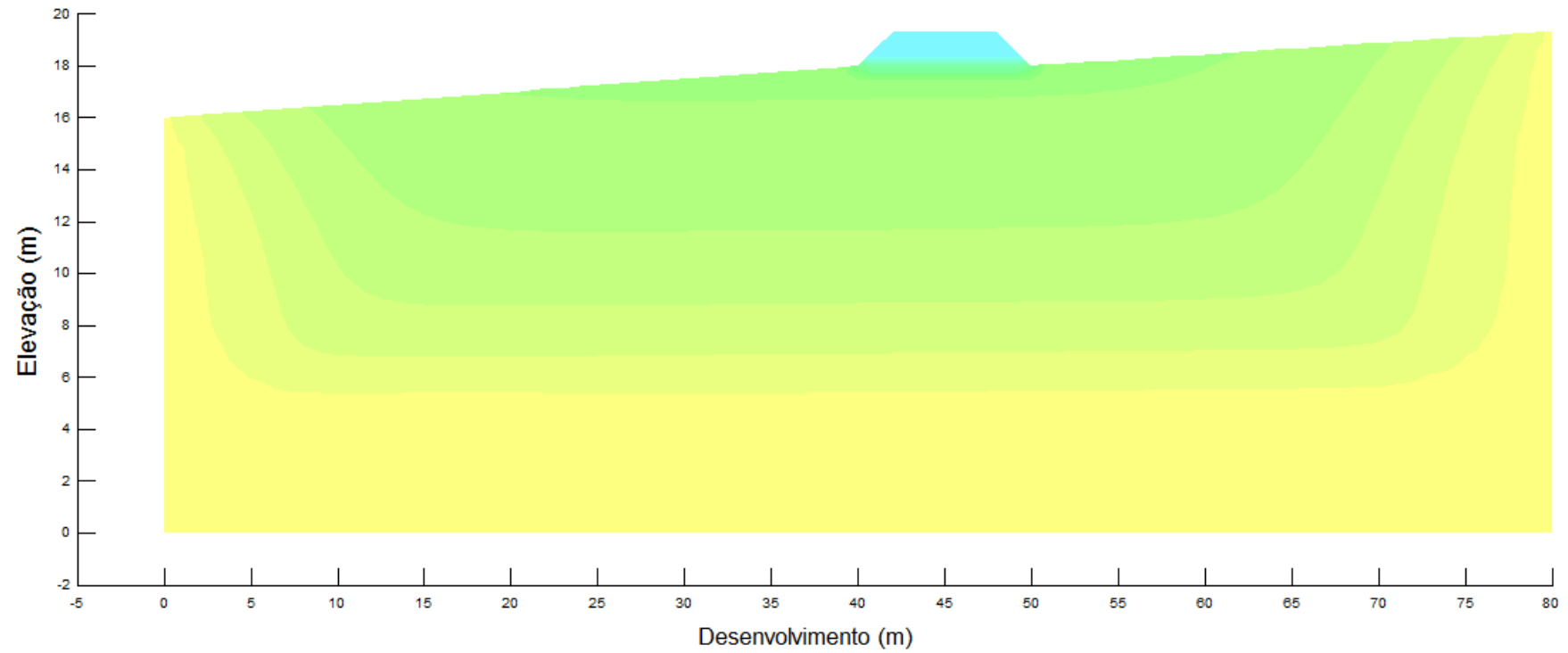


Fig.6.9 – Situação inicial sem chuva – IDF 30 minutos a 6 horas

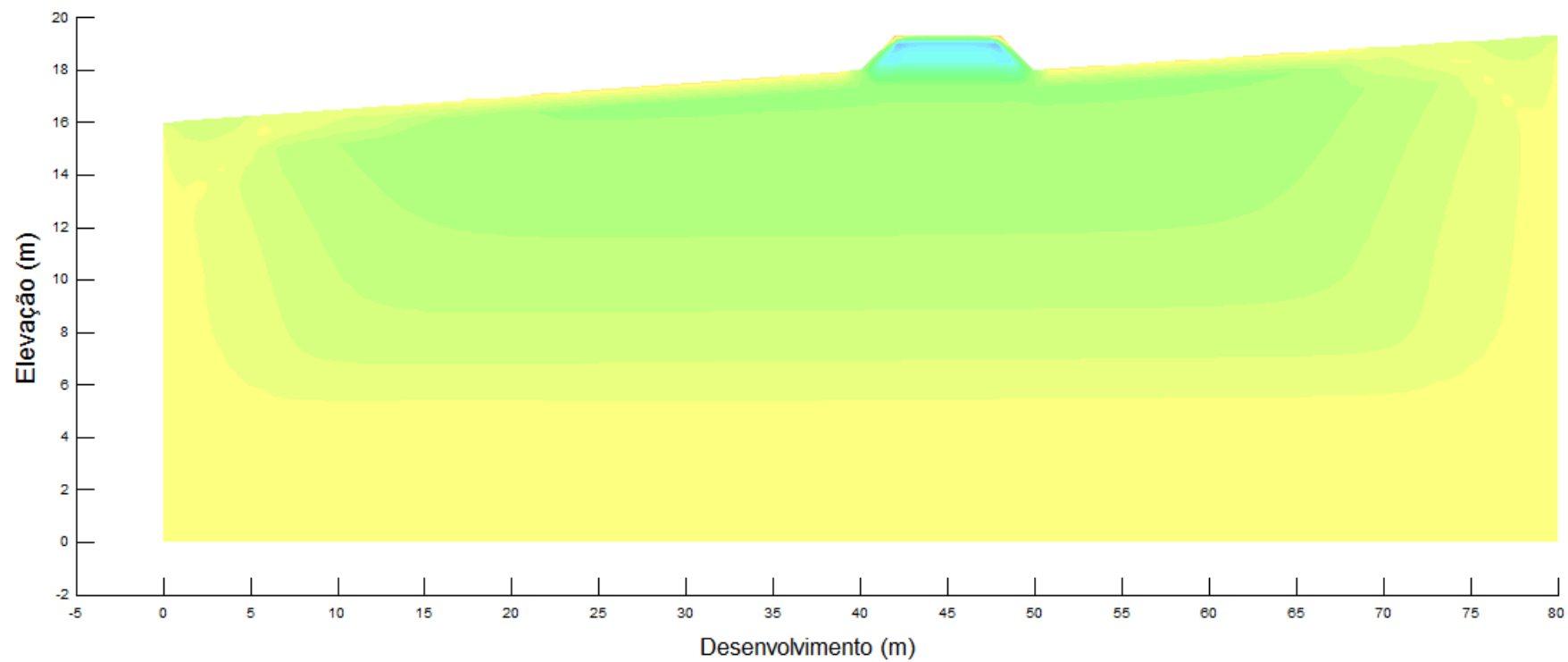


Fig.6.10 – Teores de humidade no início da chuva – IDF de 30 minutos a 6 horas

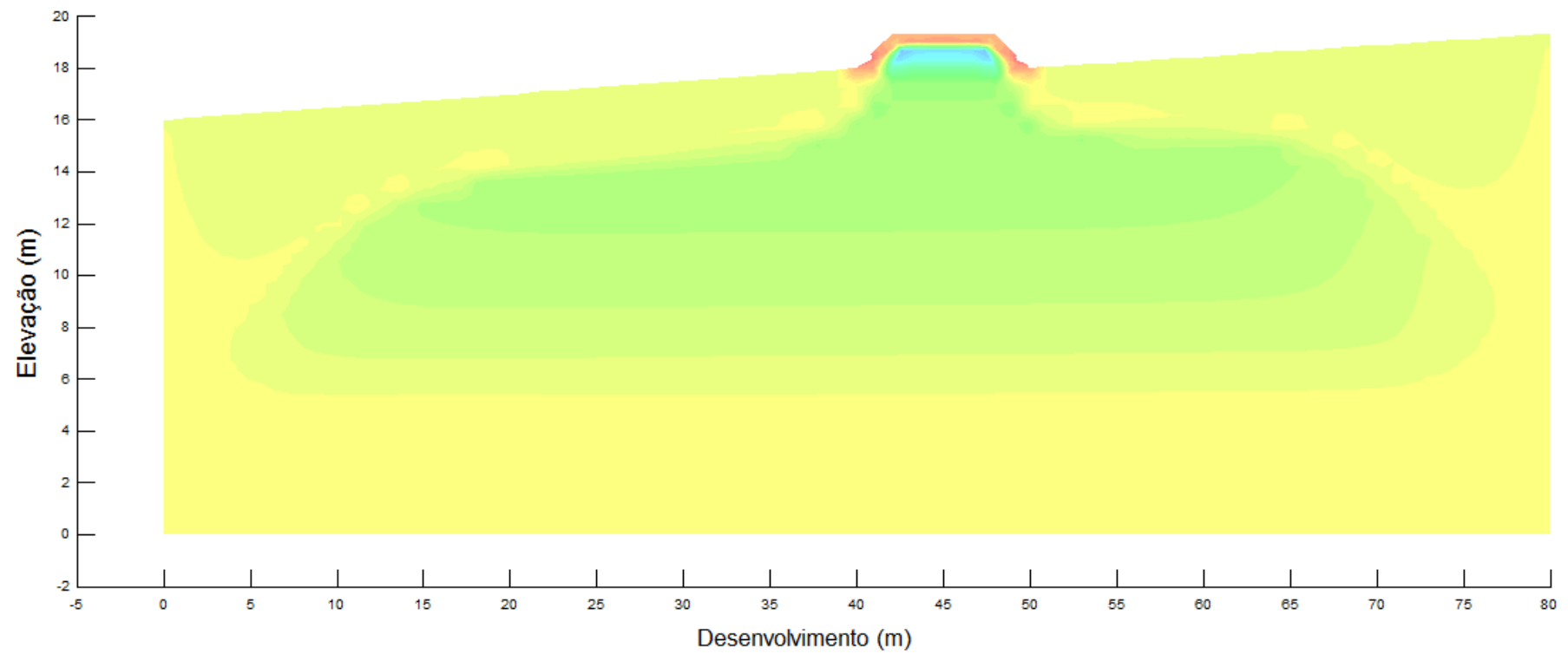


Fig.6.11 – Teores de humidade no fim da chuva – IDF de 30 minutos a 6 horas

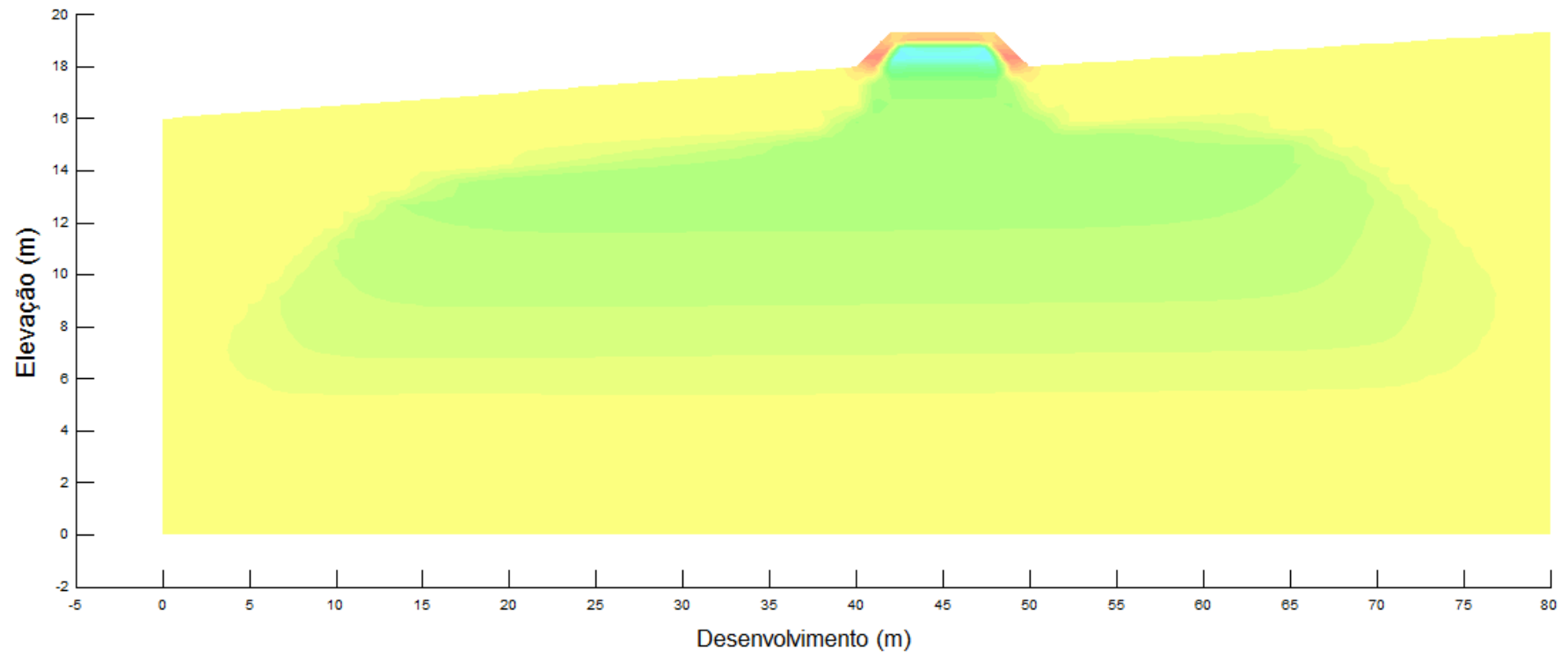


Fig.6.12 – Teor de humidade máximo (2 horas após o término da chuva, correspondente a 28800 segundos) – IDF de 30 minutos a 6 horas

θ

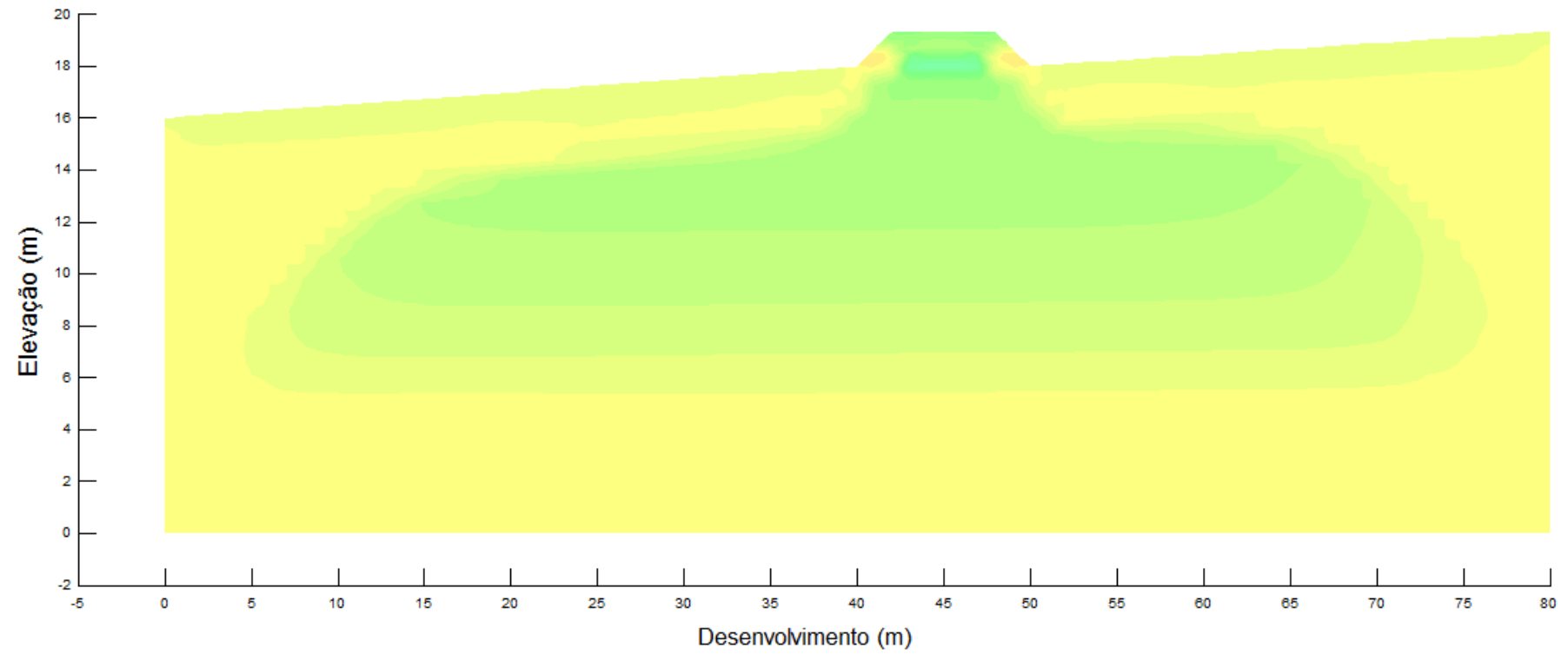


Fig.6.13 – Teores de humidade ao fim de 5 dias – IDF de 30 minutos a 6 hora

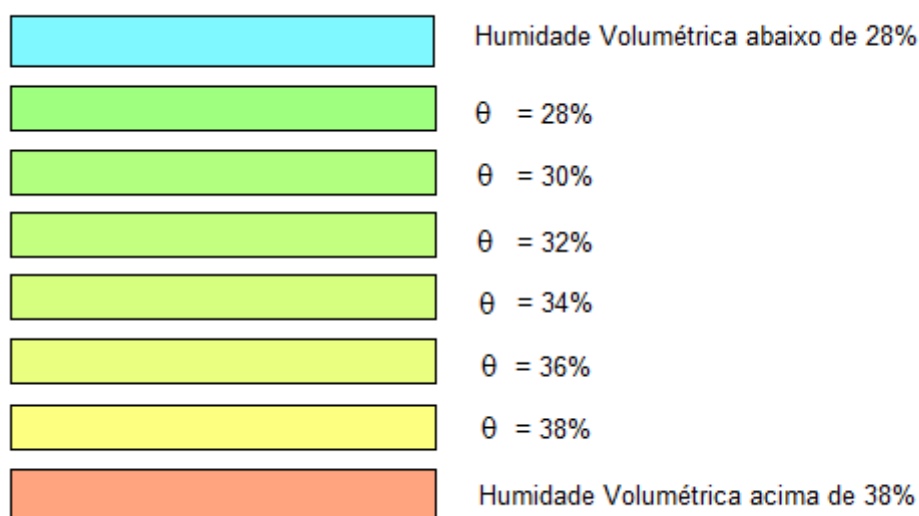


Fig.6.14 – Legenda – IDF de 30 minutos a 6 horas

6.5.2.2. 2º Caso: IDF de 6 a 48 horas – IDF 2

Do mesmo modo que no primeiro caso, também aqui foi simulada uma chuva de 6 a 48 horas, introduzindo a correspondente curva IDF no programa SEEP/W, e prolongada a análise até 5 dias, optando-se aqui por analisar a evolução do teor de humidade de quatro em quatro horas. Também aqui se verificou que o talude revela o seu máximo de saturação depois do fim da chuva, mais propriamente, 12 horas depois. Esta diferença de tempo entre as duas análises (IDF 1 e IDF 2) poderá dever-se ao facto de, no segundo caso, por ser uma chuva menos intensa, a capacidade de infiltração da água no terreno é maior do que no primeiro caso, daí também que os contornos de teor de humidade sejam superiores neste caso do que no primeiro.

Do mesmo modo que anteriormente, as Figuras 6.15 a 6.19, demonstram então a evolução do teor de água no interior do perfil terroso para cinco situações:

- Situação inicial (antes do início da chuva);
- No momento em que a chuva começa;
- No momento em que a chuva pára;
- Quando se verifica maior teor de humidade dentro do perfil terroso;
- No final dos 5 dias.

Apresenta-se também a legenda de cores na Figura 6.20.

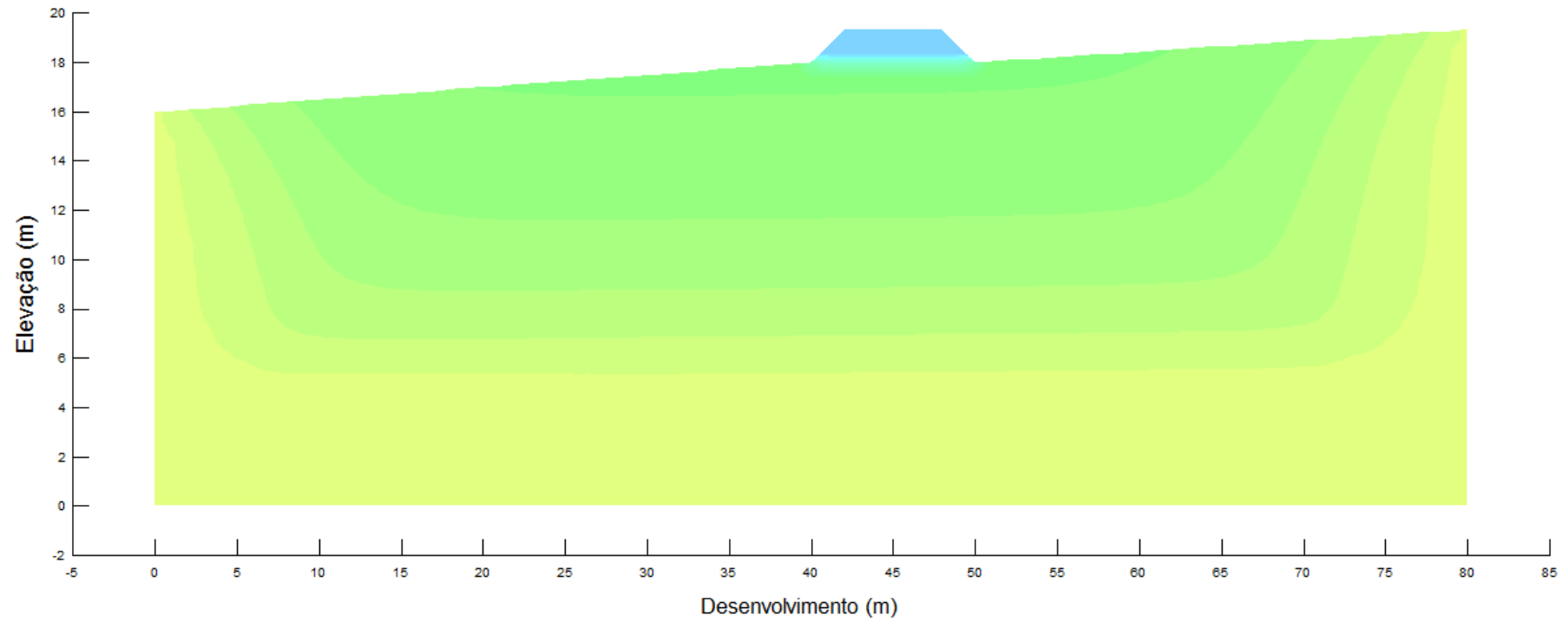
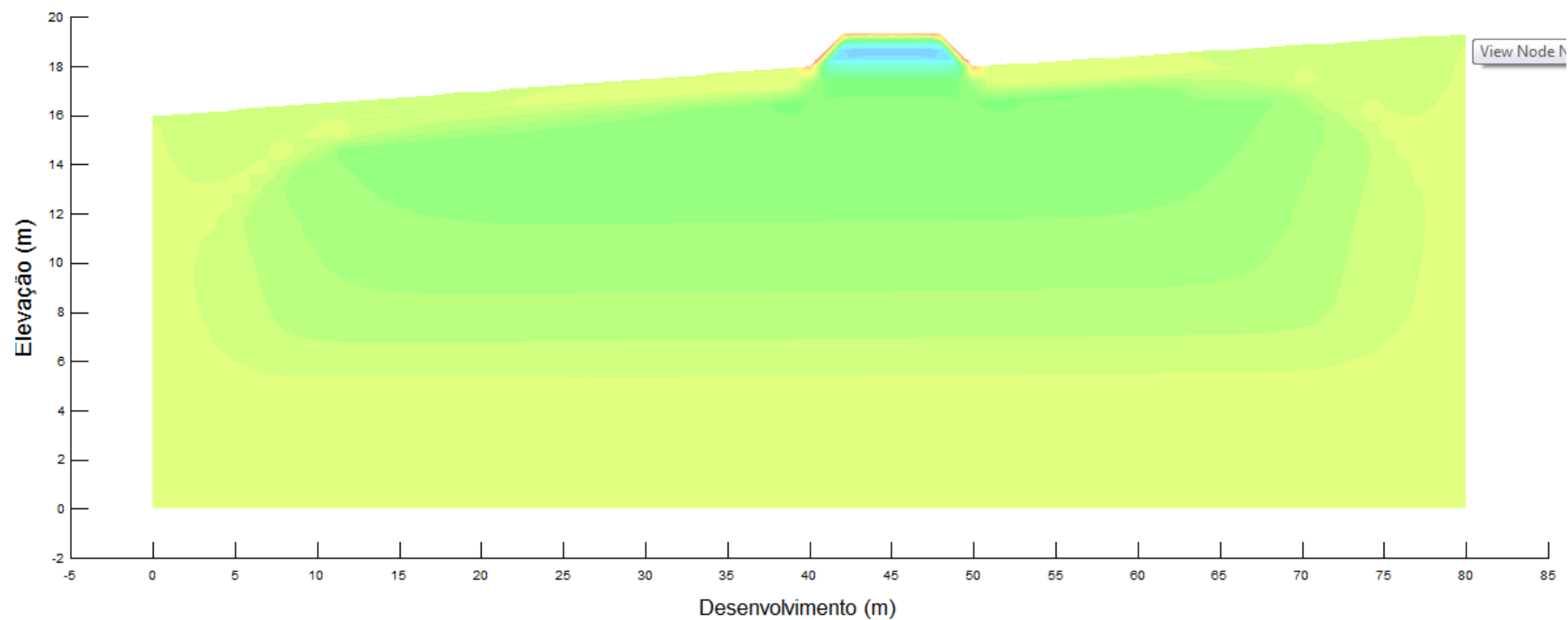


Fig.6.15 – Situação inicial sem chuva – IDF de 6 a 48 horas



6.16 – Teores de humidade no início da chuva – IDF 6 a 48 horas

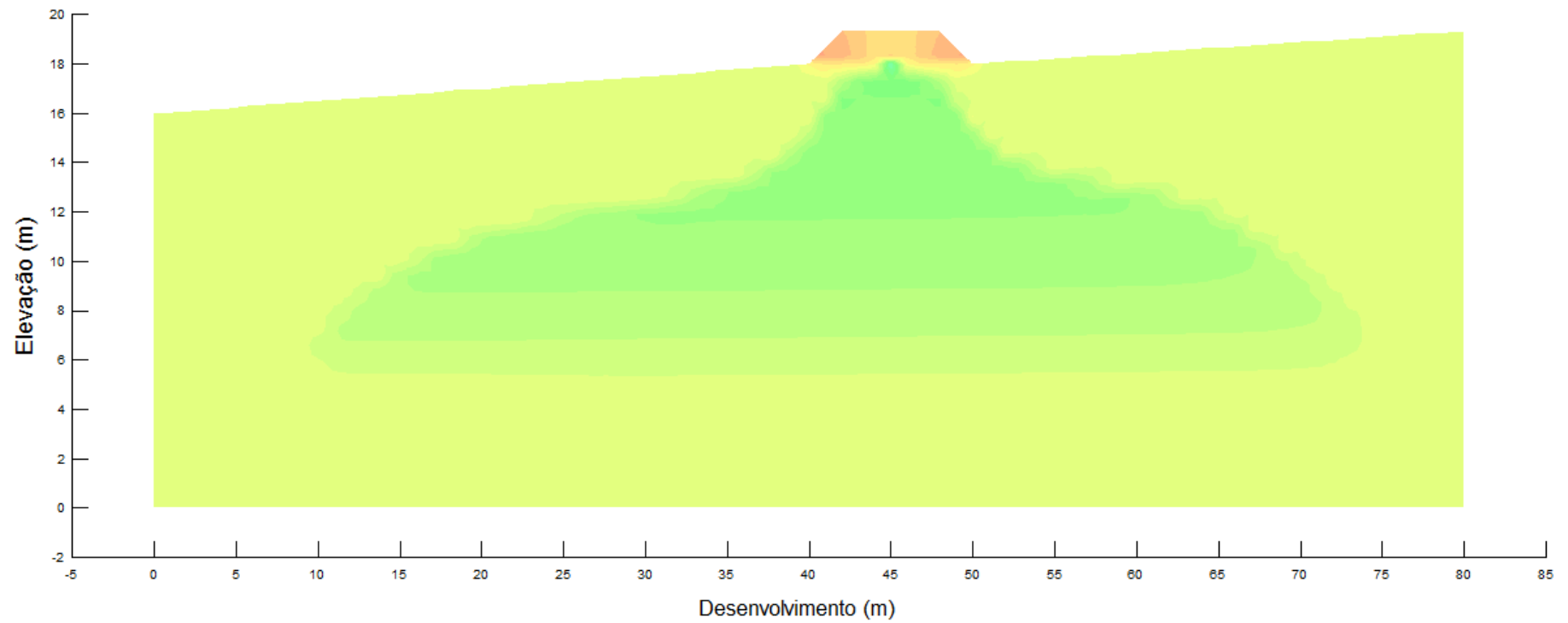


Fig.6.17 – Teores de umidade no fim da chuva – IDF de 6 a 48 horas

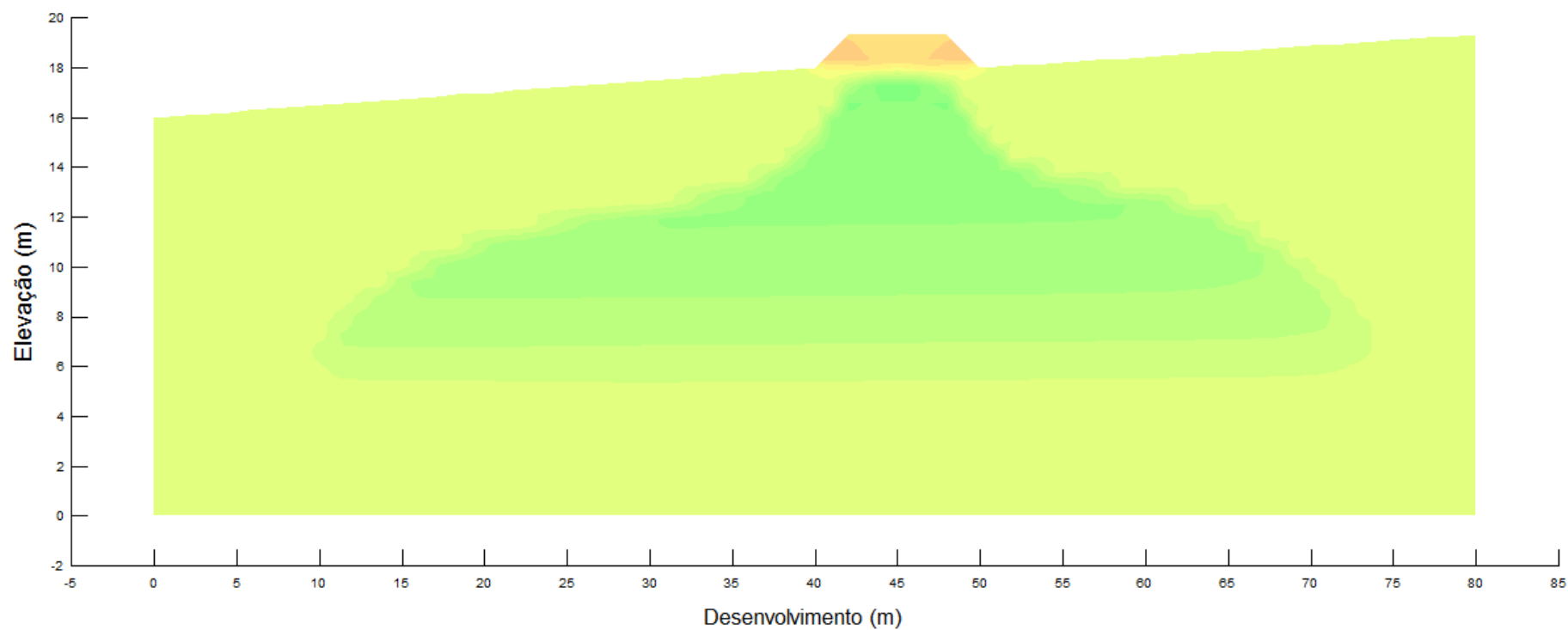


Fig.6.18 – Teor de umidade máximo (12 horas após o término da chuva, correspondente a 237600 segundos) – IDF de 6 a 48 horas

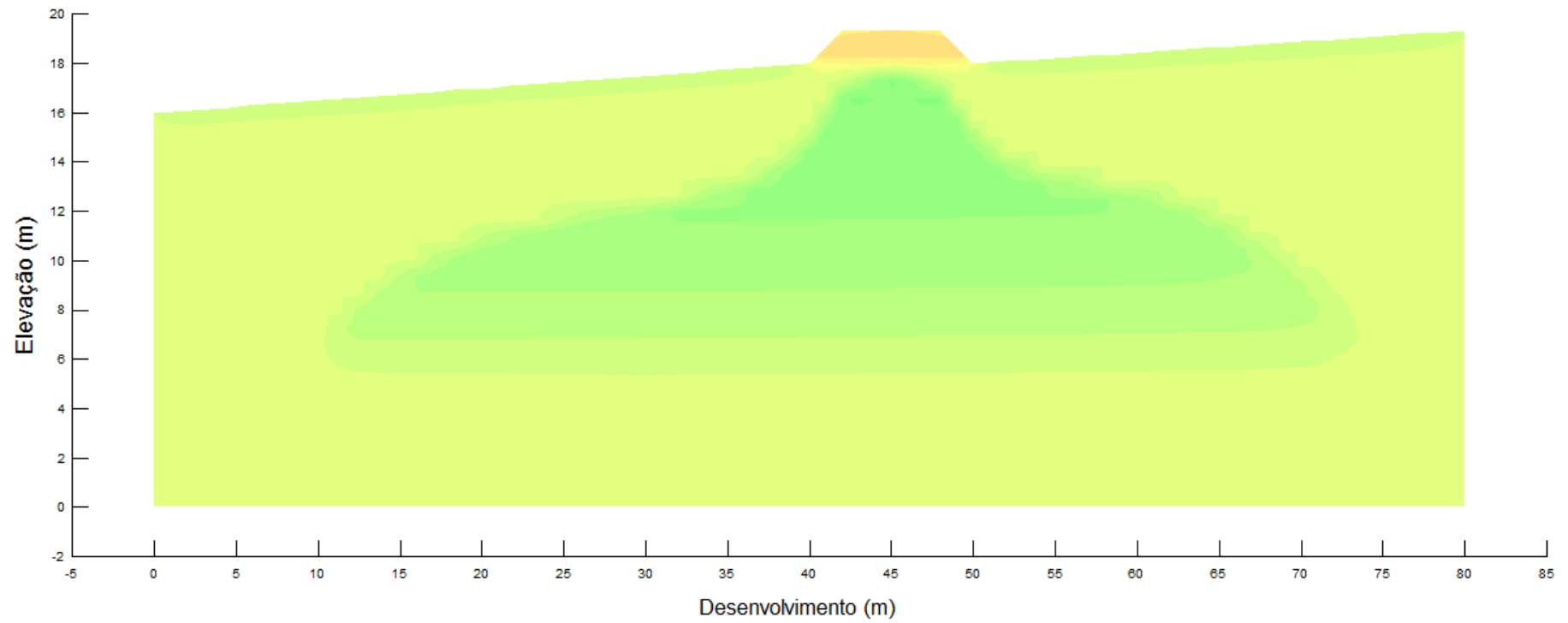


Fig.6.19 – Teores de umidade ao fim de 5 dias – IDF de 6 a 48 horas

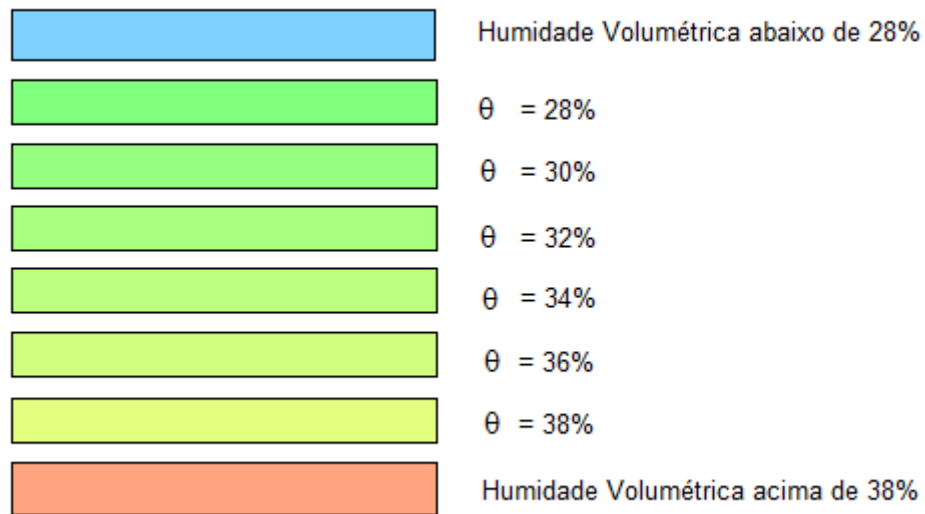


Fig.6.20 – Legenda – IDF de 6 a 48 horas

6.5.3. RESULTADOS DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE (SLOPE/W)

Percebida a evolução do teor de água, passou-se para a análise de estabilidade, que foi modelada conforme o referido em 6.3.

A Figura 6.21 ilustra o valor do factor de segurança na situação inicial (sem chuva) e verifica-se então que a cunha de deslizamento não atinge uma largura superior a 10 metros, o que facilitou a modelação, já que se pôde reduzir a definição das diferentes regiões, com diferentes coesões, a esta largura.

Para as duas situações de curvas IDF obtiveram-se resultados diferentes, estando este explicitados nos Subcapítulos que se seguem.

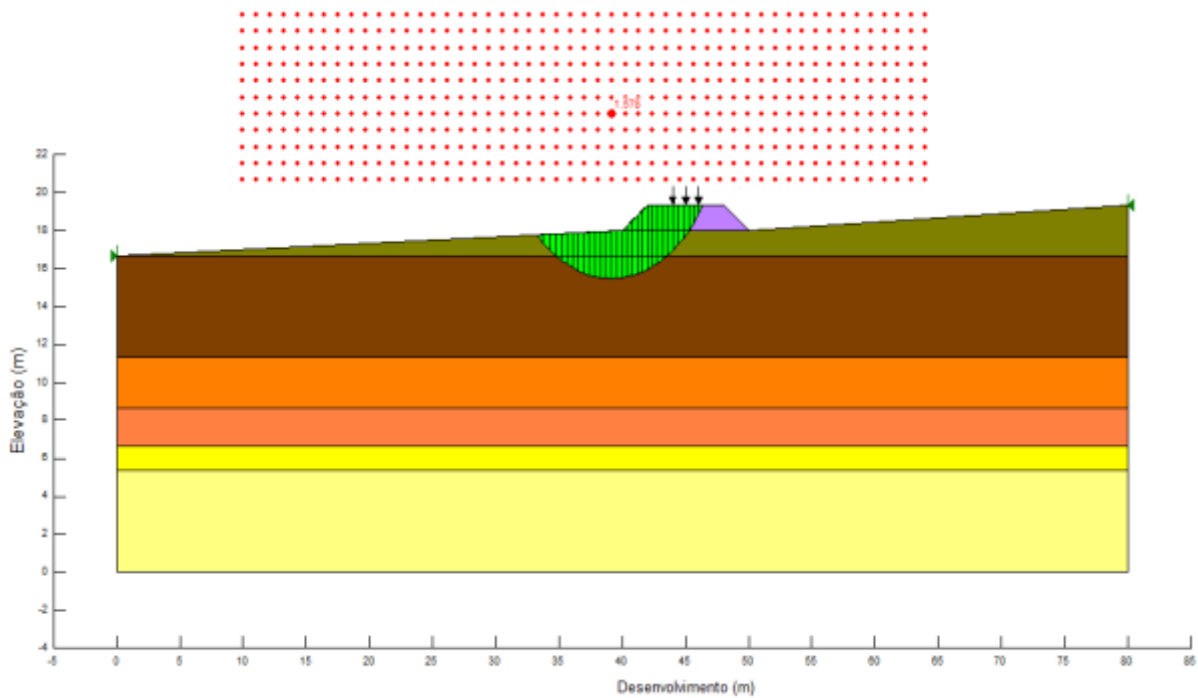


Fig.6.21 – FS inicial com um valor de 1.587

6.5.3.1. 1º Caso: IDF de 30 minutos a 6 horas

No quadro que se segue demonstra-se a variação do factor de segurança ao longo dos 5 dias de análise para os intervalos de tempo indicados. A sombreado assinala-se o momento em que a chuva pára.

Apresenta-se também a sua evolução gráfica na Figura 6.22.

Quadro 6.5 – Variação do FS ao longo do tempo – IDF de 30 minutos a 6 horas

Tempo(dias)	Tempo(h)	Tempo(min)	Tempo(s)	FS
0,00	0	0	0	1,578
0,02	0,5	30	1800	1,526
0,10	2,5	150	9000	1,293
0,19	4,5	270	16200	1,125
0,25	6	360	21600	1,083
0,33	8	480	28800	0,964
0,50	12	720	43200	0,970
0,75	18	1080	64800	1,140
1,00	24	1440	86400	1,146
1,25	30	1800	108000	1,147
1,50	36	2160	129600	1,162
1,75	42	2520	151200	1,163
2,00	48	2880	172800	1,165
3,00	72	4320	259200	1,169
4,00	96	5760	345600	1,173
5,00	120	7200	432000	1,177

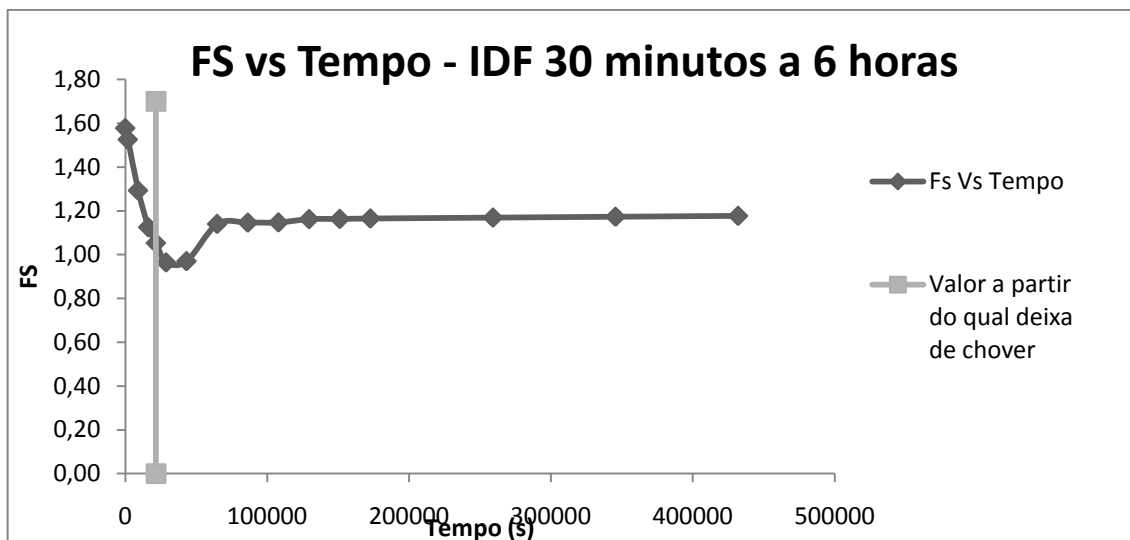


Fig.6.22 – Variação gráfica do FS ao longo do tempo – IDF de 30 minutos a 6 horas

6.5.3.2. 2º Caso: IDF de 6 a 48 horas

Do mesmo modo que no caso anterior, também aqui se apresenta um quadro com a evolução do factor de segurança no tempo, bem como a sua evolução gráfica. A sombreado representa-se o momento em que a chuva pára.

Quadro 6.6 – Variação do FS ao longo do tempo – IDF de 6 a 48 horas

Tempo(dias)	Tempo(h)	Tempo(min)	Tempo(s)	FS
0,00	0	0	0	1,578
0,25	6	360	21600	1,377
0,42	10	600	36000	1,298
0,58	14	840	50400	1,073
0,75	18	1080	64800	0,984
0,92	22	1320	79200	0,974
1,08	26	1560	93600	0,968
1,25	30	1800	108000	0,951
1,42	34	2040	122400	0,934
1,58	38	2280	136800	0,901
1,75	42	2520	151200	0,884
1,92	46	2760	165600	0,882
2,08	50	3000	180000	0,874
2,25	54	3240	194400	0,860
2,75	66	3960	237600	0,843
3,25	78	4680	280800	0,883
3,75	90	5400	324000	0,884
4,25	102	6120	367200	0,886
4,75	114	6840	410400	0,887
5,00	120	7200	432000	0,889

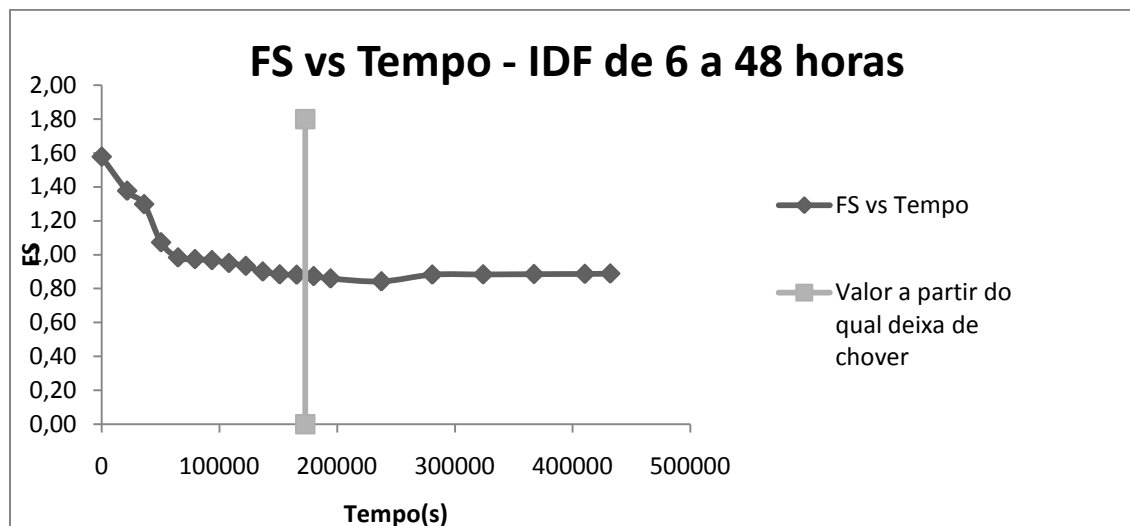


Fig.6.23 – Variação gráfica do FS ao longo do tempo – IDF de 6 a 48 horas

6.6 ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS E CONCLUSÕES FINAIS

Dos resultados obtidos, verificou-se uma série de situações que interessa destacar. Em ambos os casos, verificou-se que no pé do aterro, na interface com o terreno natural, se criam-se pontos de humidade significativamente mais elevados (ver Figuras 6.24 e 6.25), o que levou a concluir que nessas zonas se cria uma quantidade considerável de chuva acumulada, devido muito provavelmente às mudanças de inclinações do terreno que se fazem sentir. Nota-se no entanto que estes pontos de acumulação têm uma área ligeiramente superior no primeiro caso, o que poderá ser explicado pela diferença de intensidade de precipitação entre as duas simulações, isto é, se pensarmos que a capacidade de infiltração é menor no primeiro caso (devido à maior intensidade), claramente que a chuva acumulada será maior, o que nestes pontos de transição de inclinações, se manifesta numa área ligeiramente superior de humidade elevada.

Verificou-se também que, para ambas as simulações, o teor de humidade máximo que o talude atinge se verifica após o fim do evento pluviométrico, e que quando o perfil atinge esse teor de humidade, também o mínimo valor do factor de segurança é atingido, em concordância igualmente com o facto de que a partir do momento que o teor de humidade começa a dissipar, o factor de segurança começa a aumentar.

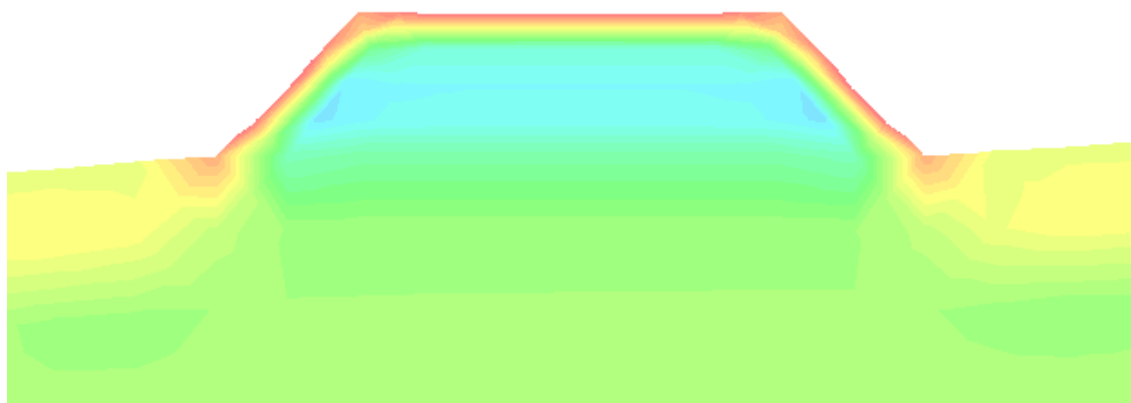


Fig.6.24 – Pontos de chuva acumulada – IDF de 30 minutos a 6 horas

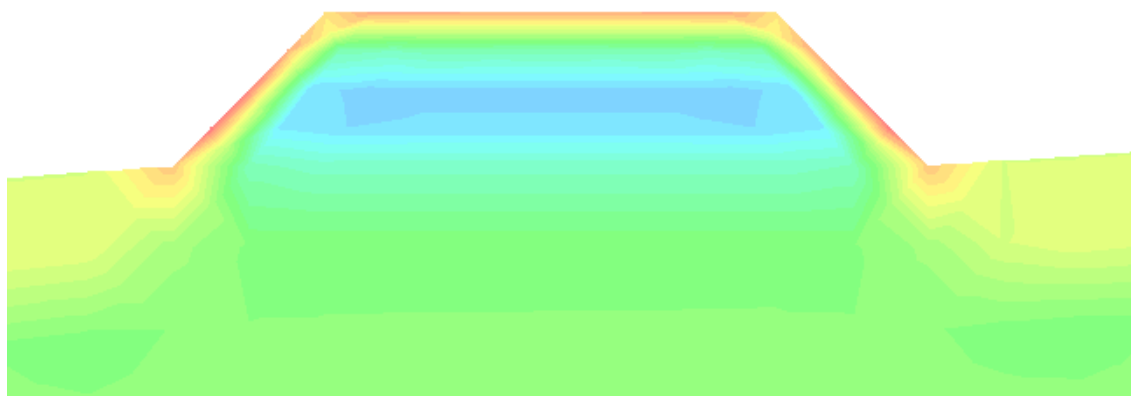


Fig.6.25 – Pontos de chuva acumulada – IDF de 6 a 48 horas

No caso da curva IDF 1 o FS atinge o seu mínimo passadas 7 horas e 30 minutos do início da chuva com um valor de 0.964 no entanto, já no final da chuvada (segundo 21600) verifica-se um FS muito próximo da unidade (1.083), ou seja, a rotura é atingida aos 28800 segundos, mas não se deve ignorar o segundo 21600 para efeitos de soluções de estabilidade já que ele se encontra muito próximo da rotura. Valores de FS superiores à unidade voltam a ser atingidos aproximadamente 12 horas após o fim da chuva.

No caso da curva IDF 2 o FS atinge o seu mínimo passadas 60 horas do início da chuva, com um valor de 0.843, e também aqui se verificou que ao fim de 8 horas de precipitação, o FS se encontrava próximo da unidade (1,073), atingindo a rotura 10 horas após o início da chuva (0,984). Durante os 5 dias de análise voltam a verificar-se valores de FS superiores à unidade, o que significa que, neste caso, serão necessários mais de 5 dias para o talude voltar a atingir a estabilidade.

Podemos também verificar que a chuva com intensidade menor e duração superior (IDF 2) apresenta uma gama de factores de segurança inferiores à unidade maior do que a chuva com intensidade superior e duração inferior (IDF 1) e que o FS tem um valor mínimo mais pequeno na IDF 2 do que na IDF 1, o que permite concluir que a estabilidade é mais afectada por uma chuva menos intensa e maior duração, do que por uma chuva mais intensa e de curta duração no entanto é de referir que a análise efectuada baseou-se em valores algo conservativos, uma vez que a definição exacta dos contornos de teor de humidade não foi possível, podendo significar que a instabilidade nunca seja atingida nestes casos. No entanto este estudo permitiu retirar algumas conclusões importantes acerca da influência da pluviometria na estabilidade de encostas argilosas, sendo que se revela como sendo a mais marcante a seguinte:

- Quanto mais longa e menos intensa for a chuvada maior será a probabilidade de ocorrência de deslizamentos. Quanto mais fraca for a intensidade de precipitação maior será a capacidade de infiltração, uma vez que essa capacidade depende da condutividade hidráulica (coeficiente de permeabilidade, k), do solo, e como neste caso se trata de um solo com um k muito baixo, quanto mais próxima estiver a intensidade de precipitação desse valor, maior será a infiltração. Por outro lado, quanto maior for a duração do evento pluviométrico, maior será a quantidade de chuva que se infiltra.

7

CONCLUSÃO

7.1. CONCLUSÕES FINAIS DO TRABALHO

Ao longo do trabalho foram abordadas diversas questões acerca da influência da pluviometria na estabilidade de encostas argilosas, que merecem agora ser sintetizadas no sentido de melhor perceber essa influência, caso tenham restado dúvidas.

Em primeiro lugar interessa mais uma vez relembrar que o rumo tomado nesta análise foi o de tentar perceber como é que a coesão influencia a estabilidade, e por isso deve atender-se que a coesão que um solo apresenta está inteiramente ligado ao fenómeno de sucção. Este fenómeno é mais evidente em solos argilosos, devido às propriedades químicas que estes apresentam, é produzido por capilaridade e adsorção e é caracterizado por introduzir pressões neutras negativas no terreno. Contudo, à medida que se verifica água a infiltrar no solo, a sucção vai diminuindo, de tal modo que quando o solo fica totalmente saturado o fenómeno não se verifica mais. Isto permite afirmar que à medida que o teor de água aumenta no interior do talude, a sucção tende a diminuir e portanto a coesão também.

Neste sentido, fica claro que, sendo a coesão um parâmetro que confere resistência ao solo, e se depende do efeito da pluviometria, terá um papel fundamental na estabilidade de taludes argilosos.

As chuvas de fraca intensidade e longa duração revelaram-se como um evento fortemente introdutor de água infiltrada no solo, uma vez que a sua fraca intensidade está próxima do valor de coeficiente de permeabilidade do solo, o que faz com que a capacidade de infiltração de água seja maior. Adicionalmente, e se o evento é longo maior será a quantidade de água que penetra no solo.

Por este motivo conclui-se que a coesão irá tomar valores sucessivamente menores, em fracções de solo sucessivamente maiores, à medida que a água se faz penetrar e portanto a estabilidade será fortemente afectada por este evento.

Por outro lado, verificou-se que o teor de humidade máximo é atingido, no interior do solo, após um período significativo posterior ao término da chuva. Este tipo de situações ocorre tipicamente em solos como o estudado, solos esses, que apresentam um valor de condutividade reduzido. A baixa permeabilidade destes solos leva a um elevado tempo necessário para a dissipação dos excessos de pressão neutra originados pela infiltração da água, bem como para o consequente restabelecimento dos valores de sucção. Por outro lado, o gradiente sucção, que regula a infiltração numa fase inicial, passa a ser progressivamente substituído pelo gradiente gravidade. Ambos estes factores induzem a um comportamento bastante retardado no efeito da infiltração da água no solo, podendo a situação crítica ocorrer (dependendo da duração do evento) até semanas após o fim da chuva.

A adoção de medidas de estabilização para este tipo de material associado à instabilidade causada pelo evento pluviométrico nem sempre é de fácil definição. No entanto, as medidas que se tomam mais frequentemente são a aplicação de colunas de Jet na fundação do aterro ou impermeabilização e drenagem, ou as duas medidas em conjunto.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após todo o trabalho desenvolvido, termina-se com a consciência que ainda existem muitos caminhos de investigação futura que não foram possíveis realizar devido às contingências inerentes a um trabalho desta natureza. Apresentam-se, de seguida, alguns dos campos que se consideram poder ser alvo de um estudo aprofundado numa fase posterior, com o intuito de enriquecer e validar as questões focadas neste trabalho:

- Simular uma chuva com uma intensidade de valor muito próximo do coeficiente de permeabilidade da argila e de longa duração;
- Determinar a evolução do comportamento de tensão deformação do solo sob influência da precipitação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Campos e Matos, António. *Riscos inerentes à previsão geotécnica*. Novembro de 2004, FEUP.
- [2] Campos e Matos *et. al.* *Residual Risk in Geotechnics, Conference Sabratha Engineering College*. Novembro 2008, GEG-FEUP, Líbia.
- [3] REFER. *Elaboração de mapas de risco geotécnico para a ferrovia, incluindo telegestão*. www.micrograf.pt/gis > GIS - Infraestruturas. Março de 2010.
- [4] Noguchi, Tatsuo. *Minimizing the effect of Natural Disasters. Railway Technology Today 10, Japan Railway & Transport review*. 2000, Japão.
- [5] Ardizzone *et. al.* *Forecasting Landslides and the Associated Risk to the Population of Italy*. 2007, Itália.
- [6] Morales Carrera. *Caracterização Mineralógica das Argilas da Península de Santa Elena, Equador*. Março de 2008, Ouro preto.
- [7] Matos Fernandes, Manuel. Características físicas e de identificação. Solos arenosos e Argilosos de origem sedimentar e solos residuais. *Mecânica dos solos – conceitos e princípios fundamentais*, páginas 39 a 53, FEUP edições, Porto 2006.
- [8] Grimm, Marlene. *Processo de colisão e coalescência*. Meteorologia básica. Setembro de 1999. Brasil. <http://fisica.ufpr.br/grimm/aposmeteo/>
- [9] Grimm, Marlene. *O processo de Bergeron*. Meteorologia básica. Setembro de 1999. Brasil. <http://fisica.ufpr.br/grimm/aposmeteo/>
- [10] INAG. *Água em Portugal*. 2004, Portugal.
- [11] Portela, Manuela. *Modelação Hidrológica*. 2004, Lisboa
- [12] U. E. R. J. *Estabilidade de Taludes*. Novembro de 2008, Rio de Janeiro
- [13] U. Federal do Ceará. *Capítulo 6 – Infiltração*. 2004, Brasil.
- [14] Cho SE, Lee SR. *Evaluation of surficial stability for homogeneous slopes considering rainfall characteristics J Geotech Geoenv ASCE 128(9)*: Páginas de 756 a 763, 2002.
- [15] Teixeira da Costa e Rui Lança. *Escoamentos em meios porosos*. Fevereiro de 2001, Algarve.
- [16] Krahn, John. *Seepage modeling with SEEP/W*. Maio de 2004.
- [17] Universidade do estado do Rio de Janeiro. *Resistência ao Corte*. Maio de 2010, Rio de Janeiro.
- [18] Krahn, John. *Slability modeling with SLOPE/W*. Maio de 2004.
- [19] Gabinete de Estruturas e Geotecnia. *Linha do Norte. Estabilização da Plataforma da Via em Aterro Instável. Km 202.300 a 202.800 Projecto de Execução. Relatório Geológico – Geotécnico*. Julho de 2003.
- [21] Cismasiu, Corneliu. *Método dos Elementos Finitos*. 2009/2010, Lisboa
- [22] *Regulamento de segurança e acções para estruturas e pontes*. Lisboa
- [23] IAPF. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*. 2007.

- [24] Transport and road research Laboratory, J. H. Atkinson. *Determinatioon of soil strength parameters for the analysis of highway slope failures*. Slope stability engineering – developments and applications, Abril de 1991, 13, R. J. Chandler, Londres.
- [25] Campos e Matos, António. *Estabilização da Plataforma da Via em Aterro instável entre o km 202+300 e o km 202+800 Memória Descritiva e Justificativa Projecto de Execução*. Maio de 2007, GEG.
- [26] Teixeira, Ivo. *Influência da pluviometria em taludes de linhas férreas*. Dissertação de Mestrado integrado, FEUP 2009.
- [27] Evans, John M. *Water Cycle*. U. S. Geological survey's, 2009.
- [28] Carreto, Joana Rodrigues. *Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII congresso nacional de geotecnia. 2000.
- [29] Justo, João. *Sistemas de Impermeabilização e Drenagem de Túneis em Escavação: instalação e controlo de qualidade*. Instituto Superior Técnico. 2007.