



Maria Luísa Carrusca Viegas

ESTABILIDADE DE TALUDES NATURAIS

STABILITY OF NATURAL SLOPES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Luís Joaquim Leal Lemos e pelo Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira

Coimbra, Setembro, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Maria Luísa Carrusca Viegas

ESTABILIDADE DE TALUDES NATURAIS

STABILITY OF NATURAL SLOPES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor Luís Joaquim Leal Lemos e pelo Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 11 de Setembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, aos meus pais, Cristina e Bonifácio, ao meu irmão, Eduardo e à minha cunhada, Margarida, que sempre foram muito importantes para mim, e me proporcionaram bons momentos de união e diversão em família, tornando-me na pessoa que sou hoje.

Quero agradecer aos meus orientadores Professor Luís Leal Lemos e Professor Mário Quinta Ferreira, pelas dúvidas esclarecidas, pelas dicas e pelo acompanhamento que me deram ao longo desta dissertação. E também ao senhor José António pelo conhecimento e disponibilidade para ajudar no laboratório.

Agradeço aos meus amigos e colegas, que sempre me apoiaram e fizeram companhia neste momento.

Agradeço à MOTA-ENGIL, e à ASCENDI, pela possibilidade de estudo deste talude, pela oportunidade de recolha das amostras de xisto negro e castanho e pela cedência de material de estudo relativo à obra.

Agradeço ao Instituto Pedro Nunes, na pessoa do professor Mário Quinta Ferreira, pelo ensaio do Porosímetro de Mercúrio.

RESUMO

Nos últimos anos foram registados inúmeros deslizamentos de taludes após períodos de chuva instantânea intensa ou de precipitações acima da média, pelo que, embora haja muito avanço na prevenção dos mesmos, é um problema da mecânica dos solos que continua atual. O caso em estudo trata-se de um talude construído num troço de uma autoestrada (A-13) em que foi necessária uma intervenção para a sua estabilização, o que causou um avultado prejuízo para a concessionária responsável pela obra.

Nesta dissertação, de forma a efetuar o estudo da peculiaridade deste xisto negro relativamente aos outros, efetuou-se um estudo laboratorial para determinar os parâmetros do solo resultante da alteração da rocha branda, em que se analisaram dois tipos de xisto – o negro e o castanho – cujo objetivo é caracterizar o comportamento do material silto-argiloso de que são essencialmente compostos, reduzindo os mesmos a partículas de dimensão fina.

Para a caracterização do talude foi realizada uma série de ensaios de identificação, de caixa anelar de corte rotativo de Bromhead, usando amostras de xisto negro e xisto castanho. Com estes ensaios foi possível analisar e classificar o material e determinar a sua resistência ao corte residual. Foi realizado o ensaio edométrico nas duas amostras de xisto de forma a obter os parâmetros de consolidação e compressibilidade do solo.

Foram também determinados os limites de consistência e a influência na granulometria das duas amostras, submetidas a ciclos de molhagem e secagem. Verificou-se que houve um aumento da fração das partículas finas na amostra de xisto negro, enquanto que na amostra de xisto castanho não houve alteração na granulometria.

Do presente trabalho conclui-se que o comportamento das duas amostras é bastante distinto, como seria expectável, uma vez que o xisto negro é composto essencialmente por argila e silte, apresentando por isso uma desagregação quando está em contacto com a água. A resistência ao corte numa descontinuidade, observará uma diminuição, e no limite tenderá para a resistência residual. O xisto castanho é composto por areia e silte e não apresenta qualquer desagregação quando em contacto com a água.

ABSTRACT

Numerous landslides have been recorded in past years after periods of intense flash downpours of rain or above average precipitation, so although there is much progress in preventing them, it is a problem of soil mechanics that continues today. This case study deals with a slope built on a section of a highway (A-13) where intervention was required to stabilize it, which caused huge losses to the concessionaire responsible for the work.

In this dissertation, to study the peculiarities of this black shale in relation to others, a laboratorial study was undertaken to determine the soil's parameters resulting from soft rock alteration by examining two types of shale: black and brown, with the objective of characterizing the behavior of the silty-clay material from which they are essentially composed, reducing them to fine particles.

In order to characterize the slope, a series of identification tests, Bromhead ring shear tests were performed using samples of black and brown shale. With these tests it was possible to analyse and classify the material, and determine its residual shear strength. Oedometer test were conducted on the two shale samples in order to obtain the soil's consolidation and compressibility parameters.

Also determined were the consistency limits and the influence in the two samples' granulometrics, submitted to wet and dry cycles. The results showed that there is a fraction increase in the fine particules belonging to the black shale, but no granulometric alteration in the brown sample.

From this work, one concludes that the two samples' behavior is quite different, as it would be expected, since the black shale is composed mainly from clay and silt, showing a disaggregation when in contact with water. A shear resistance in a discontinuity shows a decrease and ultimately it will tend to the residual shear resistance. The brown shale being made up of sand and silt shows no disaggregation when in contact with water.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	i
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	ix
SIMBOLOGIA	x
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Considerações gerais	3
2.2 Comportamento tensão-deformação dos solos	3
2.3 História sobre resistência residual	5
2.3.1 Caixa de Corte Direto	5
2.3.2 Ring Shear – Aparelho de Corte Rotativo	9
2.4 Influência da percentagem de partículas de argila na resistência residual e tipos de partículas de argila.....	14
2.5 Influência da pluviosidade no escorregamento de taludes	18
3 O TALUDE DA PS3 DA A13	20
3.1 Considerações gerais	20
3.2. Local	22
3.3 Geologia	23
3.4 Prospeção geotécnica.....	23
3.5 Parâmetros geotécnicos	24
3.6. Instrumentação - inclinómetros	25
4 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS DOS ENSAIOS EFETUADOS.....	27
4.1 Considerações iniciais.....	27
4.2 Ensaios de Identificação	27
4.2.1 Análise granulométrica.....	27
4.2.2 Determinação dos Limites de Consistência.....	28
4.3 Ensaios de Caracterização Mecânica	28

4.3.1	Ensaio de Caixa de Corte Anelar Rotativo.....	28
4.3.1.1	Descrição do Ensaio (Equipamento e Preparação das Amostras).....	28
4.3.1.2	Determinação da Resistência.....	30
4.3.1.3	Características específicas deste tipo de ensaio.....	32
4.3.2	Ensaio Edométrico.....	33
5	TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO.....	41
5.1	Considerações gerais.....	41
5.2	Processo de recolha, conservação e preparação das amostras.....	41
5.3	Ensaio de Identificação.....	43
5.3.1	Ensaio de Granulometria.....	43
5.3.2	Ensaio de Limites de Consistência.....	45
5.3.3	Classificação.....	47
5.3.4	Porosímetro de Mercúrio.....	48
5.4	Caracterização Mecânica.....	48
5.4.1	Preparação das Amostras Reconstituídas.....	48
5.4.2	Ensaio de Caixa de Corte Anelar Rotativo.....	49
5.4.3	Ensaio Edométrico.....	53
5.4.4	Tensiómetro.....	57
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	59
6.1	Conclusões.....	59
6.2	Propostas de Trabalhos Futuros.....	61
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	62
	ANEXOS.....	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Localização do talude em estudo, PS3: Passagem Superior 3	2
Figura 2.1 – Relações tensão/deformação: solo real (linha a cheio), e o modelo elástico perfeitamente plástico (a tracejado), (Lemos, 2001)	3
Figura 2.2 – Características de resistência das argilas (Skempton,1964).....	4
Figura 2.3 – Comportamento de argila sobreconsolidada na caixa de corte direto (Skempton, 1964).....	6
Figura 2.4 – Relação simplificada entre argila normalmente e sobreconsolidada (Skempton, 1964).....	7
Figura 2.5 – Curvas tensão-deslocamento obtidas a partir dos ensaios da Caixa de Corte Direto numa descontinuidade e em argila intacta (Skempton e Petley, 1967)	8
Figura 2.6 – Ensaio de Corte Rotativo, ensaios de corte direto e com inversão da direção de corte para uma amostra de <i>blue London Clay</i> (Bishop et al., 1971)	10
Figura 2.7 – Relação entre o ângulo de atrito residual e: a) a fração de argila; b) a resistência residual (Lupini et al.,1981)	11
Figura 2.8 – Ensaio de corte anelar rotativo em misturas de areia-bentonite (Skempton (1985) baseado em Lupini et al., 1981).....	12
Figura 2.9 – Recipiente do aparelho de corte rotativo de Bromhead alterado (Anayi et al., 1989)	13
Figura 2.10 - Coeficiente de atrito residual vs limite de liquidez (Stark e Eid, 1994)	14
Figura 2.11 – Influência da mineralogia na envolvente da resistência residual (Stark e Eid, 1994)	16
Figura 2.12 – Variação da resistência residual com baixa velocidade nos ensaios de corte (Skempton, 1985)	16
Figura 2.13 – Resultados típicos de ensaios rápidos de corte rotativo conduzidos ao longo de superfícies de corte planas existentes (Lemos et al., 1986).....	17
Figura 2.14 – Relação entre a resistência ao corte e a velocidade de ensaio na argila de Fujimori (adaptado de Nakamori et al., 1996).....	18
Figura 3.1 – Vista em planta da PS3 e talude em estudo (direção sul-norte). Imagem retirada do Google Maps (2017).....	20
Figura 3.2 – Fotografia do Talude em estudo a sul da PS3	21
Figura 3.3 – Vista da estrada para o talude em estudo na direção sul-norte. Imagem retirada do Google street view (2017).....	21

Figura 3.4 – Corte longitudinal da estrutura, da esquerda para a direita: E1, P1, P2, P3 e E2. (Dimeconsult, 2011)	22
Figura 3.5 – Planta de implantação da obra de arte com indicação da localização das sondagens	22
Figura 3.6 – Deslocamentos relativos críticos (mm) assinalados nas profundidades críticas (m), com indicação da direção do deslocamento	26
Figura 4.1 – Caixa de corte anelar rotativo: a) aspeto geral, b) pormenor da caixa de Bromhead. c) dispositivos que registam a deformação vertical e a força resistente ao corte	30
Figura 4.2 – Aparelho edométrico: a) vista exterior; b) corte na célula edométrica	34
Figura 4.3 – Curva (e-log σ'_v) obtida a partir de um ensaio edométrico: Curva real obtida diretamente do ensaio (a cheio) e curva teórica (a tracejado)	34
Figura 4.4 – a) LVDT (transdutor). b) Computador para registo dos dados automáticos.....	35
Figura 4.5 – Partes constituintes do Edómetro: a) Suporte para colocação dos pesos (P); b) Braço da alavanca; c) Peça para transferir a carga para a amostra; d) Contrapeso; e) LVDT .	36
Figura 4.6 – Partes constituintes da célula edométrica: a) Célula edométrica; b) Peça de fixação do anel; c) Anel Edométrico; d) Pedra porosa inferior; e) Pedra porosa superior; f) Peça para distribuir a carga uniformemente por toda a área da amostra.....	36
Figura 4.7 – Determinação de ΔH_{50} , $\Delta H_{0=}$ ΔH_i , ΔH_{cp} e ΔH_{cs} , (aulas MSEC).....	39
Figura 4.8 – Determinação de t_{90}	40
Figura 5.1 – Processo de recolha do material xisto negro	42
Figura 5.2 – Procedimento de preparação das amostras: tabuleiros e almofarizes: a) Amostra de Xisto Negro; b) Amostra de Xisto Castanho	43
Figura 5.3 – Granulometria do material xisto negro	44
Figura 5.4 – Granulometria do material xisto castanho.....	44
Figura 5.5 – Ensaio de Cone-Penetrómetro (W_L).....	45
Figura 5.6 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953): a) quatro solos naturais; b) misturas de areia de quartzo com frações puras de caulinite, ilite e montmorilonite	46
Figura 5.7 – Classificação das amostras de acordo com a Carta de Plasticidade de Casagrande	47
Figura 5.8 – Preparação da amostra de xisto negro para $w=19,8\%$	49
Figura 5.9 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) amostra de xisto negro; b) amostra de xisto castanho.....	50
Figura 5.10 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb: a) Xisto xegro; b) Xisto castanho	52
Figura 5.11 – Variação do coeficiente de atrito com a tensão efetiva: a) xisto negro; b) xisto castanho	52
Figura 5.12 – a) Relação e - $\log(\sigma'_v)$, para a amostra XN1	53
Figura 5.12 – b) Relação e - $\log(\sigma'_v)$, para a amostra XN2.....	54
Figura 5.12 – c) Relação e - $\log(\sigma'_v)$, para a amostra XC2	54

Figura 5.13 – Variação dos parâmetros de consolidação e compressibilidade m_v (kPa) ⁻¹ , c_v (m ² /ano) e k_v (m/s) com a tensão efetiva aplicada: a) XN1, b) XN2, c) XC2	56
Figura 5.14 – Curva de sucção ao longo do tempo: a) Amostra XN2; b) Amostra XC2	58
Figura A.1 - Curva de calibração do anel dinamométrico A.....	65
Figura A.2 - Curva de calibração do anel dinamométrico B.	65
Figura A.3 – Método de Casagrande para a determinação de t_{50} (0,250+PT).....	66
Figura A.4 – Método de Taylor para a determinação de t_{90} (0,250+PT).....	66
Figura A.5 – Reperfilamento do talude em planta. Ascendi, 2014	68
Figura A.6 – Perfil do talude com as possíveis envolventes de rotura, obtidas pela análise dos inclinómetros	69

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Quadro resumo das características da sondagem de prospeção executada	24
Quadro 3.2 – Parâmetros geotécnicos dos materiais	25
Quadro 3.3 – Profundidades críticas, em metros, onde se obtiveram os maiores deslocamentos relativos	25
Quadro 4.1 – Tempos de medição para cada patamar de carga	35
Quadro 5.1 - Quadro resumo das percentagens obtidas de cada amostra considerada, em função da sua classificação.....	45
Quadro 5.2 - Quadro resumo dos resultados dos limites de consistência e atividade. N.a.: Não aplicável.....	46
Quadro 5.3 – Classificação dos minerais de argila quanto à atividade	47
Quadro 5.4 – Resultados obtidos pelo porosímetro de mercúrio	48
Quadro 5.5 – Resistências e ângulos de atrito de pico e residuais para cada tensão normal aplicada.....	51
Quadro 5.6 – Parâmetros C_r , C_c e C_s , para cada amostra	55
Quadro 5.7 – Variação do índice de vazios no ensaio edométrico.....	55
Quadro A.1 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XN1.....	67
Quadro A.2 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XN2.....	67
Quadro A.3 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XC2.....	68

SIMBOLOGIA

H_0 – Altura inicial

H_f – Altura final

ϕ' – Ângulo de resistência ao corte

ϕ'_p – Ângulo de resistência ao corte de pico

ϕ'_r – Ângulo de resistência ao corte residual

A – Atividade

τ/σ' – Coeficiente de atrito residual ou coeficiente de resistência residual

m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrica

c_v – Coeficiente de consolidação

k_v – Coeficiente de permeabilidade

c'_r – Coesão no estado residual

δ_h – Deslocamento horizontal

G – Densidade das partículas sólidas

d – Distância máxima que uma partícula de água tem que percorrer para encontrar a fronteira drenante.

W – Estado de alteração do maciço rochoso

e – Índice de vazios

e_o – Índice de vazios inicial

e_f – Índice de vazios final

T_v – Fator tempo

FS – Fator de Segurança

U_z – Grau de consolidação médio;

S – Grau de saturação

C_c – Índice de compressibilidade

C_s – Índice de expansibilidade

C_r – Índice de recompressibilidade

IP – Índice de plasticidade

w_L – Limite de liquidez

w_P – Limite de plasticidade

NC – Normalmente consolidado

P3 – Pilar 3

PS3 – Passagem Superior 3

OC – Sobreconsolidado

SPT – *Standard Penetration Test*

w_0 – Teor em água inicial

w_f – Teor em água final

t – Tempo

t_{50} – Tempo requerido para a amostra atingir 50% de consolidação na tensão normal especificada;

t_{95} – Tempo requerido para a amostra atingir 95% de consolidação na tensão normal especificada.

τ – Tensão de corte

τ_{pico} – Tensão de corte de pico ou resistência ao corte de pico

σ'_{v0} – Tensão efetiva inicial

σ'_{vf} – Tensão efetiva final

σ'_n – Tensão normal efetiva

σ'_p – Tensão de pré-consolidação

N_{SPT} – Número de pancadas num ensaio SPT

ΔH – Variação de altura

ΔH_0 – Variação de altura inicial

ΔH_{50} – Variação de altura necessária para a amostra atingir 50% de consolidação na tensão normal especificada

ΔH_{100} – Variação de altura necessária para a amostra atingir 100% de consolidação na tensão normal especificada

Δe – Variação do índice de vazios

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto do trabalho

A estabilidade de taludes sempre foi um problema bastante abordado em geotecnia, pelo que este trabalho espera acrescentar algo de útil no estudo de uma instabilização de um talude. O objeto de estudo neste caso é um talude construído num troço de uma autoestrada (A-13) em que a estabilização de uma parte do mesmo causou um enorme prejuízo para a concessionária responsável pela obra, em termos de custos e prazos de construção.

Como opinião inicial pensa-se que o material existente no talude, um xisto negro que se fragmenta facilmente quando descomprimido e em contacto com a água, pelo que a instabilização pode ter ocorrido devido à redução da resistência ao corte nas descontinuidades pré-existentes.

Devido a este facto, considera-se importante o estudo experimental para determinar as propriedades e parâmetros de resistência deste material, assim como outro mais resistente, xisto castanho, servindo como comparação, e ainda os parâmetros de compressibilidade e consolidação. A resistência residual é de grande importância uma vez que é mobilizada ao longo de superfícies de deslizamento formadas após escorregamentos ocorridos no passado, associados a movimentos com grandes deformações ao longo do tempo, devido à variação de tensões no maciço induzidas pela variação de humidade.

Na Figura 1.1 é apresentada a localização da Passagem Superior 3 (PS3), que faz a ligação ao talude em estudo, localizado na zona de Ceira, Coimbra. Após a escavação do talude do lado direito, foi detetada a formação de fendas junto do pilar P3, indicadores de descompressão e rotura do maciço. A solução adotada para a estabilização foi a execução de pregagens de consolidação do maciço e revestimento com betão projetado, além do reperfilamento da zona instabilizada do talude.

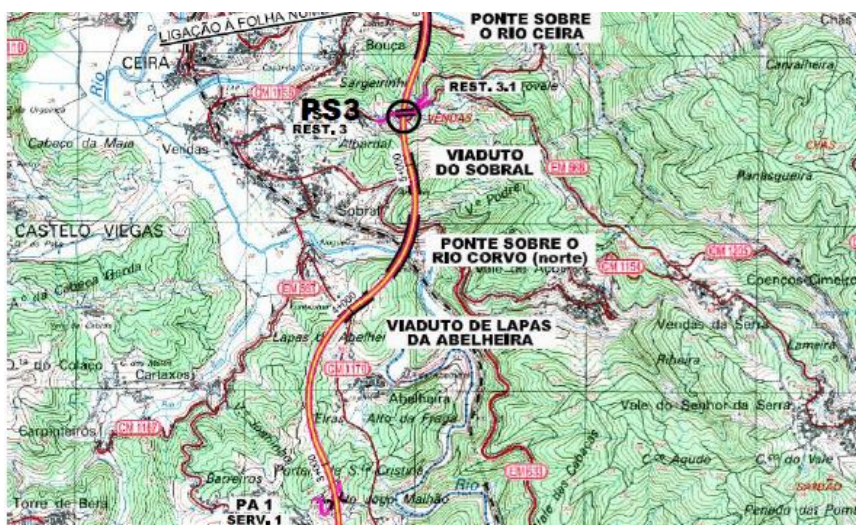


Figura 1.1 – Localização do talude em estudo, PS3: Passagem Superior 3.

1.2 Estrutura da dissertação

Após o presente capítulo introdutório que tem o objetivo de enquadrar a dissertação, seguir-se-ão cinco capítulos que pormenorizarão o trabalho efetuado.

No Capítulo 2 será apresentada uma revisão de alguns aspetos teóricos e de algumas propostas de diversos autores no campo da resistência residual de solos.

No Capítulo 3 é feita uma caracterização do talude em estudo, do local, da geologia, prospeção geotécnica e instrumentação, através de dados fornecidos pela empresa ASCENDI.

No Capítulo 4 são abordados os vários tipos de ensaios utilizados para a caracterização destes solos xistosos, provenientes de materiais rochosos, assim como os equipamentos e metodologias que permitem a determinação das suas resistências, compressibilidade e consolidação.

No Capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados do trabalho experimental. Para além da caracterização do material, são apresentadas, através de ensaios de corte anelar rotativo, as curvas da relação coeficiente de atrito-deslocamento para cada carregamento. Através de ensaios edométricos são obtidos os índices de compressibilidade e consolidação do solo. São ainda apresentados os resultados obtidos para a sucção, através de um tensiómetro, e os obtidos pelo porosímetro de mercúrio.

No Capítulo 6 é apresentada a conclusão/discussão de resultados e propostas de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações gerais

Neste capítulo serão apresentadas, essencialmente, diversas teorias de diversos autores sobre as abordagens que envolvem os objetivos da tese, de modo a obter-se uma melhor compreensão dos resultados experimentais.

2.2 Comportamento tensão-deformação dos solos

Antes de apresentar alguns estudos e história sobre resistência residual de solos torna-se importante clarificar alguns conceitos sobre o comportamento real dos mesmos. Considere-se um elemento de solo sujeito a uma tensão normal uniforme e constante σ , e a uma tensão de corte variável τ . Na Figura 2.1 é apresentada a relação típica entre a tensão de corte e a deformação distorcional para um elemento de solo real.

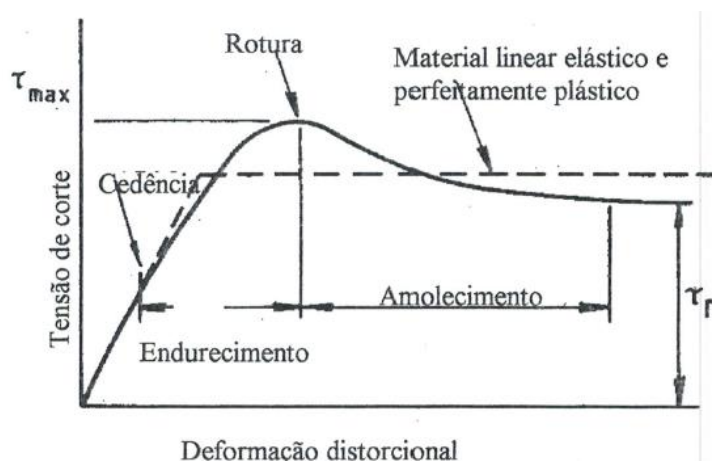


Figura 2.1 – Relações tensão/deformação: solo real (linha a cheio), e o modelo elástico perfeitamente plástico (a tracejado), (Lemos, 2001).

Na Figura 2.2 é apresentado o comportamento para dois tipos de solos, o sobreconsolidado (OC) e o normalmente consolidado (NC).

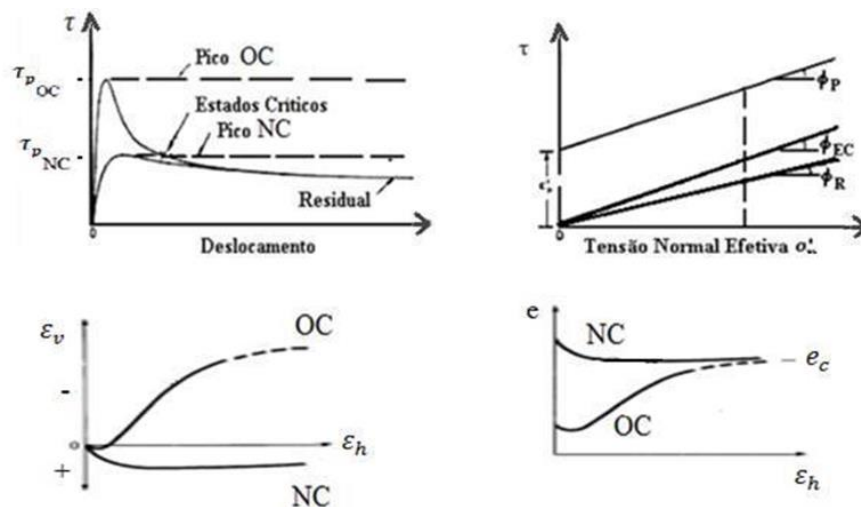


Figura 2.2 - Características de resistência das argilas (Skempton, 1964).

Para valores reduzidos da tensão de corte, as tensões distorcionais correspondentes podem resultar de um comportamento linear e elástico. Uma vez que se aumenta a tensão de corte, começa-se a notar a ocorrência de deformações plásticas, e diz-se que se atingiu a tensão de cedência. No início ocorre o aumento das deformações plásticas, diz-se que ocorreu um endurecimento do material uma vez que houve um aumento da tensão de cedência com acumulação de deformações plásticas.

O endurecimento, para solos submetidos a deformações distorcionais, só pode ter lugar a um valor limite, assim que a tensão de corte ultrapasse esse valor limite τ_{max} , as deformações distorcionais aumentam continuamente desde que aquele valor de tensão de corte seja mantido, porque o trabalho externo excede a dissipação interna de energia. A cedência é instável e considera-se que o solo atingiu a rotura.

Em alguns solos e sob alguns tipos de carga existe uma diminuição de resistência depois do ponto de rotura, com a acumulação de deformações plásticas, a que se dá o nome de amolecimento. Em solos densos ou sobreconsolidados (OC) a diminuição de resistência estará acompanhada de um aumento de volume até à resistência a volume constante, e em solos argilosos há uma diminuição de resistência adicional resultante do alinhamento das partículas de argila na zona de corte.

No entanto, depois de atingir a tensão máxima nas amostras normalmente consolidadas (NC) ocorre um decréscimo de resistência devido exclusivamente à orientação das partículas argilosas na direção paralela à direção de corte.

Porém, em ambos os casos, com o desenvolvimento do deslocamento, atinge-se um índice de vazios constante, designado por índice de vazios no estado crítico e_c , o qual é função da forma

das partículas (redonda ou angulosa), granulometria e tensão normal efetiva (σ'_n) e independente do índice de vazios inicial (e_0). Assim, a partir desta fase as amostras passam a manifestar uma resistência constante, denominada de resistência do estado crítico.

Numa argila, após a resistência associada ao estado crítico ou volume constante ser atingida, depois de grandes deformações, para qualquer dos estados (NC ou OC), é atingida uma resistência mínima (resistência residual, τ_{res}), inferior ao valor anterior, constante e independente do aumento das deformações, devida ao alinhamento das partículas de argila. Numa areia ou silte, após ser atingida a resistência associada ao estado crítico ou volume constante, o valor correspondente à resistência residual τ_{res} é o mesmo que o valor anterior e mantém-se constante independentemente do aumento das deformações.

2.3 História sobre resistência residual

2.3.1 Caixa de Corte Direto

A caixa de corte direto é o ensaio mais apropriado para analisar situações em que a rotura é localizada, desenvolvendo-se em bandas de corte de reduzida espessura, em estado plano de deformação. O solo é colocado na caixa e provoca-se o deslocamento relativo entre as duas meias-caixas metálicas existentes. Deste modo, a superfície de rotura é imposta e tem de processar-se ao longo de um plano horizontal. O ensaio é realizado, em geral, sob condições de deslocamento (deformação) controlado, obtendo deste modo a curva tensão-deformação. Considera-se que é atingida a resistência residual quando o solo resiste ao menor valor de resistência ao corte. Neste ensaio é aplicada uma carga vertical na parte superior da amostra através de um sistema de alavanca e contrapeso, e é aplicada uma força de corte de forma a mover as duas metades da caixa em direções contrárias até a rotura ocorrer na amostra num plano horizontal correspondente à separação entre as duas metades da caixa, e os deslocamentos horizontal e vertical são medidos através de transdutores. O ensaio é repetido para diferentes cargas verticais, e é obtida uma representação gráfica entre a resistência ao corte e a tensão normal na superfície de rotura, que é horizontal.

Skempton (1964), na sua *Rankine Lecture*, examinou o comportamento de argilas submetidas a corte lento, para grandes deslocamentos. Os ensaios foram realizados utilizando uma caixa de corte direto tradicional, em que uma amostra quadrada de solo com dimensões iniciais de 60 x 60 mm² de área e 20 mm de altura foi submetida a uma tensão de corte tangencial sob uma força normal constante, e com deslocamento controlado a velocidade constante. O corte é efetuado por rotura da amostra de solo a meia altura, na interface entre as partes superior e inferior da caixa de corte.

O deslocamento adicional na superfície de corte faz com que as partículas de argila lamelares localizadas ao longo do plano de corte se orientem na mesma direção, diminuindo assim a resistência para o seu valor mínimo, sendo esta chamada de resistência residual. Visto que o corte ocorre lentamente, as pressões de água nos poros têm tempo para se dissipar, sendo esta resistência residual drenada. Como é mostrado na Figura 2.3, Skempton (1964) demonstrou que a resistência residual drenada é geralmente muito inferior à resistência de pico drenada, para solos argilosos, e que, conseqüentemente, pode ter um efeito prejudicial sobre a estabilidade a longo prazo das argilas, nos casos em que existe um alívio da carga exercida no solo, como, por exemplo, na construção de um talude, e logo que sejam geradas pressões de água nos poros negativas, que com o tempo se dissipam e provocam uma diminuição de resistência, o que aliado à diminuição de resistência devido ao amolecimento pode originar a rotura do talude.

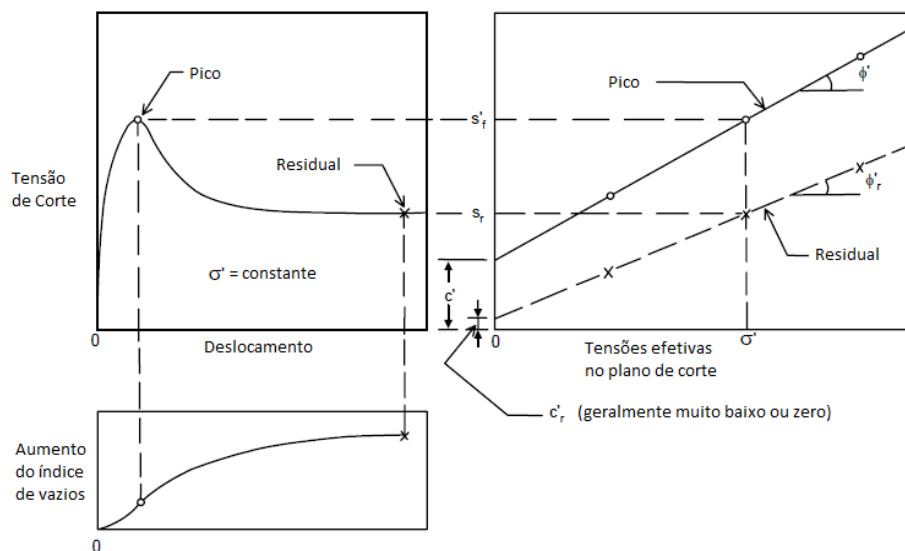


Figura 2.3 – Comportamento de argila sobreconsolidada na caixa de corte direto (Skempton, 1964).

Uma vez que a tensão residual é atingida, o corte adicional não irá alterar o seu valor, devido ao facto de que a orientação das partículas de argila no plano de corte corresponde ao valor mais baixo da resistência residual. Skempton (1964) refere-se a zonas com reorientação das partículas de argila devido a deslocamentos elevados, e nota que as mesmas são observadas ao longo do plano de corte *in situ*, normalmente com uma aparência lisa e polida, similar à superfície de uma barra de sabão nova.

Pode ser observado, geralmente, que o deslocamento necessário para atingir a resistência residual é maior do que o deslocamento máximo que pode ser aplicado numa caixa de corte direto. Skempton (1964) sugeriu o uso de um ensaio de caixa de corte direto com reversão, neste caso, em que uma vez que se atinge o deslocamento máximo, a caixa de corte é empurrada

para a sua posição inicial e é efetuado novamente o corte, sendo repetido o processo até que a tensão na argila atinja um valor constante, que é chamada de resistência residual.

Skempton (1964), através do estudo e análise de amostras de 3 locais com características distintas onde ocorreram deslizamentos de terras, concluiu que a presença de fissuras e descontinuidades num solo argiloso leva a uma diminuição dos parâmetros de resistência ao corte, abaixo dos valores de pico, o que pode levar a uma rotura progressiva numa encosta de argila e, no limite, esse processo pode continuar até que a força residual seja atingida. Enquanto que em argilas que não são fissuradas e com descontinuidades, a diminuição da resistência a partir do valor de pico é pequena ou mesmo insignificante, onde se podem incluir os aterros de argila compactados, tais como os utilizados em terraplanagens e barragens de terra.

Skempton (1964), a partir de ensaios de corte direto realizados em quatro tipos de argila, pôde concluir que o ângulo de resistência ao corte residual é sempre inferior ao ângulo de resistência ao corte de pico ($\phi'_r < \phi'_p$) e que a coesão residual (c'_r) é geralmente muito baixa, sendo considerada zero para a maioria das argilas. Na Figura 2.4, os pontos que correspondem à tensão de pico e residual formam a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, obtidos através do ensaio de corte direto.

Skempton (1964) constatou que a resistência residual de uma argila sob qualquer tensão efetiva não depende da condição inicial em que se encontra o solo, como é mostrado na Figura 2.4. Como resultado, a resistência residual é independente da história das tensões, e pode ser considerada uma propriedade fundamental para um solo argiloso. Esta afirmação é apoiada pelo facto de que a resistência residual se pode correlacionar com a fração e tipo de argila. Isto levou à conclusão de que, para uma dada tensão normal, a resistência residual irá depender em primeiro lugar da quantidade e natureza dos minerais de argila que estão presentes.

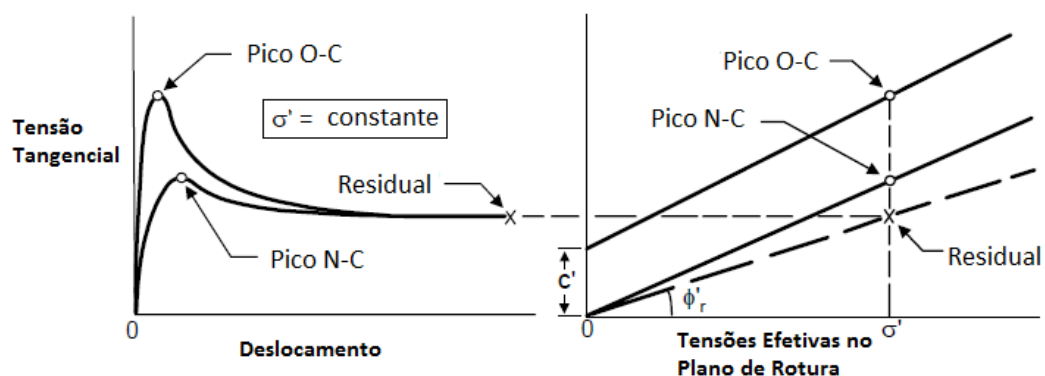


Figura 2.4 – Relação simplificada entre argila normalmente e sobreconsolidada (Skempton, 1964).

Skempton e Petley (1967) realizaram vários ensaios para medir a força e a relação tensão-deformação ao longo de descontinuidades de argilas rígidas. Os resultados que se obtêm geralmente são apresentados na Figura 2.5. As curvas tensão-deslocamento indicam que o corte numa descontinuidade pré-existente irá ocorrer assim que a resistência residual sobre essa descontinuidade seja mobilizada. Como se mostra na Figura 2.5, um pequeno pico pode ser atingido devido a vários fatores, tais como: a superfície de rotura não ser planar, a superfície de rotura conter algumas rugosidades, as partículas de argila não conterem a orientação completamente ao longo da descontinuidade, ou o desenvolvimento de um efeito de “ligação” após o último movimento que ocorreu. O resultado dos ensaios demonstra que mesmo quando um pico baixo é atingido, a tensão residual é atingida antes da conclusão da primeira travessia da caixa de corte direto. Portanto, conclui-se que as tensões sobre as superfícies principais e ligações no terreno estão ambas muito próximas ou dentro do valor da resistência residual.

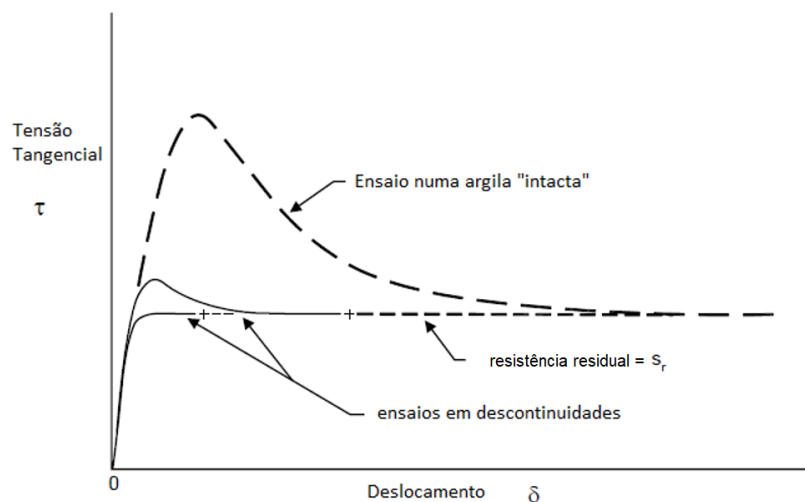


Figura 2.5 – Curvas tensão-deslocamento obtidas a partir dos ensaios da Caixa de Corte Direto numa descontinuidade e em argila intacta (Skempton e Petley, 1967).

Kenney (1967) realizou uma série de ensaios de caixa de corte direto com inversão do movimento para medir a resistência residual de solos naturais, minerais de argila puros e misturas de minerais. Ambas as amostras não perturbadas e remoldadas foram submetidas a ensaios segundo a metodologia de Skempton (1964). O autor constatou que a resistência residual de solos naturais é principalmente dependente da sua composição mineral – a quantidade e tipo de minerais de argila que estão presentes.

Em meados da década de 80, os investigadores tinham acumulado mais de vinte anos de experiência em medir as resistências residuais no laboratório. Em 1985, Skempton publicou um artigo que resumiu o que foi aprendido ao longo desses vinte anos sobre a medição da resistência residual em laboratório, bem como a aplicabilidade das medições laboratoriais da tensão residual em deslizamentos de terra ativos *in situ*.

Skempton (1985) observou que os escorregamentos reativados ocorrem em diferentes velocidades de deslocamento que não correspondem às velocidades dos ensaios laboratoriais habituais que são utilizadas para a medição da resistência residual. No entanto, ele também observou que, segundo as variações típicas da velocidade de deslocamento *in situ*, é pouco provável que a resistência residual varie mais do que 5% do valor da resistência residual medida em laboratório. O autor verificou que nos ensaios de corte direto realizados em amostras que contêm superfícies de deslizamento completamente desenvolvidas, deve ser utilizada a abordagem definida por Skempton e Petley (1967). Os resultados dos ensaios demonstram que, se a superfície de deslizamento se situar exatamente no plano de corte, e, se a amostra for disposta de modo a que o corte siga a direção natural presente *in situ*, com a direção de corte alinhada com a direção das descontinuidades existentes, então a resistência residual será atingida para um deslocamento de praticamente zero. Este valor medido da resistência residual é concordante com a análise anterior sobre deslizamentos de terra reativados. Posto isto, pode ser concluído que as superfícies de escorregamento analisadas no ensaio de corte direto fornecem medições do valor da resistência residual *in situ*.

Skempton (1985) também verificou que é possível medir a resistência residual realizando vários ensaios de corte direto com inversão do movimento em amostras em que é efetuado o corte a partir de amostras intactas. Contudo, uma vez que o ensaio de corte direto não se aplica a grandes deslocamentos sem reversão da direção de corte, é difícil de alcançar uma orientação completa das partículas ao longo do plano de corte. Consequentemente, os ensaios de corte direto com inversão do movimento realizados nesse tipo de amostras fornecem valores da resistência residual drenada mais elevados do que a existente *in situ*. Skempton (1985) observou que este efeito é mais pronunciado em solos com elevada percentagem de argila.

2.3.2 Ring Shear – Aparelho de Corte Rotativo

Vários investigadores em geotecnia reconheceram a importância dos aparelhos de corte rotativo pela sua habilidade para medir o valor mínimo da resistência de corte tangencial em solos argilosos que são submetidos a grandes deslocamentos (Hvorslev, 1939; Haefeli, 1951; e outros, como Bishop et al., 1971). Como foi notado pelos investigadores, a vantagem principal do aparelho *Ring Shear* em relação ao tradicional *Direct Shear* é que permite deslocamentos torsionais contínuos sem reversão da direção. Visto que os grandes deslocamentos são frequentemente necessários para atingir a orientação das partículas de argila num plano de escorregamento, os aparelhos de corte rotativo são os ideais para a medição da resistência residual. Infelizmente, a importância da resistência residual e os seus efeitos não foi bem entendida pela profissão de engenharia geotécnica até meados dos anos 60, tendo o trabalho desenvolvido pelos pioneiros Hvorslev, Haefeli, e outros investigadores sido compreendido apenas muitos anos depois.

Em meados da década de 1970, o ensaio de caixa de corte rotativo tornou-se bastante reconhecido como o melhor método para medir a resistência residual drenada de solos argilosos, devido à sua capacidade de aplicar grandes deslocamentos sem inversão da direção de corte, levando a uma melhor orientação das partículas até o estado residual ser atingido. Paralelamente a este corte verifica-se a perda de material, embora em menores quantidades que as verificadas na caixa de corte direto. Bromhead (1979) desenvolveu um dispositivo de caixa de corte rotativo simples, robusto e relativamente barato que era capaz de executar os ensaios mais rapidamente do que a caixa de corte, pois esta última dependia do número de reversões necessárias para atingir o estado residual, do tipo de velocidade e do material a ensaiar. Na Figura 2.6 são apresentados os resultados obtidos para um ensaio de corte rotativo, ensaios de corte direto e com inversão da direção de corte para uma amostra de *blue London Clay* (Bishop et al., 1971).

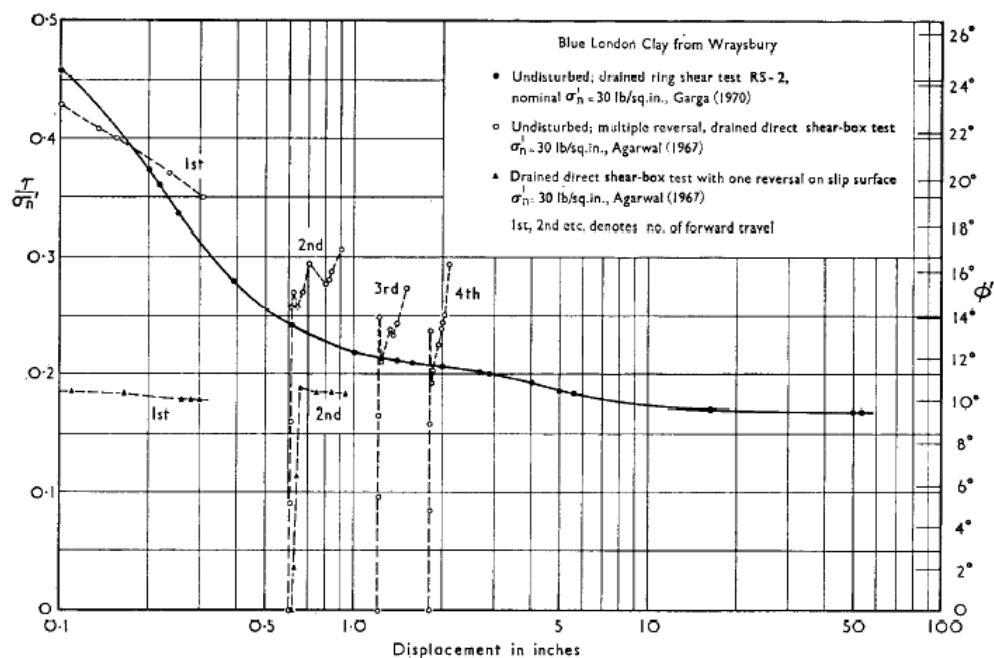


Figura 2.6 – Ensaio de Corte Rotativo, ensaios de corte direto e com inversão da direção de corte para uma amostra de *blue London Clay* (Bishop et al., 1971).

No aparelho de corte rotativo de Bromhead, uma amostra de solo de pouca espessura é submetida a corte torsional, sob uma tensão normal constante. A rotura ocorre na parte superior da amostra, onde uma fina camada de partículas de argila adere à placa superior em relação às partículas de argila abaixo, continuando o corte ocorre a orientação das partículas de argila ao longo do plano de rotura. Neste aparelho a consolidação ocorre rapidamente devido à reduzida espessura da amostra, possibilitando um percurso de drenagem curto. Além disso uma vez que

o plano de corte está localizado perto do topo da amostra, as pressões de água nos poros geradas dissipam-se rapidamente, e pode ser utilizada uma maior velocidade.

No aparelho de corte rotativo de Bishop, os ensaios podem ser realizados em amostras remoldadas, e os ensaios podem ser realizados em várias fases: efetuando o corte na amostra até ao seu estado residual, e depois com alteração da tensão normal e efetuando novamente o corte na mesma amostra para o seu estado residual.

Posteriormente, Lupini et al. (1981) relaciona vários resultados de diversos autores como Binnie et al. (1967), Borowicka (1965), Blondeau e Josseume (1976) e Skempton (1964) sobre resistência residual drenada de solos coesivos, incluindo várias metodologias para medir a resistência residual drenada e numerosas correlações para resistência residual drenada com propriedades fundamentais do solo, como fração de argila e índice de plasticidade (Figura 2.7 a) e b)); foram efetuados vários ensaios no aparelho de corte rotativo no qual foram medidas resistências residuais para misturas de areia e de mica em pó, misturas de argila natural e misturas de bentonite e areia.

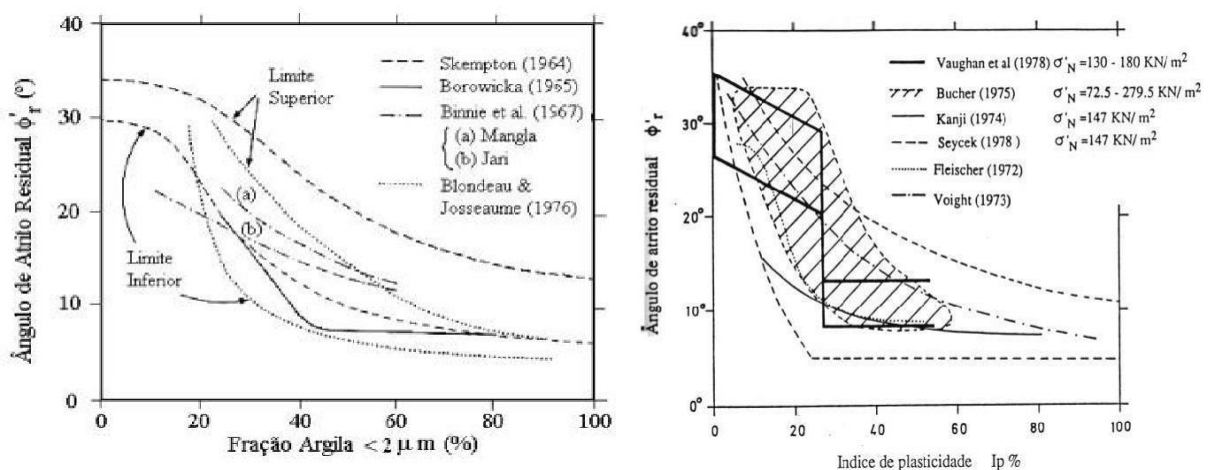


Figura 2.7 – Relação entre o ângulo de atrito residual ϕ_r : a) a fração de argila; b) o índice de plasticidade. (Lupini et al., 1981).

A partir destes ensaios laboratoriais, Lupini e seus colaboradores concluíram que o mecanismo de corte na condição residual poderia ser classificado como "corte turbulento", "corte deslizante" ou "corte de transição". O corte turbulento ocorre quando as partículas arredondadas do solo passam umas pelas outras de forma ondulada e translacional, intersetando a trajetória das várias partículas. O corte deslizante ocorre quando as partículas de argila plana deslizam suavemente entre si durante o corte, existindo um alinhamento das partículas de argila sem existir uma nova reorientação das partículas quando submetidas a um novo corte. O corte de transição é o estado de corte que ocorre quando os mecanismos de corte turbulento e de corte deslizante ocorrem simultaneamente; o turbulento está associado a solos com baixo teor de

argila, e não resulta na formação de planos de corte, o deslizante ocorre em solos ricos em argila, e leva à formação de planos de corte com as partículas de argila completamente orientadas na direção de corte, e o de transição ocorre em teores de argila intermédios, e às vezes leva à formação de planos de corte localizados. Todos os solos, quando cortados ao estado residual, exibem um destes mecanismos de corte. Numa amostra sujeita a corte, é efetuado o corte normalmente consolidado com a tensão normal mais elevada (1º escalão), a partir daí a tensão normal é reduzida para metade e é efetuado um novo corte numa condição sobreconsolidada, a partir daí a carga é sucessivamente reduzida para metade e repetindo este procedimento até que se atinjam tensões mais baixas. Na fase inicial, normalmente consolidada de uma amostra, para os cortes deslizante (argila > 50%) e de transição (argila < 50%) existe a ocorrência de um pico e posterior diminuição para um valor residual, já para o corte turbulento (argila < 10%) não se verifica a ocorrência de pico. Na fase sobreconsolidada verifica-se para o corte deslizante a não ocorrência de pico, já para os cortes de transição e turbulento existe pico. Na Figura 2.8 é apresentada a conclusão obtida por Skempton (1985).

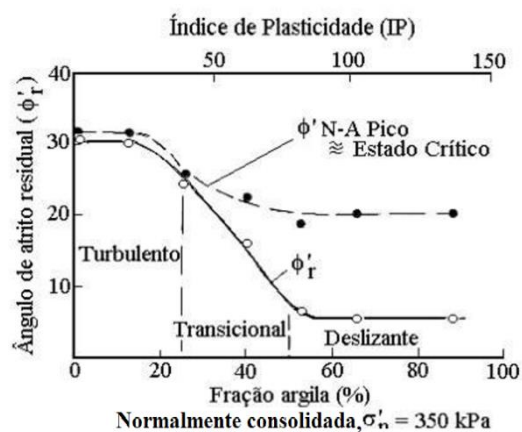


Figura 2.8 – Ensaios de corte anelar rotativo em misturas de areia-bentonite (Skempton (1985) baseado em Lupini et al., 1981).

À medida que o aparelho de corte rotativo de Bromhead se tornou mais popular, vários investigadores descobriram que as forças residuais medidas dependiam muitas vezes dos detalhes do procedimento do ensaio utilizado (Anderson e Hammoud, 1988, Ankey et al., 1989; Stark e Vettel, 1992; Stark e Eid, 1994). A preocupação particular foi o facto de que os ensaios de corte rotativo de Bromhead em estágio múltiplo, ou seja, com vários cortes, alterando a carga, para a mesma amostra, não concordavam bem com os ensaios de corte rotativo em estágio único, o que não era consistente com os resultados obtidos pelo anel de corte rotativo sugerido por Bishop et al. (1971). Foram propostas várias restrições no procedimento do ensaio de corte rotativo de Bromhead e modificações no aparelho de forma a melhorar a precisão das resistências residuais medidas.

Anderson e Hammoud (1988) foram os primeiros a apontar que diferentes procedimentos do

ensaio poderiam levar a diferentes valores medidos de resistência ao corte residual no dispositivo de corte rotativo de Bromhead. Para ilustrar isto, realizaram ensaios em amostras idênticas de duas argilas diferentes para valores diferentes de tensões normais, utilizando procedimentos de fase única e de vários estágios. Eles descobriram que, para argila comum, há pouca diferença nos resultados entre uma única fase e de vários estágios de ensaio. No entanto, para caulinite, os valores de resistência residual são significativamente mais baixos em ensaios realizados com vários estágios. Para os valores de tensão residual mais altos, essa diferença foi da ordem de 20% a 25%. Os autores teorizam que isso se deve ao facto de que a segunda e subsequentes etapas de consolidação num ensaio multiestágio tenderão a nivelar as partículas de argila ao longo do plano de corte, com a conseqüente redução da tensão necessária para mobilizar a resistência residual. Esta diferença é mais acentuada para a caulinite do que para a argila comum, porque a orientação das partículas desempenha um papel mais significativo para o mecanismo de corte deslizante do que para o mecanismo de corte de transição. Anderson e Hammoud (1988) concluíram que o uso de uma técnica de ensaio multiestágio é satisfatória para argilas que exibem mecanismos de corte turbulento ou de transição, e que uma técnica de fase única deve ser utilizada para argilas que exibem um modo de corte deslizante.

Anayi et al. (1989) relataram problemas ao ensaiar a argila Lias no aparelho de corte rotativo de Bromhead. Eles descobriram que, à medida que o corte progrediu, as forças nos anéis tornaram-se cada vez mais desequilibradas, com a força num dos anéis decaindo para zero. Os autores teorizam que a adesão entre a argila de Lias e a placa de bronze poroso não era confiável, e que estava a ocorrer uma remoldagem do material numa parte da superfície. Este problema foi superado pela modificação do recipiente da amostra na parte inferior e superior para incorporar pequenas pás para transferir o corte para a amostra, como mostrado na Figura 2.9. Esta alteração ajudou a minimizar a extrusão à medida que o corte progrediu, mas introduziu atrito lateral adicional entre a metade superior da amostra e o recipiente da amostra, diminuindo a precisão da resistência medida. Apesar desta limitação, as modificações do dispositivo descritas acima foram bem-sucedidas no tratamento das questões de desequilíbrio entre as forças do anel, permitindo o êxito do ensaio de corte rotativo de Bromhead na argila Lias.

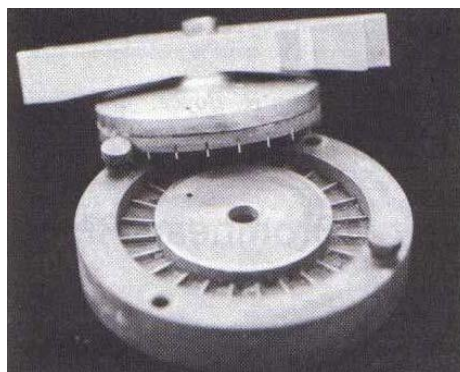


Figura 2.9 – Recipiente do aparelho de corte rotativo de Bromhead alterado (Anayi et al., 1989).

Stark e Vettel (1992) realizaram uma série de ensaios de corte rotativo para estudar as várias modificações no dispositivo e procedimentos para o ensaio de corte rotativo de Bromhead e observaram que o principal fator que afeta a resistência residual medida no aparelho é a magnitude do atrito entre a pedra porosa superior e as paredes do recipiente da amostra. À medida que o corte progride, a extrusão da amostra faz com que a pedra porosa superior assente no recipiente da amostra, aumentando desse modo o atrito da parede e diminuindo a precisão da resistência ao corte medida. Isto resulta em valores de resistência residual medidos que são mais elevados do que os valores de resistência residual reais. Adicionalmente, à medida que a pedra porosa superior se deposita no recipiente, existe uma maior chance de que parte do solo extrudido fique preso entre a pedra porosa superior e as paredes do recipiente de amostra, introduzindo erros ainda maiores da resistência ao corte medida. Os resultados dos ensaios mostram que a resistência residual mais baixa é medida quando a pedra porosa superior permanece na superfície do recipiente da amostra e que esta resistência residual é a mais concordante com histórias de casos in situ.

Stark e Eid (1994), observando que nenhuma correlação levava em conta a não linearidade da envolvente de resistência residual, sugerem correlações entre o ângulo de atrito residual, o limite de liquidez, a fração argilosa e a tensão normal efetiva, segundo resultados da caixa de corte anelar (Figura 2.10).

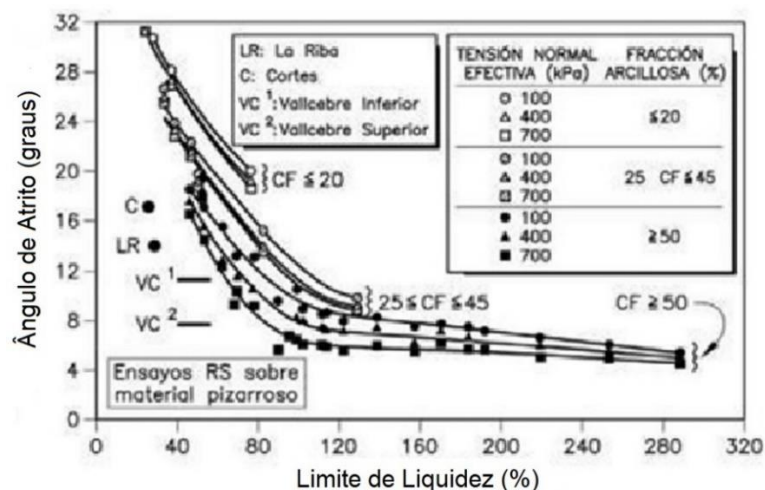


Figura 2.10 - Ângulo de atrito residual vs limite de liquidez (Stark e Eid, 1994).

2.4 Influência da percentagem de partículas de argila na resistência residual e tipos de partículas de argila

Kenney (1967) realizou uma série de ensaios de corte direto com reversões para medir a resistência residual de solos naturais, minerais argilosos puros e misturas minerais. O autor

concluiu que a resistência residual dos solos naturais depende principalmente da sua composição mineral, tanto pela quantidade como pelo tipo de minerais argilosos presentes, tendo verificado que o ângulo de atrito residual era menor na presença de argila montmorilonite e maior na presença de caulinite e minerais não argilosos. Ele também observou, em menor grau, que as tensões residuais dos solos naturais dependem da magnitude da tensão normal e da química geral do sistema. As alterações químicas da água nos poros podem afetar a química geral do sistema e mostraram ter um efeito direto na resistência residual medida. Kenney concluiu que as tensões residuais não se correlacionam bem com a plasticidade ou com o tamanho das partículas.

O efeito da taxa de deformação sobre as forças residuais drenadas foi investigado por Skempton (1985) e Lemos (1986). Os resultados sugerem que as resistências residuais de materiais ricos em argila (> 50% de teor de argila, por exemplo, argila, xisto) são geralmente mais elevadas para velocidades de corte elevadas (> 100 mm / minuto) do que para velocidades de corte normais. No entanto, os seus ensaios também sugerem que a resistência residual para materiais com conteúdo de argila intermédia (aproximadamente 25%) pode diminuir para velocidades de corte elevadas. Não está claro a partir destes documentos se as variações de resistência observadas a partir de ensaios conduzidos a diferentes velocidades de corte são, de facto, resultantes da geração de pressão de água nos poros ou efeitos de velocidade de corte real.

Mesri e Cepeda-Díaz (1986) concluem que o fator mais importante na mineralogia das argilas é a forma e o tamanho relativo, através da análise das amostras.

Independentemente da percentagem de argila, a mineralogia da argila tem um efeito na resistência residual. Isto ocorre particularmente quando a percentagem de argila é elevada. Isso reflete o facto de que os diferentes minerais de argila têm formas e ligações diferentes entre partículas. A maior parte dos minerais de argila, como por exemplo caulinite, que são maiores e mais espessos, ilite e clorite, que apresentam dimensões intermédias, e montmorilonite, que são pequenos e finos, apresentam estruturas lamelares e, portanto, estão sujeitos a alinhamento quando sujeitos ao corte. Segundo Skempton (1985), a montmorilonite tem uma estrutura lamelar particularmente fina e ligações fracas entre lâminas, o que conduz ao menor valor da resistência residual com um ϕ'_r de 5°, a caulinite tem um ϕ'_r de aproximadamente 15° e a ilite de aproximadamente 10°.

Stark e Eid (1994) sugeriram que a relação entre a resistência residual e a tensão efetiva aplicada (Figura 2.11) poderia dever-se ao rearranjo das partículas de argila durante o corte. As conclusões são de que a partir do w_L e da atividade da argila se consegue obter a mineralogia do material, e que a plasticidade aumenta com o aumento da laminação, com diminuição do ângulo de atrito residual.

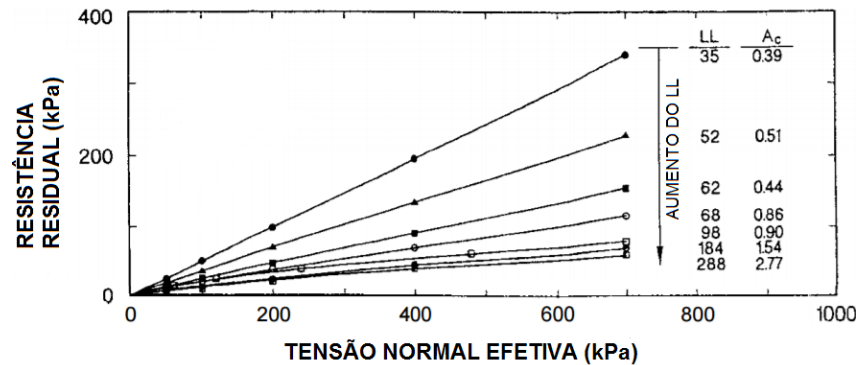


Figura 2.11 – Influência da mineralogia na envolvente da resistência residual (Stark e Eid, 1994).

A realização do ensaio com uma velocidade de corte demasiado elevada conduz a uma sobrestimação da resistência ao corte de um modo semelhante ao ensaio Triaxial, ou seja, c' está sobrestimado e ϕ' subestimado. Isto pode ser superado monitorizando a consolidação para obter o valor de t_{50} , t_{90} ou c_v , e utilizando fórmulas desenvolvidas por Akroyd (1975) ou Bowles (1978) para estimar a taxa de deformação. Skempton (1985) mostrou, contudo, que a resistência residual não é muito sensível à velocidade de corte desde que a utilizada seja razoavelmente baixa, isto é, para velocidades de 0.002 a 0.01 mm/min a variação da resistência é desprezável (Figura 2.12).

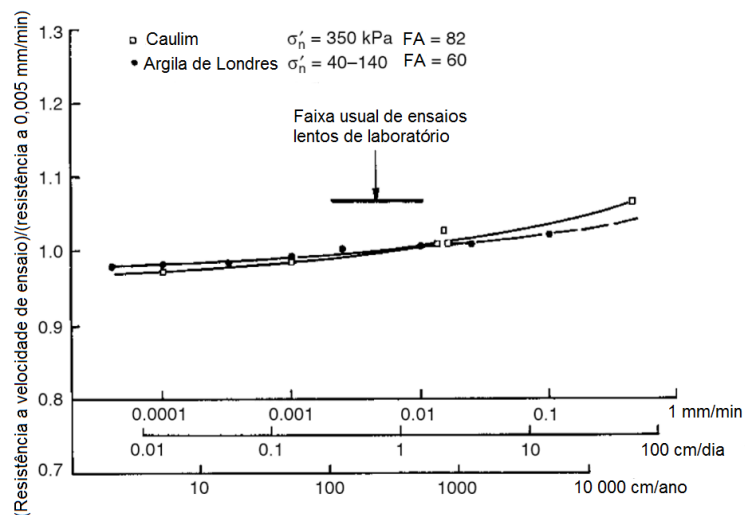


Figura 2.12 – Variação da resistência residual com baixa velocidade nos ensaios de corte (Skempton, 1985).

Lemos et al. (1985) realizaram uma série de ensaios de corte rotativo rápido em nove solos diferentes utilizando a abordagem descrita por Skempton (1985). Eles observaram um comportamento diferente para fração de argila elevada e solos de fração de argila baixa. A Figura 2.13 mostra os resultados obtidos para solos de fração de argila elevada, que são aqueles propensos à formação de superfícies de corte e desenvolvimento de baixas resistências residuais.

A Figura 2.13 ilustra as resistências de corte observadas em diferentes fases de corte quando as superfícies pré-existentes são cortadas a uma velocidade elevada num aparelho de corte rotativo. Estas diferentes resistências foram descritas por Lemos et al. (1985) como se segue:

- Antes do corte rápido, o solo foi cortado lentamente para criar a superfície de corte e para estabelecer a resistência residual drenada. O ponto (a – tracejado) mostra o comportamento do corte lento e a resistência residual drenada correspondente. O ponto (b) marca o início do corte rápido. Uma força de limiar aumentada é observada quando o deslocamento na superfície de corte começa novamente.
- À medida que o corte rápido é continuado, observa-se um aumento adicional na resistência, como mostrado pelo ponto (c).
- À medida que o corte rápido continua para o ponto (d), a força decresce da resistência máxima rápida para uma resistência mínima rápida.
- O corte rápido é interrompido e o corte lento é retomado. É geralmente observada uma nova resistência de pico lento, ponto (e), que é superior à resistência residual drenada mostrada no ponto (a). Isto indica que ocorreu uma mudança estrutural ao longo da superfície de corte como resultado do corte rápido, o que suporta o mecanismo de rotura sugerido por Skempton (1985).

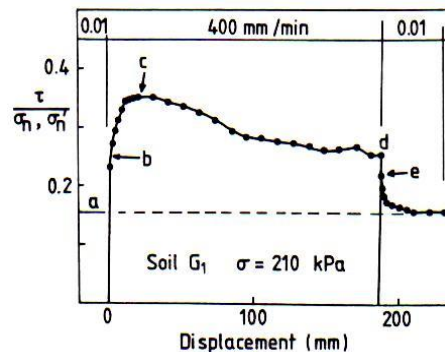


Figura 2.13 – Resultados típicos de ensaios rápidos de corte rotativo conduzidos ao longo de superfícies de corte planas existentes (Lemos et al., 1985).

Ensaio laboratoriais adicionais realizados por Tika et al. (1996), Vessely e Cornforth (1998) e Tika e Hutchinson (1999) utilizando o aparelho de corte rotativo concordam com os dados relatados por Skempton (1985) e Lemos et al. (1985). A partir desta pesquisa, concluiu-se que as argilas com superfícies de corte exibem um aumento significativo na resistência ao corte à medida que a taxa de deformação é aumentada.

Nakamori et al. (1996), através da realização de ensaios de corte direto com reversão, verificaram o efeito da variação da velocidade nas resistências de pico e residual. A Figura 2.14 mostra os resultados dos ensaios de corte direto com reversão para a argila de Fujinomori (uma

argila aluvial), realizados com velocidades de corte diferentes, não tendo sido utilizada uma velocidade superior a 0,05 mm/min de modo a permitir uma drenagem total durante os ensaios. Verificou-se que à medida que a velocidade de corte aumenta, a resistência ao corte também aumenta, devido ao efeito da taxa de deformação.

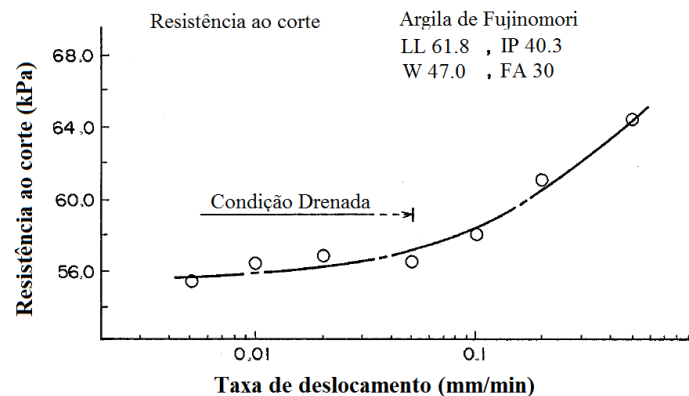


Figura 2.14 – Relação entre a resistência ao corte e a velocidade de ensaio na argila de Fujinomori (adaptado de Nakamori et al., 1996).

2.5 Influência da pluviosidade no escorregamento de taludes

Segundo Deere e Patton (1971), os números elevados de escorregamentos, frequentes em regiões tropicais, têm sido notados em períodos de chuvas intensas e de longa duração. A camada superficial dos taludes, por ter materiais bastante permeáveis, permite a formação de forças de percolação instabilizantes, com direção aproximadamente paralela à superfície do talude.

Sweeney e Robertson (1979), Chipp et al. (1982), Pitts (1983), Brand et al. (1984), entre outros, verificaram que a infiltração das águas nos maciços provoca um efeito adverso na estabilidade. Assim, concluíram que a relação entre a infiltração e a mudança de FS deveria ser quantificada de modo a existir uma melhor compreensão da variação do fator de segurança (FS) perante mudanças climáticas.

Guidicini e Nieble (1984) apresentam uma correlação entre as intensidades de pluviosidade e os escorregamentos, onde concluem que a precipitação é o fator mais relevante para a ocorrência de escorregamentos em taludes, e que embora a elevada precipitação seja uma condição necessária, nem sempre é uma condição suficiente para desencadear o escorregamento.

Brand et al. (1984), a partir da análise dos deslizamentos ocorridos na década de 70 em Hong Kong, conclui que a maioria dos escorregamentos são induzidos por chuvas de curta duração e de elevada intensidade, ocorrendo a rotura perante o pico de precipitação horária. Este autor refere ainda que a precipitação antecedente acumulada não é um fator relevante na ocorrência de deslizamentos de terra, exceto nos casos de menor ocorrência de deslizamentos de terras que ocorrem sob chuvas de pequena intensidade e de curta duração.

Carregã e Balzan (1997) através da análise da estabilidade de uma encosta concluem que as tensões efetivas variam em função das pressões intersticiais induzidas pelo clima. Os autores chegam à conclusão de que em períodos em que as pressões intersticiais são elevadas e as tensões efetivas reduzidas, a tensão efetiva aproxima-se do estado limite último, já em períodos secos as tensões efetivas aumentam e distanciam-se do estado limite último.

Vieira et al. (1997) referem que as razões mais relevantes que podem provocar os escorregamentos são a pluviosidade aliada à estrutura e propriedades do solo e das rochas tais como inclinação, configuração do terreno, direção, constituição, génese, atrito interno, etc.

Tsige (1998) considera que os taludes sofrem deformações irreversíveis perante várias sucessões de molhagem e secagem do solo que induzem a expansão e contração cíclica das partículas, fragilizando assim a sua resistência ao corte.

Gonzalez et al. (1999) indicam que a infiltração da água da chuva no solo provoca diminuição das tensões efetivas bem como o aumento das poro-pressões, que por sua vez vão ocasionar a redução da sucção que anteriormente se verificava no maciço baixando a sua resistência e deste modo provocando a instabilidade e rotura do mesmo.

Lemos e Quinta Ferreira (2004) elaboraram um estudo relativo ao escorregamento de terras na encosta da Av. Elísio de Moura em Coimbra, ocorrido em 2000, onde verificaram que a pluviosidade acumulada no ano 2000/2001 foi cerca de 70% superior à média e foi o ano de maior pluviosidade após a construção do prédio e moradias, e verificaram também que as instabilizações coincidem com as zonas da curva de precipitação acumulada de maior inclinação, ou seja, períodos de intensa pluviosidade (chuvas diárias superiores a 12 mm). Os autores concluíram que precipitações diárias superiores a 12 mm e uma acumulação de 50 mm são suficientes para causar deslizamentos na zona de Coimbra.

Quinta Ferreira et al. (2006) elaboraram um estudo relativo à influência de deslizamentos dos pelitos em Coimbra, ocorridos até 2003, onde se concluiu que as instabilizações normalmente se verificavam entre Outubro e Abril, face a precipitações acima da média mensal entre o ano de 1864 a 2003.

3 O TALUDE DA PS3 DA A13

3.1 Considerações gerais

O presente capítulo tem como objetivo descrever o talude, mais precisamente, na Passagem Superior 3 (PS3), localizado na zona de Ceira, Coimbra. Após a escavação do talude do lado direito (sentido sul-norte), foi detetada a formação de fendas junto do pilar P3, indicadores de instabilização do maciço, o que obrigou ao reforço das medidas estabilizadoras já implementadas. Com base em dados fornecidos pela empresa ASCENDI, analisou-se a origem do problema recorrendo à análise de instrumentação, principalmente inclinómetros. A solução adotada para a estabilização do mesmo, foi a execução de pregagens de consolidação do maciço e revestimento com betão projetado, além do reperfilamento na zona superior, de forma a diminuir a carga e melhorar a estabilidade do talude. Na Figura 3.1 é apresentada a vista em planta da PS3 e da zona do talude em estudo.



Figura 3.1 – Vista em planta da PS3 e do talude em estudo (direção sul-norte). Imagem retirada do Google Maps (2017).

A Figura 3.2 mostra a vista geral do talude do lado direito, pelo que se pode notar que o pilar P3 assenta diretamente sobre a zona superior do segundo pano.



Figura 3.2 – Fotografia do talude em estudo a sul da PS3 (depois da estabilização).

Na Figura 3.3 é apresentada a vista da estrada para a PS3 e o talude em estudo.



Figura 3.3 – Vista da estrada para o talude em estudo na direção sul-norte (depois da estabilização). Imagem retirada do Google street view (2017).

3.2. Local

A Passagem Superior PS3 localiza-se próxima do Km 5+311, no lanço do IC3 – Condeixa / Coimbra (Lote 3), da subconcessão do Pinhal Interior.

O tabuleiro fica apoiado sobre 3 pilares (Pilares P1, P2 e P3), que descarregam as cargas em fundações superficiais, de dimensões em planta de 4,00x8,00 m. Relativamente aos encontros, estes terão também fundações superficiais, com dimensões em planta de 3.25x9.34 m em ambos os encontros.

Na Figura 3.4 é apresentado o corte longitudinal da estrutura, com a indicação dos elementos estruturais referidos anteriormente. Na Figura 3.5 é apresentada a planta de implantação da obra de arte com indicação da localização das sondagens S36-L3 e S37-L3. A sondagem S35-L3 localiza-se a 150 m a sul do local por isso não é apresentada na planta.

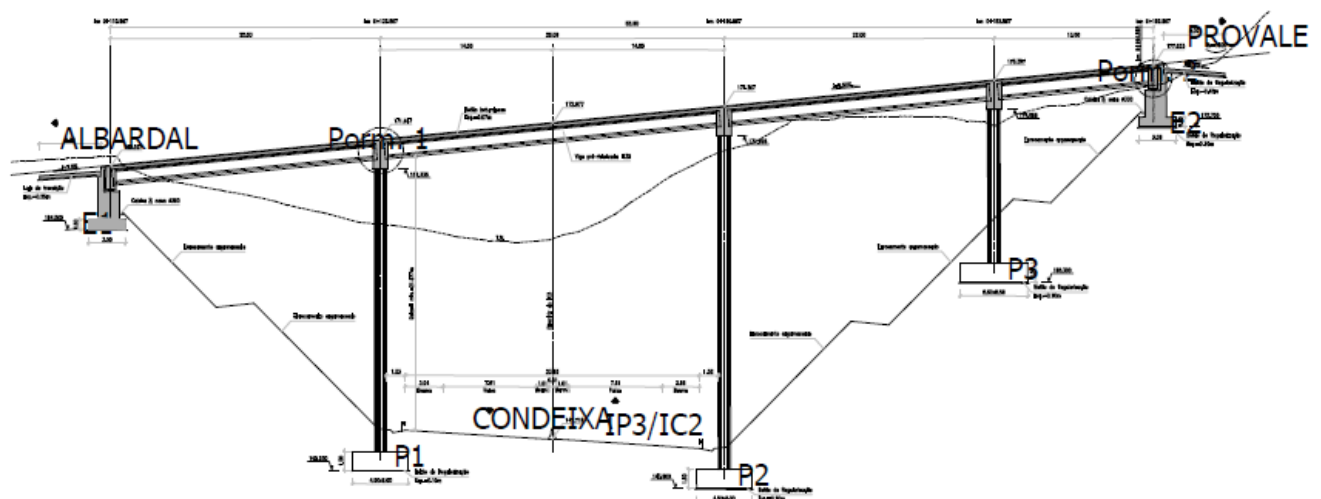


Figura 3.4 – Corte longitudinal da estrutura, da esquerda para a direita: E1, P1, P2, P3 e E2. (Dimeconsult, 2011).

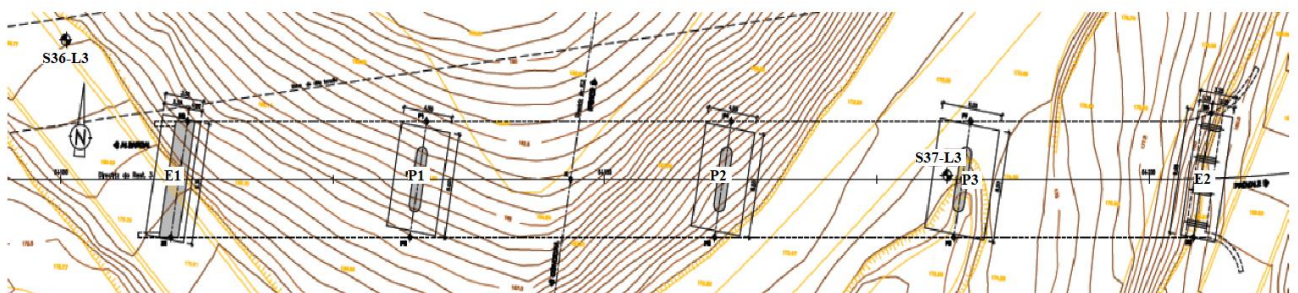


Figura 3.5 – Planta de implantação da obra de arte com indicação da localização das sondagens.

3.3 Geologia

De acordo com a informação existente, o traçado da auto-estrada desenvolve-se em algumas zonas a meia-encosta, segundo uma orientação genérica S-N, sobre formações sedimentares e metamórficas, com idades compreendidas entre o Proterozóico Superior e o Jurássico.

Foram identificados alguns depósitos holocénicos – aterros de natureza antrópica e aluviões associados a linhas de água e a zonas baixas.

No que diz respeito à obra de arte em estudo, a sua implantação ocorre em terrenos do Proterozóico Superior, série Negra (P_{SN}) da zona de Ossa Morena, constituída por Xistos de cor castanho amarelados e castanho acinzentados.

3.4 Prospecção geotécnica

A caracterização geológica da zona de implantação da estrutura resulta da interpretação das 3 sondagens mecânicas realizadas, localizadas junto à zona de implantação do encontro E1, no local do pilar P3 e ainda uma mais afastada, executada a cerca de 150 m a sul do local de implantação da obra de arte, ao eixo do futuro IC3 (Dimeconsult, 2013).

As sondagens permitiram a amostragem do terreno atravessado e a realização de ensaios SPT, espaçados em profundidade de 1,5 m, permitindo o reconhecimento do mesmo, as mesmas foram realizadas antes do reperfilamento do talude.

A caracterização dos terrenos, no local de implantação da obra de arte, foi baseada na informação constante no Estudo Geológico – Geotécnico.

No furo de sondagem e de acordo com o avanço da perfuração, procedeu-se à execução de ensaios de penetração dinâmica com sonda normalizada (SPT “Standard Penetration Test” – Terzaghi) com intervalos de cerca de 1,5 m e sempre que se verificasse uma variação substancial na natureza dos terrenos. A uma primeira penetração de 15 cm, seguiu-se uma segunda fase de 30 cm, suspendendo-se o ensaio logo que o número de pancadas atingisse as 60, em qualquer das fases.

No Quadro 3.1, que se apresenta de seguida, resumem-se as informações gerais acerca das sondagens realizadas.

Quadro 3.1 – Quadro resumo das características da sondagem de prospeção executada.

Sondagens	Localização (Km)	Comp. (m)	Formações Interessadas			Nível Freático (m)	
			Profundidades	Unidades Litoestratigráficas / Grau de alteração	Descrição		
S35 - L3	5+160	13	0,0 - 4,0 m	P _{SN}	W ₅	Xisto decomposto	0,8
			4,0 - 13,0 m		W ₄₋₅	Xisto castanho	
S36 - L3	5+313	35	0,0 - 3,0 m	P _{SN}	-	Silte arenoso, solo residual	-
			3,0 - 19,5 m		W ₅₋₄	Xisto decomposto	
			19,5 - 35,0 m		W ₄₋₃	Xisto negro	
S37 - L3	5+315	35	0,0 - 9,0 m	P _{SN}	-	Silte arenoso, solo residual	-
			9,0 - 25,0 m		W ₄₋₅	Xisto decomposto	
			25,0 - 35,0 m		W ₄₋₃	Xisto negro	

Com base na informação obtida nas sondagens S36 e S37, que se consideram ser mais representativas do cenário geológico-geotécnico da zona de implantação da obra de arte, foram detetados materiais pertencentes à série Negra (P_{SN}) da zona de Ossa Morena.

Superficialmente foi detetada uma camada de solo residual de xisto que apresenta espessuras variáveis entre os 3,0 e os 9,0 m, para as sondagens S36 e S37, respetivamente. Esta camada de solo residual, constituída por silte arenoso, apresenta uma compacidade crescente com a profundidade, sendo registados valores nos ensaios de SPT de $12 \leq N_{SPT} \leq 47$.

Importa referir que a camada com maior espessura de solo residual foi detetada na zona do talude do lado direito (sentido sul-norte). Subjacente à camada de solo residual, desenvolve-se o maciço rochoso de xisto negro com características sucessivamente superiores em função da profundidade. Assim, o maciço apresenta-se muito alterado a decomposto (W₄₋₅) até profundidades da ordem dos 20 a 25 m, passando a medianamente alterado a muito alterado (W₄₋₃) para maiores profundidades.

3.5 Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos a considerar para os diversos materiais foram admitidos pela empresa de forma a efetuar a análise de estabilidade global da solução preconizada. Para esse efeito, foram tidos em consideração os dados da prospeção geotécnica.

Os parâmetros geotécnicos dos materiais foram considerados com base na experiência da ELSAMEX no trabalho com materiais de características semelhantes e com base nas

correlações existentes na bibliografia da especialidade, as quais, no presente caso, têm em conta os dados obtidos nos ensaios de campo realizados, nomeadamente a sua litologia e o número de pancadas obtido nos ensaios SPT. No Quadro 3.2 são apresentados os referidos parâmetros geotécnicos, que se podem ainda assim, considerar como conservativos.

Quadro 3.2 – Parâmetros geotécnicos dos materiais.

Material	γ (kN/m ³)	Φ' (°)	c' (kN/m ²)
Solo residual de Xisto	23	33	5
Xisto decomposto / descomprimido (P _{SN})	23	35	10
Xisto (P _{SN})	23	35	20

3.6. Instrumentação - inclinómetros

Foram analisados os dados fornecidos pelos inclinómetros após a estabilização do talude, representados em anexo na Figura A.5, tendo sido efetuada a diferença de deslocamentos entre pontos das profundidades analisadas e através disso concluiu-se qual(ais) a(s) profundidade(s) crítica(s) para cada inclinómetro, que são as profundidades onde se obtiveram os maiores deslocamentos relativos.

O reperfilamento do talude em planta encontra-se apresentado em anexo, com a indicação da localização dos inclinómetros. De seguida apresenta-se o Quadro 3.3, onde se indicam as profundidades críticas.

Quadro 3.3 – Profundidades críticas, onde se obtiveram os maiores deslocamentos relativos.

Inclinómetro nº	Profundidade(s) crítica(s) [m]		
1	3	13	-
4	1	-	-
5	14	-	-
9	2	4	7
10	3	9	12
11	17	20	-
14	16	18	43
15	40	45	-
16	39	42	60
17	14	16	-
18	53	56	59
19	36	41	-

Na Figura 3.6 são apresentados os deslocamentos relativos críticos, em mm, assinalados nas profundidades críticas, em m, com indicação da direção do deslocamento.

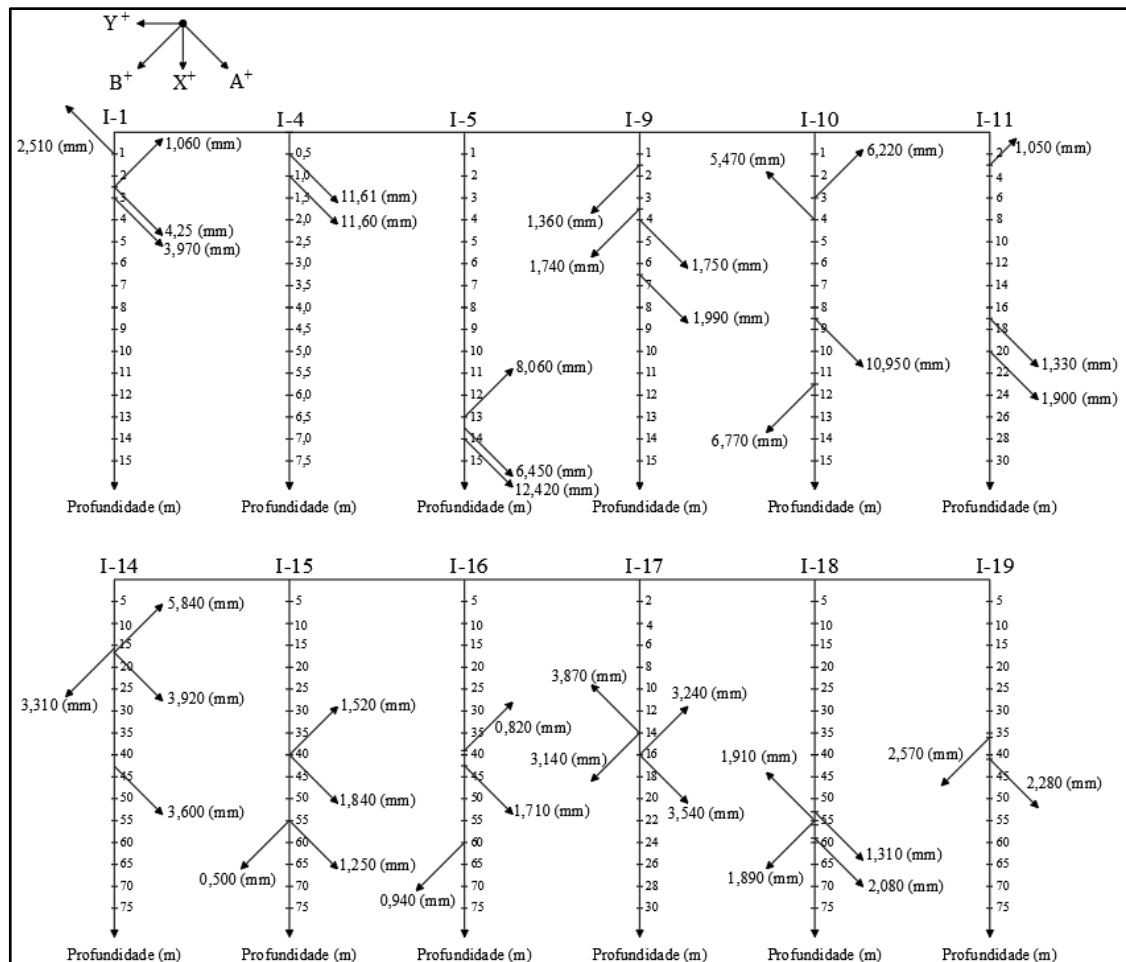


Figura 3.6 – Deslocamentos relativos críticos (mm) assinalados nas profundidades críticas (m), com indicação da direção do deslocamento.

Pode-se verificar pela análise da Figura 3.6 e A.5 e do Quadro 3.3, que o sítio que obteve maiores deformações era a zona do pilar e envolvente, local onde predominantemente existe o material xisto negro. Na Figura A.6 são apresentadas as possíveis envolventes de rotura, obtidas através da representação das profundidades críticas no perfil do talude pelos inclinómetros I-1, I-10, I-14 e I-15.

4 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS DOS ENSAIOS EFETUADOS

4.1 Considerações iniciais

O presente capítulo tem o objetivo de descrever as metodologias e equipamentos utilizados nos ensaios laboratoriais. De forma a classificar e caracterizar mecanicamente o solo foram efetuados ensaios de identificação (análise granulométrica e determinação dos limites de consistência do solo), ensaios de corte anelar rotativo, e ensaios edométricos, respetivamente.

4.2 Ensaio de Identificação

4.2.1 Análise granulométrica

Foram efetuados ensaios de análise granulométrica, segundo a especificação E196-1966 que engloba a peneiração e a sedimentação, com o objetivo de determinar a curva granulométrica, ou seja, a distribuição das dimensões das partículas.

A peneiração é efetuada para partículas de maiores dimensões, até 0,074 mm, em que a amostra é submetida a um conjunto de peneiros com dimensões de abertura decrescente, que vai até ao peneiro nº 200, correspondente a 0,074 mm. Assim, ao longo deste processo, pesam-se as frações retidas em cada peneiro e calcula-se a percentagem de partículas, obtendo-se a curva granulométrica correspondente à fração grossa.

A distribuição das partículas com dimensão igual ou inferior a 0,074 mm é efetuada através do ensaio de sedimentação, no qual se averigua a relação entre a densidade do fluido em função da quantidade de partículas em suspensão na água, ao longo de vários intervalos de tempo. Este processo permite a determinação da distância do nível de suspensão ao centro de impulsão do densímetro, visto que a lei de Stokes determina a velocidade como as partículas se depositam. Contudo, visto que a viscosidade do meio e o peso específico do fluido variam com a temperatura, é necessário efetuar a correção das leituras do densímetro, pelo que se efetua a calibração do densímetro para a determinação da percentagem de partículas de diâmetro inferior

às partículas esféricas de diâmetro D , através de curvas de calibração efetuadas conforme a norma.

4.2.2 Determinação dos Limites de Consistência

Para a determinação dos limites de consistência recorreu-se à norma NP-143 (1969) para a determinação dos limites de liquidez (w_L) e de plasticidade (w_P). Uma vez que pela granulometria se conclui que estamos na presença de solos finos, ou seja, partículas inferiores a 0,074 mm, a variação do teor em água pode conduzir a comportamentos distintos do solo, os quais podem ser separados de acordo com o teor em água correspondente ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade.

A determinação do limite de liquidez foi efetuada através de duas formas, uma utilizando a norma especificada através da concha de Casagrande, e outra pela norma britânica BS 1377:1975 através do ensaio do Cone Penetrómetro. O índice de plasticidade (IP) foi determinado posteriormente, que resulta da diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade $IP=w_L-w_P$.

4.3 Ensaios de Caracterização Mecânica

4.3.1 Ensaio de Caixa de Corte Anelar Rotativo

4.3.1.1 Descrição do Ensaio (Equipamento e Preparação das Amostras)

Em meados da década de 1970, o ensaio de caixa de corte rotativo (Figura 4.1) tornou-se reconhecido como o melhor método para medir a resistência ao corte residual de solos argilosos, devido à sua capacidade de aplicar grandes deslocamentos sem inversão da direção de corte. Bromhead (1979) desenvolveu um dispositivo de caixa de corte rotativo simples e robusto que era capaz de executar os ensaios mais rapidamente do que outros dispositivos, uma vez que as pressões de água nos poros se dissipam mais rapidamente porque a distância que a água tem de percorrer para abandonar a camada é menor. Este ensaio permite conhecer a resistência ao corte de um solo remexido, cortado contra uma interface muito rugosa (anel de bronze superior), numa superfície próxima da interface ao longo do deslocamento.

A amostra deve ser convenientemente preparada antes do ensaio, sendo utilizado um teor em água próximo do limite de plasticidade, pois as condições iniciais não influenciam a resistência residual, sendo posteriormente colocada na célula anelar de 100 mm de diâmetro externo, 70

mm de diâmetro interno e 5 mm de espessura, sendo o solo pressionado e nivelado com o auxílio de uma espátula.

Neste ensaio são aplicadas tensões normais à amostra que, através de pesos colocados no suporte e de uma alavanca com um braço de relação 1:10, transmite a carga aplicada no suporte à placa anelar de bronze colocada na parte superior da amostra. Deve-se escolher uma velocidade de rotação na parte inferior da célula de corte antes de iniciar o ensaio, enquanto o anel superior, que possui um braço de torção, é impedido de girar por reação num par de anéis dinamométricos. O registo da deformação destes anéis, previamente calibrados, permite a determinação da força resistente de corte em qualquer fase do ensaio.

De forma a ser escolhida a velocidade de corte do ensaio de corte rotativo, utilizou-se o método descrito por Meehan et al. (2007), cujos autores efetuaram ensaios utilizando o aparelho de corte rotativo de Bromhead, com um diâmetro interior de 70 mm, exterior de 100 mm e uma espessura inicial (antes da consolidação) de 5 mm.

Para se dar início ao ensaio de corte rotativo começou-se com uma tensão de 500 kPa, e deixou-se consolidar; após ter atingido o equilíbrio deu-se início ao corte, pelo que foi necessário efetuar o estudo da velocidade de corte, através do procedimento utilizado no ensaio edométrico, pelo método de Casagrande. Posto isto, foi calculada a velocidade para o corte do ensaio, em que se tentou minimizar as pressões intersticiais induzidas pelo mesmo, pelo que a velocidade de corte foi escolhida tendo em consideração a seguinte expressão, para velocidades de corte rotativo lentas (ASTM D 6467-99):

$$Vel. Corte = \frac{Desl. inicial}{Tempo inicial} = \frac{5 mm}{50 \times t_{50}} \quad (4.1)$$

Através do procedimento do ensaio edométrico, é sabido que para um grau de saturação (S) de 100%, os valores para o T_v são de 1.125 e 0.186, respetivamente para S_{95} e para S_{50} .

$$t_{50} = \frac{\lambda^2 \cdot T_v 50}{C_v} \quad (4.2)$$

$$t_{95} = \frac{\lambda^2 \cdot T_v 95}{C_v} \quad (4.3)$$

Efetuando a divisão de ambos os fatores:

$$\frac{t_{50}}{t_{95}} = \frac{T_v 50}{T_v 95} = \frac{0.186}{1.125} = 0.165 \quad (4.4)$$

Substituindo na expressão anterior o valor de t_{50} por 0.165 e assumindo que t_{95} corresponde a 1, vem que:

$$Vel. Corte = \frac{5 mm}{50 \times t_{50}} = \frac{5 mm}{50 \times 0.165} = \frac{5 mm}{8.25} \quad (4.5)$$

Substituindo o valor de 8.25 por 10, por ser mais conservativo:

$$Vel. Corte = \frac{5 mm}{10} = 0.5 mm/min \quad (4.6)$$

Para a escolha da velocidade de corte utilizada utilizou-se o valor de 0.1 mm/min, que é inferior ao valor calculado, e desta forma garante-se que o corte é drenado.

t_{50} – Tempo requerido para a amostra atingir 50% de consolidação na tensão normal especificada;

t_{95} – Tempo requerido para a amostra atingir 95% de consolidação na tensão normal especificada.



Figura 4.1 – Caixa de corte anelar rotativo: a) aspecto geral, b) pormenor da caixa de Bromhead. c) dispositivos que registam a deformação vertical e a força resistente ao corte.

4.3.1.2 Determinação da Resistência

Considerando-se uma distribuição de tensões uniforme para o cálculo das tensões normais efetivas e de corte, bem como para o coeficiente de resistência, de acordo com Bishop et al. (1971), é possível a determinação do respetivo ângulo de atrito interno (ϕ'):

$$tg(\phi') = \frac{\tau}{\sigma'_n} \quad (4.7)$$

Onde:

τ – Tensão tangencial;

σ'_n – Tensão efetiva.

Utilizou-se o procedimento descrito pela norma para o ensaio de corte rotativo (WF 25850), para os passos seguintes.

A tensão efetiva é determinada através de:

$$\sigma'_n = \frac{98.1W \cdot 10^3}{\pi(R_2^2 - R_1^2)} \quad (4.8)$$

Em que:

W – Peso aplicado (kg);

R_1 – Raio interno da amostra ($R_1 = 50$ mm);

R_2 – Raio externo da amostra ($R_2 = 35$ mm).

E a tensão tangencial é determinada através da expressão apresentada seguidamente:

$$\tau = \frac{3(A+B)L \cdot P_F \cdot 10^3}{4\pi(R_2^3 - R_1^3)} \quad (4.9)$$

Em que:

A – Força tangencial obtida no anel A (N);

B – Força tangencial obtida no anel B (N);

L – Distância entre o peso aplicado e o anel ($L = 200$ mm);

P_F – Fator de correção do anel (N/div);

R_1 – Raio interno da amostra ($R_1 = 35$ mm);

R_2 – Raio externo da amostra ($R_2 = 50$ mm).

Para o cálculo das forças aplicadas nos anéis é necessário conhecerem-se as calibrações que relacionam a carga N com o número de divisões de cada anel. Para o equipamento utilizado, estas calibrações são apresentadas em Anexo.

As expressões que permitem determinar o deslocamento horizontal durante o corte da amostra são:

$$D = \theta \cdot r \quad (4.10)$$

$$d = \frac{(A+B)F \cdot r}{2R} \quad (4.11)$$

Em que:

D – Deslocamento horizontal devido ao ângulo de rotação do anel (mm);

θ – Ângulo de rotação do anel (rad);

r – Raio médio da amostra ($r = 42,5$ mm);

- d – Deslocamento linear na parte superior da amostra devido à compressão dos dois anéis (mm);
A – Força tangencial obtida no anel A (N);
B – Força tangencial obtida no anel B (N);
F – Fator de correção do anel (mm/div);
R – Distância de entre os dois raios da amostra ($R_2 - R_1 = 15 \text{ mm}$).

Obtendo-se a equação final que permite obter o deslocamento horizontal através de:

$$\delta_h = D - d \quad (4.12)$$

As relações obtidas através das expressões anteriores, referentes à relação τ/σ' vs δ_h são evidenciadas nas figuras do Capítulo 5.

4.3.1.3 Características específicas deste tipo de ensaio

Este tipo de ensaio apresenta, por ser do tipo rotativo, duas grandes vantagens:

- O valor da tensão normal mantém-se constante durante todo o ensaio, o que permite avaliar de um modo mais correto as tensões e conseqüentemente a resistência ao corte;
- Os deslocamentos a que a amostra está sujeita são obtidos numa única direção, o que permite que não exista um limite para o mesmo, até que seja obtido o estado residual, simulando deste modo condições reais de deslocamento;

Deste modo pode-se determinar a resistência de pico e residual, sendo importante salientar que a resistência de pico obtida, por resultar de uma amostra remexida, é inferior à de uma amostra indeformada, podendo ser próxima da resistência ao corte a volume constante.

Segundo Bromhead (1979) e Pinto (1987), os erros relevantes no uso deste equipamento são os seguintes:

- Utilizando cargas reduzidas ou materiais de baixa resistência, as medições das cargas aplicadas são pouco exatas, pelo que se deve ajustar os anéis de modo a reagirem perto do eixo, diminuindo assim os erros referidos;
- Atrito existente entre o solo e o prato superior, devido a uma possível inclinação do prato superior e/ou devido à eventual presença de solo retido entre o prato e os anéis;
- Influência do atrito lateral na interface solo/anéis nas tensões de corte, caso a superfície de deslizamento não se forme logo abaixo do contacto prato superior/solo, apesar de não ter um valor significativo;
- A mobilização de tensões de corte uniformes pode não existir devido ao mau contacto entre os anéis e a placa de torção.

4.3.2 Ensaio Edométrico

4.3.2.1 Descrição do ensaio (Equipamento e preparação das amostras)

O ensaio edométrico é o ensaio laboratorial que permite obter os parâmetros do solo caracterizadores da sua compressibilidade e consolidação.

O ensaio edométrico é realizado num aparelho designado por edómetro (Figura 4.2), onde uma amostra cilíndrica, com dimensões, em geral, de 19 mm de espessura e 70 mm de diâmetro é solicitada, variando a tensão vertical com a deformação radial nula:

- O solo encontra-se submerso;
- O solo encontra-se confinado, sendo as deformações radiais ou horizontais nulas (anel rígido);
- O fluxo do fluido é vertical (anel impermeável).

O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) de um solo diminui com o aumento da tensão efetiva.

O processo de deformação nas argilas saturadas dá-se pela expulsão da água existente nos seus vazios. O tempo de duração deste processo depende da permeabilidade da argila, que é muito baixa, e da compressibilidade, que pode ser muito elevada, em amostras normalmente consolidadas.

O principal parâmetro que pode ser obtido a partir deste ensaio laboratorial é o tempo de consolidação, que por sua vez permite determinar o coeficiente de consolidação c_v , o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v e o coeficiente de permeabilidade do solo, k_v , através da expressão apresentada de seguida:

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \Leftrightarrow k_v = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (4.13)$$

Os índices de vazios em cada estágio de carregamento são calculados a partir do índice de vazios inicial do provete e da redução de altura. A maneira convencional de apresentar os resultados é apresentar a curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva.

Uma amostra é colocada num anel rígido ajustado numa célula de compressão edométrica, conforme Figura 4.2. Acima e abaixo da amostra, são colocadas pedras porosas, que permitem a saída da água. A célula edométrica é colocada numa prensa, para aplicação das cargas axiais.

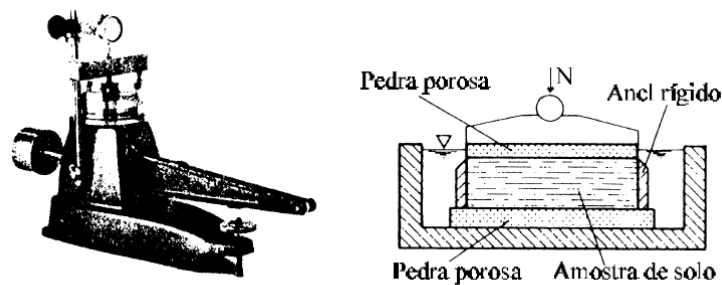


Figura 4.2 – Aparelho edométrico: a) vista exterior; b) corte na célula edométrica.

Quando as tensões verticais efetivas são colocadas em escala logarítmica, distinguem-se três ramos de comportamento distintos do solo: o ramo de recompressão, o ramo de compressão virgem e o ramo de expansão, como indicado na Figura 4.3.

O ramo de recompressão é caracterizado pelo comportamento menos compressível do solo, indicado pela pequena inclinação da curva de compressão. Quando a tensão vertical efetiva atinge o valor da tensão de pré-consolidação (σ'_p), que corresponde ao valor máximo de tensão vertical efetiva a que um solo esteve submetido durante a sua história, há um aumento brusco da compressibilidade do solo, dando-se início ao ramo de compressão virgem. O ramo de expansão é aquele correspondente a um ciclo de descarga e recarga no ensaio edométrico.

O comportamento do solo nestas condições é representado por estes ramos da curva de compressão unidimensional, que por sua vez, são definidos pelos seus parâmetros de compressibilidade: tensão de pré-consolidação (σ'_p), índice de recompressibilidade (C_r), índice de compressibilidade (C_c) e índice de expansibilidade (C_s), indicados na Figura 2.5.

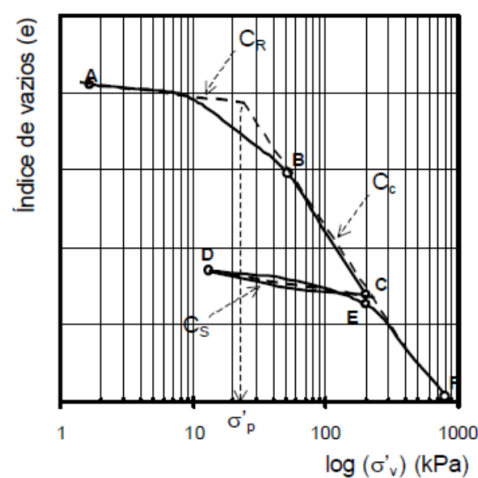


Figura 4.3 – Curva (e - $\log \sigma'_v$) obtida a partir de um ensaio edométrico: Curva real obtida diretamente do ensaio (a cheio) e curva teórica (a tracejado).

Foram preparadas duas amostras, uma para o xisto negro, no Edómetro 2 e outra para o xisto castanho, no Edómetro 3, ambos de pequena capacidade de carga. O diâmetro de cada anel edométrico é de 70 mm e a altura é de 19 mm. A tensão efetiva vertical aplicada inicialmente corresponde a 8,54 kPa, sendo posteriormente o seu valor duplicado para cada patamar de carga, até ao patamar em que se atinge 3603,66 kPa; após se atingir este valor começa a fase de descarga até ao valor de 451,78 kPa, sendo cada patamar de carga geralmente efetuado em 24 horas. Os tempos de medição são efetuados de acordo com o Quadro 4.1, com uma maior frequência no início de cada fase de carga uma vez que é quando ocorrem os maiores assentamentos.

Quadro 4.1 – Tempos de medição para cada patamar de carga.

Frequência	Duração (min.)
2 s	2
5 s	5
30 s	8
2 min	15
5 min	90
30 min	até final

Em seguida são identificadas as componentes do ensaio edométrico. O aparelho consiste em duas zonas distintas, com a área do sistema de aplicação do carregamento e a área do sistema de medição das deformações da amostra durante a aplicação do carregamento, que pode ser manual ou automático, sendo neste caso utilizado um LVDT e as leituras automatizadas. Na Figura 4.4 é apresentado o LVDT e o computador onde são registados os dados, na Figura 4.5 são identificadas as partes constituintes do edómetro, e na Figura 4.6 é apresentada uma descrição das partes constituintes da célula edométrica.



Figura 4.4 – a) LVDT (transdutor). b) Computador para registo dos dados automáticos.

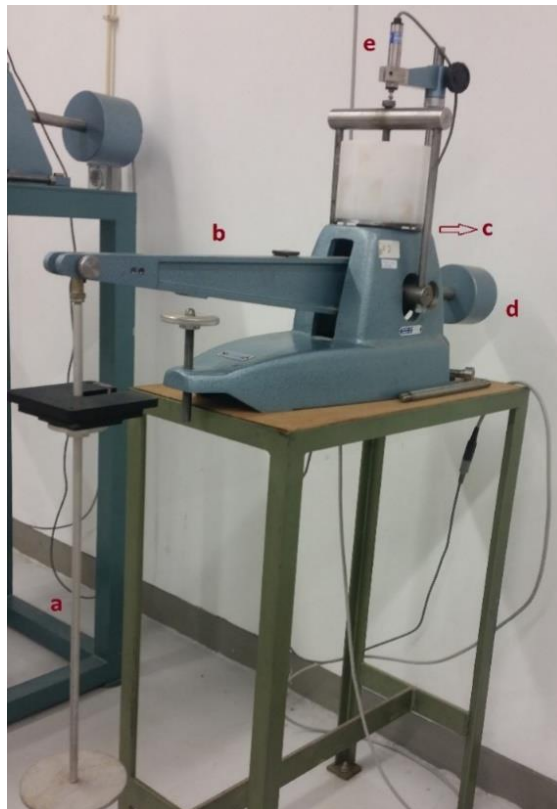


Figura 4.5 – Partes constituintes do Edómetro: a) Suporte para colocação dos pesos (P); b) Braço da alavanca; c) Peça para transferir a carga para a amostra; d) Contrapeso; e) LVDT.



Figura 4.6 – Partes constituintes da célula edométrica: a) Célula edométrica; b) Peça de fixação do anel; c) Anel Edométrico; d) Pedra porosa inferior; e) Pedra porosa superior; f) Peça para distribuir a carga uniformemente por toda a área da amostra.

4.3.2.2 Determinação de Parâmetros

No final do ensaio, retiram-se as amostras, pesa-se cada amostra e mede-se a altura final, e determinam-se os teores de humidade, w_f . Uma vez conhecida a densidade das partículas sólidas, $G=2,7$, obtém-se o índice de vazios final, e_f , através de:

$$e = \frac{w \cdot G}{S} \Leftrightarrow e_f = w_f \cdot G \quad (4.14)$$

Uma vez conhecido o índice de vazios final, e_f , pode-se determinar o índice de vazios inicial, e_0 , através de:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot H_0 \Leftrightarrow \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e_f}{1+e_0} \Leftrightarrow e_0 = \frac{e_f - \Delta H/H_0}{1 + \Delta H/H_0} \quad (4.15)$$

O valor do índice de vazios em cada instante, para cada escalão de carga ou descarga i é determinado através de:

$$\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \Leftrightarrow \Delta e = \frac{1+e_0}{H_0} \cdot \Delta H \Leftrightarrow e_{fi} = e_0 + \frac{1+e_0}{H_0} \cdot \Delta H_i \quad (4.16)$$

No final do ensaio edométrico obtém-se uma curva H-t.

A partir dos resultados do ensaio edométrico é possível obter:

- Uma curva ($\Delta H - \log t$) por cada escalão de carga ou descarga, as quais permitem estimar o parâmetro do solo que determina o tempo de consolidação – coeficiente de consolidação, c_v (método de Casagrande);
- Uma curva ($\Delta H - \sqrt{t}$) por cada escalão de carga ou descarga, as quais permitem igualmente determinar c_v (método de Taylor).

É possível obter também a relação ($e - \sigma'_v$), que permite determinar o valor das deformações numa camada de solo sob determinado carregamento através de:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot H_0 \Rightarrow \Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma'_v \cdot H_0 \quad (4.17)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (4.18)$$

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (4.19)$$

Onde:

m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrico;

a_v – Coeficiente de compressibilidade.

A relação $(e - \log \sigma'_v)$ permite determinar o valor da tensão de pré-consolidação $(\sigma'_{p'})$, e o valor das deformações numa camada de solo sob determinado carregamento através de:

$$\Delta H = \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_r \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{p'}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{H_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{p'}} \right) \quad (4.20)$$

Onde:

C_r – Índice de recompressibilidade (declive dos ramos de recarga ou descarga);

C_c – Índice de compressibilidade (declive do ramo virgem).

$$C_r \approx C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| \approx 1/5 \text{ a } 1/10 \text{ de } C_c \quad (4.21)$$

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \right| \quad (4.22)$$

Por Terzaghi e Peck (1948):

$$C_c \approx 0,009 \cdot (w_L - 10) \quad (4.23)$$

Segundo Lemos (2001):

$$C_c = 0,5 \cdot G \cdot (IP), \text{ com } IP = w_L - w_P \quad (4.24)$$

Para a determinação do coeficiente de consolidação, c_v , são utilizados dois métodos comparativos, o método de Casagrande e o método de Taylor, explicitados em seguida.

Pelo método de Casagrande são seguidos os seguintes passos:

- Os resultados obtidos no ensaio edométrico são representados, para cada escalão de carga, no sistema de eixos $\Delta H - \log t$;
- Traçam-se duas tangentes à curva, uma tangente no ponto de inflexão da curva e outra acompanhando o final da curva; a ordenada do ponto de intersecção das duas curvas corresponde ao assentamento ΔH_{100} , isto é, ao fim da consolidação primária;
- A parte inicial da curva é corrigida de modo a determinar o assentamento real correspondente à consolidação primária (início da consolidação), determinando o assentamento imediato ΔH_0 ;
- Tomam-se dois instantes iniciais, tal que:

$$t_B = 4 \times t_A \quad (4.25)$$

Então: $\Delta H_B = 2 \times \Delta H_A \quad (4.26)$

No final: $\Delta H_0 = \Delta H_A - (\Delta H_B - \Delta H_A) \quad (4.27)$

- De seguida determina-se o assentamento correspondente a metade do assentamento por consolidação primária, ΔH_{50} , em que a abcissa correspondente é t_{50} , Figura 4.7;

$$\Delta H_{50} = \Delta H_{100}/2 \quad (4.28)$$

$$\Delta H_{100} = \Delta H_{100} - \Delta H_0 \quad (4.29)$$

$$\Delta H = \Delta H_0 + \Delta H_{cp} + \Delta H_{cs} \quad (4.30)$$

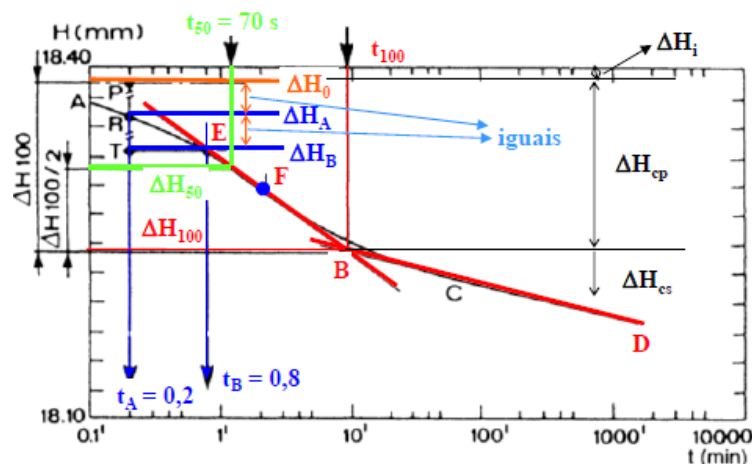


Figura 4.7 – Determinação de ΔH_{50} , $\Delta H_0 = \Delta H_i$, ΔH_{cp} e ΔH_{cs} .

- Tendo em conta que para o valor de $U_z = 50\%$, o valor de $T_v = 0,197$, e sabendo que:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{d^2} \quad (4.31)$$

Sendo:

U_z – Grau de consolidação médio;

T_v – Fator tempo;

c_v – Coeficiente de consolidação;

t – Tempo;

d – Distância máxima que uma partícula de água tem que percorrer para encontrar a fronteira drenante.

E sabendo que no ensaio edométrico, $d = H/2$, é então obtido:

$$c_v^{Casagrande} = \frac{0,197 \cdot \left(\frac{H_{amostra}}{2}\right)^2}{t_{50}} \quad (4.32)$$

Pelo método de Taylor são seguidos os seguintes passos:

- No sistema de eixos $\Delta H - \sqrt{t}$ marcam-se, para cada escalão de carga, os resultados obtidos;
- O troço inicial da curva, aproximadamente linear, é ajustado por uma linha reta. A intersecção dessa reta com o eixo vertical fornece o valor do assentamento imediato, ΔH_0 , marcando o início da consolidação primária.
- É determinado o valor de t_{90} , o tempo correspondente a 90% da consolidação primária, considerando que $\sqrt{t_{90}}$ diz respeito ao valor da curva que é 1,15 vezes superior ao valor situado, para a mesma deformação, sobre o troço linear anteriormente traçado, Figura 4.8.

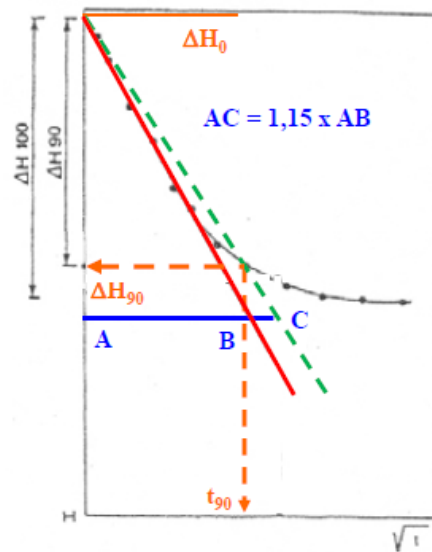


Figura 4.8 – Determinação de t_{90} .

- Tendo em conta que para o valor de $U_z = 90\%$, o valor de $T_v = 0,848$, e pela expressão de T_v referida anteriormente, obtém-se então:

$$C_v^{Taylor} = \frac{0,848 \cdot \left(\frac{H_{amostra}}{2}\right)^2}{t_{90}} \quad (4.33)$$

5 TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO

5.1 Considerações gerais

Neste capítulo são expostos os processos de recolha de amostras e o seu tratamento até à fase de ensaio. Também são apresentados os resultados dos ensaios efetuados, necessários para a caracterização das amostras recolhidas, assim como é efetuada a determinação da resistência ao corte em termos de tensão efetiva, obtidos a partir do ensaio da caixa de corte anelar rotativo; e ainda a determinação dos coeficientes de compressibilidade e consolidação do solo, obtidos pelo ensaio edométrico.

A resistência residual tem ênfase uma vez que, segundo Skempton (1964), a resistência residual drenada é um fator de grande importância na avaliação da estabilidade de taludes com superfícies de rotura pré-existent.

Importa referir que embora se utilize a nomenclatura xisto negro e castanho para os materiais a analisar, os mesmos não são rochas, mas reduções das partículas que as compõem para se obterem solos xistosos, pelo que a designação de xisto neste capítulo corresponde a solo xistoso, e por uma questão de simplificação toma-se a designação de apenas xisto (negro ou castanho).

A análise da influência de ciclos de molhagem e secagem na alteração das partículas do solo foi efetuada nos dois materiais, verificando-se novamente a granulometria do solo após 5 e 15 ciclos, esperando obter-se uma alteração nas dimensões das partículas das amostras de xisto negro, uma vez que se mostra mais degradável no campo.

5.2 Processo de recolha, conservação e preparação das amostras

Para obtenção do material xistoso necessário à realização de todos os ensaios, este foi recolhido em vários pontos do talude a analisar, numa fase de obras de reparação do mesmo, após a autorização da empresa. Assim foi possível a obtenção do xisto negro que foi guardado em sacos (Figura 5.1), mantido depois em câmara húmida, sob condições controladas de temperatura (20°-22° C) e de humidade (95%-97%), no Laboratório de Geotecnia, aí permanecendo até ao momento de ensaio. O xisto castanho foi recolhido mais tarde uma vez que existia no exterior do talude mesmo após reparação do mesmo.

O procedimento utilizado para cada amostra, dos dois tipos de xisto, consistiu na desintegração das partículas de solo que constituem a rocha, pelo que as mesmas foram reconstituídas a partir de frações de solo desfeitas manualmente a partir de rocha intacta recolhida no talude a analisar, em que se desfez a rocha com dois tipos de almofariz (Figura 5.2), sendo o material obtido posteriormente passado no peneiro nº10 de forma a eliminar partículas superiores a 2 mm de diâmetro.



Figura 5.1 – Processo de recolha do material xisto negro.



a)



b)

Figura 5.2 – Procedimento de preparação das amostras: tabuleiros e almofarizes: a) Amostra de Xisto Negro; b) Amostra de Xisto Castanho.

5.3 Ensaio de Identificação

5.3.1 Ensaio de Granulometria

Utilizando o procedimento referido no Capítulo 4.2, determinaram-se as curvas granulométricas apresentadas nas Figuras 5.3 e 5.4, correspondentes às amostras de xisto negro e castanho, respetivamente.

Para além destas curvas iniciais são também representadas, na mesma figura, as curvas representativas das granulometrias após a submissão das amostras a ciclos de molhagem/secagem, tendo os mesmos o objetivo de separar as partículas agregadas, levando ao aumento das partículas finas/argilas (melhora a análise granulométrica). O processo utilizado em cada ciclo de molhagem/secagem é a molhagem de um conjunto de partículas contidas num tabuleiro que é mexida com uma espátula com o objetivo de desintegrar as partículas, durante pelo menos 2 dias, e secagem de pelo menos 24 horas em estufa.

Saliente-se que na obtenção destas granulometrias a densidade das partículas, G , utilizada foi de 2,7, valor estimado.

Da análise das curvas granulométricas verifica-se, de um modo geral, que ambas apresentam uma distribuição granulométrica extensa, compreendendo, no entanto, uma elevada fração fina (mais de 50% de passados no peneiro nº 200, cuja dimensão é igual a 0,074 mm) apenas na amostra de xisto negro, na amostra de xisto castanho o valor é de 50%. A amostra de xisto negro apresenta um pequeno aumento das partículas de argila com os ciclos de molhagem/secagem, de cerca de 3%, começando com 12% e aumentando para 15%, uma percentagem de silte

alterável de 57 a 70%, e uma percentagem de areia variável de 31 a 15%, com os respetivos aumentos dos ciclos, confirmando a desagregação das partículas com os ciclos. A amostra de xisto castanho apresenta uma percentagem de argila praticamente constante de 2%, de silte de cerca de 49% e de areia de 49%, sugerindo que as partículas de xisto castanho não sofrem alteração com os ciclos de molhagem e secagem.

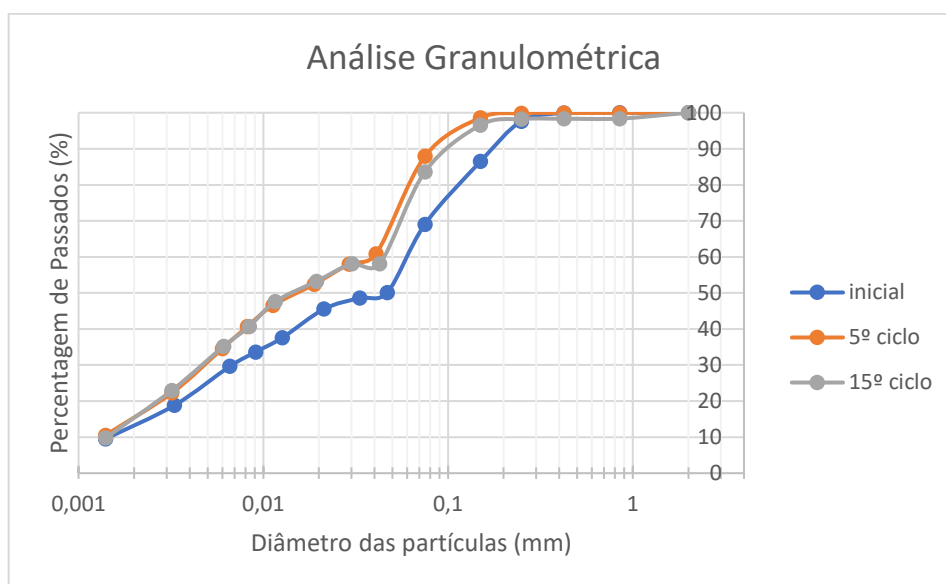


Figura 5.3 – Granulometria do material xisto negro.

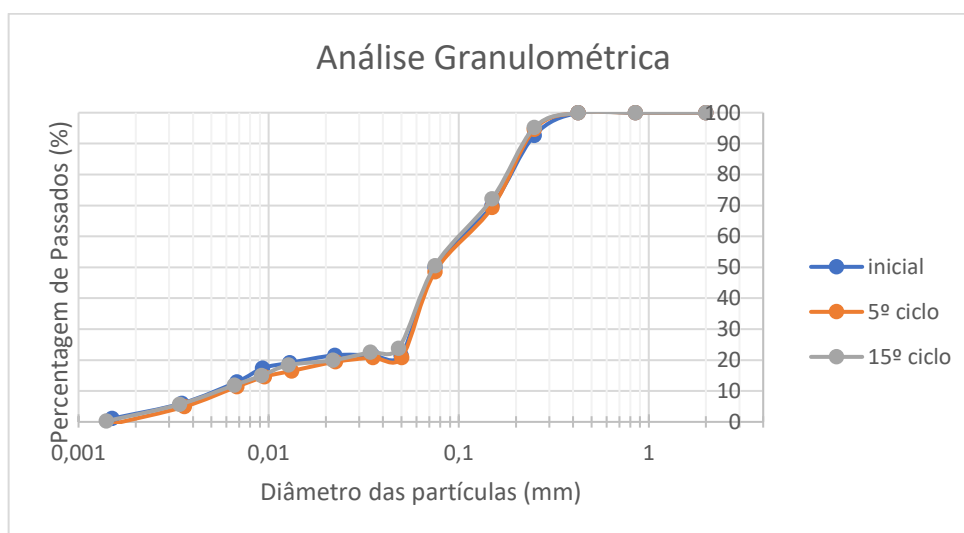


Figura 5.4 – Granulometria do material xisto castanho.

A distribuição da granulometria das amostras pelas frações granulométricas encontra-se resumida no Quadro 5.1, não constando a fração de Cascalho visto a Areia ser a única fração grosseira existente, já que as partículas com diâmetro inferior a 2 mm não foram consideradas.

Quadro 5.1 - Quadro resumo das percentagens obtidas de cada amostra considerada, em função da sua classificação.

Amostra	Nº Ciclos	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
Xisto Negro	0	12	57	31
	5	15	73	12
	15	14	70	16
Xisto Castanho	0	2	48	50
	5	1	48	51
	15	2	49	49

A partir da análise do Quadro 5.1, pode-se constatar que a amostra de xisto negro apresenta essencialmente silte, aumentando a sua percentagem após os ciclos de molhagem/secagem. A amostra de xisto castanho é composta por silte e areia na mesma proporção, mantendo-se a sua percentagem após os ciclos.

5.3.2 Ensaios de Limites de Consistência

Na tentativa de complementar a caracterização granulométrica apresentada, foram determinados os limites de consistência (w_L e w_P). Uma vez que apenas a amostra de xisto negro indica uma maior percentagem de argila, apenas nesta é possível a determinação de todos os limites. Na amostra de xisto castanho apenas foi possível determinar o limite de liquidez através do método do cone-penetrómetro, uma vez que não foi possível utilizar o método da concha de casagrande, e para a determinação do limite de plasticidade notou-se que os “rolinhos” feitos se quebravam muito facilmente, o que indica que este material não possui plasticidade. Foram apenas determinados os limites para o estado inicial, utilizando-se as metodologias indicadas no Capítulo 3.3 e a norma NP 143 (1969). Na Figura 5.5 é apresentado o ensaio do Cone-Penetrómetro.



Figura 5.5 – Ensaio de Cone-Penetrómetro (w_L).

Os valores obtidos para os limites de consistência são apresentados no Quadro 5.2, assim como a Atividade das frações argilosas, apenas para a amostra de xisto negro, calculada por ($A=IP/\text{fração de argila}$).

Aquando da determinação do w_L , foi também utilizado o Cone Penetrômetro, além da concha de Casagrande, tal como referido no Capítulo 3.

Quadro 5.2 - Quadro resumo dos resultados dos limites de consistência e atividade.

N.a.: Não aplicável.

Amostras	Limites de Consistência				
	w_L – Concha Casagrande (%)	w_L - Cone penetrômetro (%)	w_P (%)	IP (%)	A
Xisto Negro	26	28	18	8	0.67
Xisto Cast.	-	32.7	N.a.	N.a.	N.a.

Em seguida encontra-se representada na Figura 5.6, a relação entre a fração de argila e o índice de plasticidade e também as atividades típicas para os tipos de minerais de argila. No Quadro 5.3 encontra-se representada a classificação dos minerais de argila quanto à atividade.

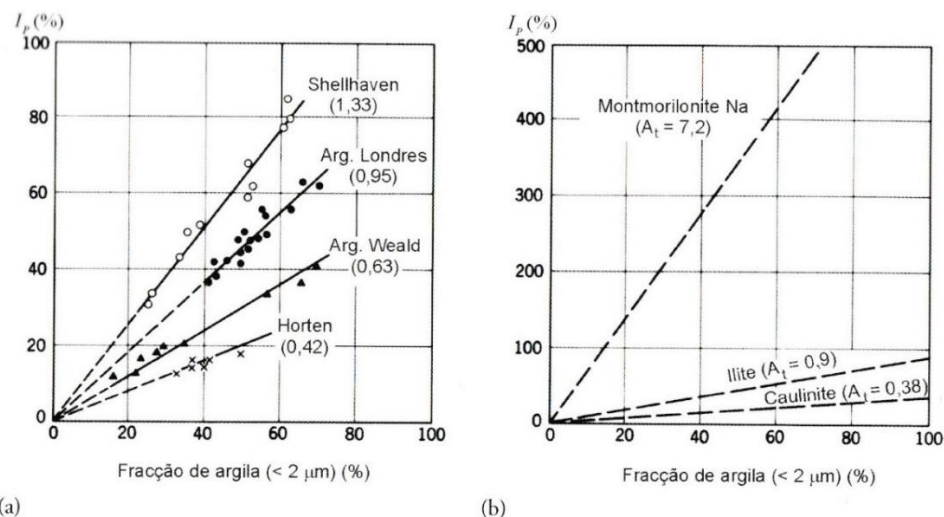


Figura 5.6 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953): a) quatro solos naturais; b) misturas de areia de quartzo com frações puras de caulinite, ilite e montmorilonite.

Quadro 5.3 – Classificação dos minerais de argila quanto à atividade.

Argila	A_t
Pouco activa	< 0,75
Normal	0,75 – 1,25
Muito activa	> 1,25

Da consulta da Figura 5.6 b) pode-se constatar que pela atividade da argila ($A=0,67$), a mesma está mais próxima da atividade da ilite, e que poderá conter também alguns minerais de caulinite, mas em menor quantidade. Pelo Quadro 5.3 pode-se verificar que é pouco ativa.

5.3.3 Classificação

De acordo com os resultados apresentados e segundo a norma de classificação de solos ASTM D 2487-85, a amostra de xisto negro é classificada como CL (argila magra com areia), já a amostra de xisto castanho não foi possível de classificar uma vez que $IP < 4\%$. Segundo a carta de plasticidade de Casagrande, apresentada na Figura 5.7, a amostra de xisto negro situa-se acima da linha A e com um $w_L < 50\%$, sendo classificada como CL, a amostra de xisto castanho apresenta um $w_L < 50\%$ e IP próximo de zero uma vez que não tem plasticidade, situando-se abaixo da linha A, sendo classificada como ML (silte inorgânico de baixa plasticidade).

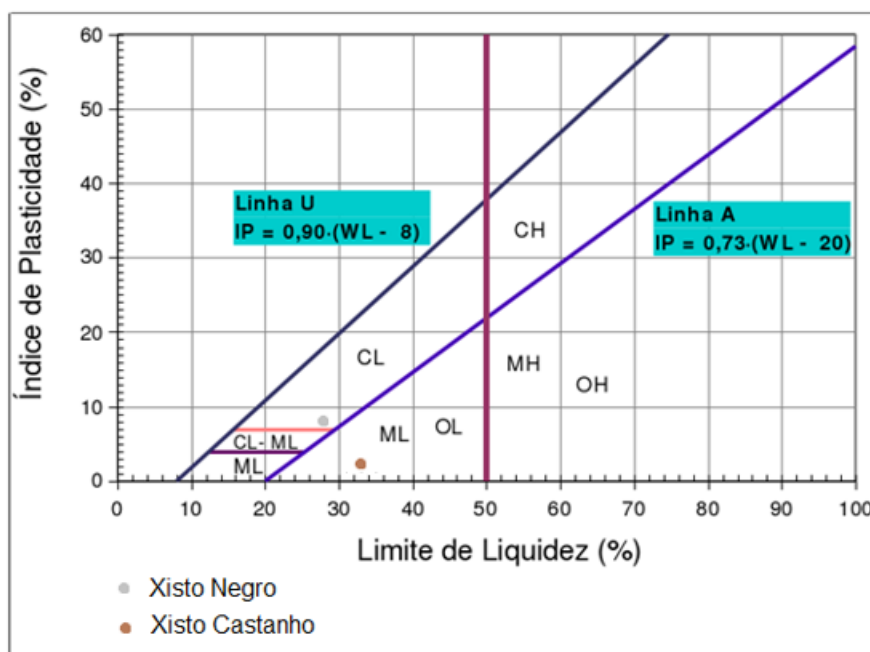


Figura 5.7 – Classificação das amostras de acordo com a Carta de Plasticidade de Casagrande.

5.3.4 Porosímetro de Mercúrio

Para avaliar as características físicas das amostras intactas, foram efetuados ensaios com o porosímetro de mercúrio, através do professor Mário Quinta Ferreira, pelo IPN. As amostras A, B e C correspondem ao material xisto negro e a amostra D corresponde a xisto castanho. A escolha do porosímetro de mercúrio resultou da necessidade de utilizar uma técnica que não destruísse a estrutura interna da amostra. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Resultados obtidos pelo porosímetro de mercúrio.

Amostra Nº		A	B	C	D
Área total dos poros	(m ² /g)	0,46	0,44	0,04	4,18
Diâmetro médio dos poros	(µm)	0,017	0,009	0,098	0,029
Porosidade		0,08	0,02	0,01	0,15
Índice de vazios		0,09	0,02	0,01	0,17

Aqui também se pode verificar que os índices de vazios mais baixos são os do material de xisto negro, e que o diâmetro médio dos poros deste material é inferior ao do material de xisto castanho, nas amostras A e B, considerando-se as mais representativas, o que é expectável uma vez que as partículas que compõe o xisto negro são mais finas, o que faz com que os espaços vazios na rocha e/ou solo sejam de menor dimensão.

5.4 Caracterização Mecânica

De modo a determinar os parâmetros de resistência ao corte em termos de tensão efetiva, foi utilizado o ensaio da caixa de corte anelar rotativo de Bromhead. No Capítulo 4 foi feita uma breve descrição deste aparelho e da respetiva metodologia. Estes ensaios foram efetuados nas duas amostras, ambas reconstituídas, como explicado anteriormente.

5.4.1 Preparação das Amostras Reconstituídas

As amostras foram preparadas com um teor em água de 19,8% para o xisto negro, estando o seu valor próximo do limite de plasticidade (a única amostra que tem plasticidade), e de 22,6% para o xisto castanho, tendo sido o seu valor determinado por tentativa, colocando água até se encontrar a consistência desejada, antes da sua colocação na caixa de Bromhead. A preparação para estes teores em água tem como objetivo obter uma deformação reduzida durante o processo de consolidação e uma resistência ao corte próxima da de volume constante para o nível de tensão mais elevado ($\sigma'_v=500$ kPa). Além disso também reduz a perda de material por entre as caixas durante o processo de corte (Bromhead, 2000).

Na Figura 5.8 é apresentada a preparação da amostra de xisto negro para o teor em água de 19,8%, próximo do limite de plasticidade.



Figura 5.8 – Preparação da amostra de xisto negro para $w=19,8\%$.

5.4.2 Ensaios de Caixa de Corte Anelar Rotativo

Foi preparada cada amostra e colocada na célula anelar de corte, de acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 4.4.1, e submetida ao ensaio em duas fases: consolidação e corte rotativo. Para a consolidação de cada amostra foram colocadas cargas crescentes de 1 kg, 5 kg, 10 kg e finalmente 20 kg, cada uma num período de 24 horas, atingindo a tensão de aproximadamente 500 kPa, de forma a garantir que a amostra se encontre numa condição normalmente consolidada.

De acordo com Head (1986), nos ensaios drenados sob um determinado carregamento definido, a velocidade de corte das amostras deve ser uma que permita a dissipação das pressões nos poros geradas durante o corte.

Como explicado anteriormente no Capítulo 4.4.1, foi utilizada uma velocidade de corte de 0,1 mm/min, sendo suficiente para que haja dissipação das pressões neutras durante o corte. Uma vez que as resistências ao corte são medidas para uma condição drenada, as tensões efetivas são iguais às tensões totais ($u=0$).

Foi então efetuado o corte das amostras para diversos níveis de tensão efetiva, começando-se pela tensão mais elevada, de 500 kPa, reduzindo sucessivamente para metade, 245 kPa, 122

kPa, 61 kPa e 31 kPa, garantindo um comportamento próximo do normalmente consolidado para o corte do primeiro escalão de carga (500 kPa). Apresentam-se de seguida as evoluções do coeficiente de atrito com o deslocamento horizontal, nas Figuras 5.9 a) e b), para as amostras de xisto negro e de xisto castanho, respetivamente. Devido à ocorrência de um problema no ensaio aquando do registo das leituras do estado de carregamento inicial da amostra, na amostra de xisto castanho, os deslocamentos não iniciam do zero.

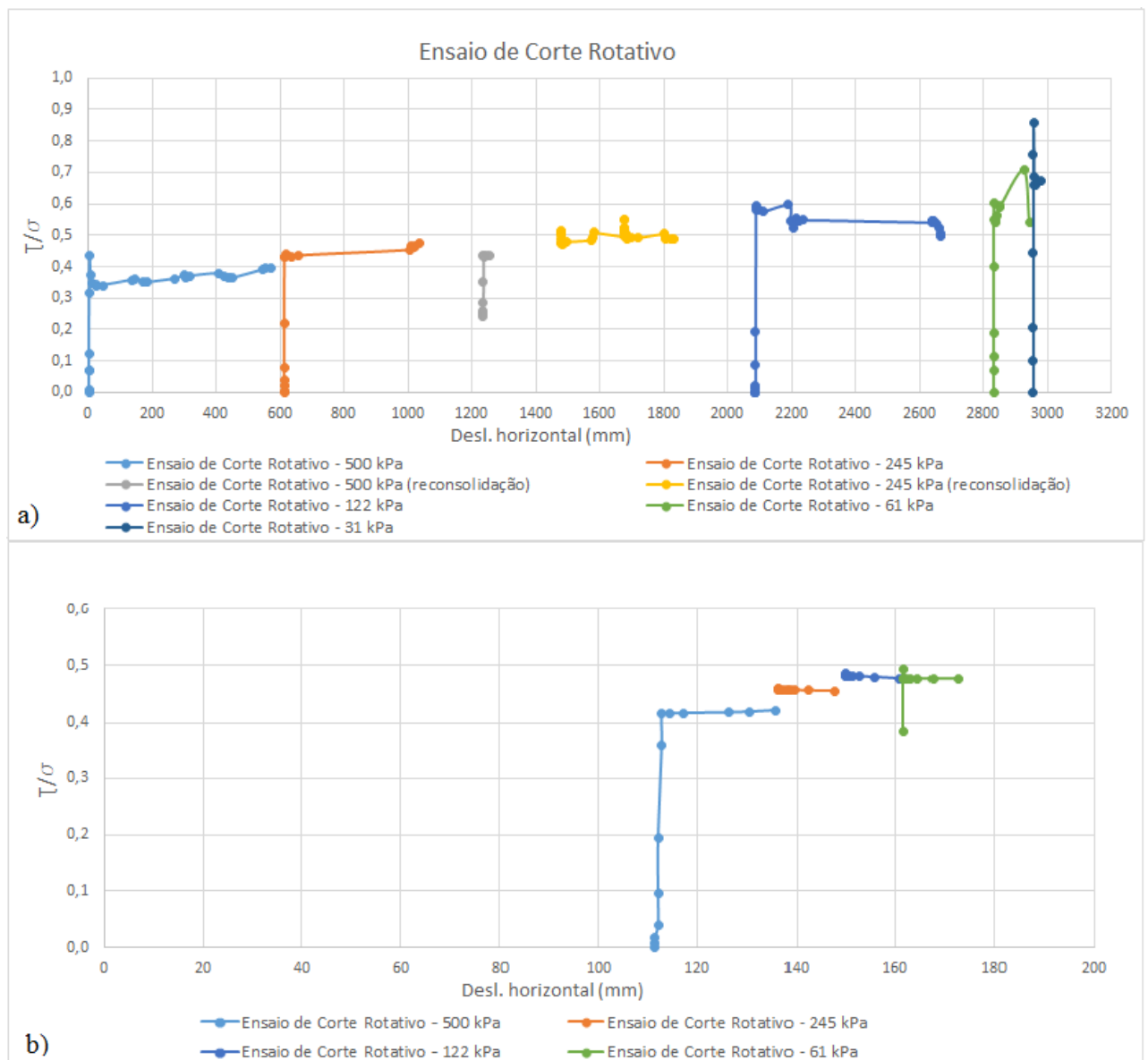


Figura 5.9 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) amostra de xisto negro; b) amostra de xisto castanho.

De acordo com o corte normalmente consolidado para a primeira tensão, de 500 kPa, verifica-se que após o pico, a amostra de xisto negro sofre uma perda de resistência significativa até se atingir uma resistência residual, podendo existir uma orientação das partículas de argila na direção de corte.

Verifica-se, como seria de esperar, que o valor do ângulo de atrito aumenta à medida que a tensão aplicada a cada amostra diminui. Ao se voltar a cortar as mesmas amostras para tensões normais inferiores, numa condição sobreconsolidada, verifica-se que a amostra de xisto negro tem um pico de resistência após o qual diminui para o valor residual para pequenas deformações, enquanto na amostra de xisto castanho esses picos não se observam.

O estabelecimento de comportamentos no corte em função do ângulo de atrito residual para a fração de argila e para o IP, definidos por Lupini et al. (1981) indicados no Cap. 2 (ver Figura 2.8), indicam que se está na presença de um modo turbulento para ambas as amostras (% argila inferior a 20%).

Apresenta-se de seguida o Quadro 5.5, obtido para as tensões normais aplicadas nas duas amostras, em que se apresentam tanto as tensões tangenciais de pico, apenas para o primeiro estágio, que pode ser indicativo da resistência a volume constate, como as residuais.

Quadro 5.5 – Resistências e ângulos de atrito de pico e residuais para cada tensão normal aplicada.

	σ'_n (kPa)	τ_{PICO} (kPa)	τ_{RES} (kPa)	ϕ' (°)	
				Pico	Res
Amostra XN	500	213.8	178.0	23.6	20.0
	245	-	119.8	-	26.1
	122	-	63.9	-	27.6
	61	-	33.2	-	28.5
	31	-	20.2	-	33.4
Amostra XC	500	245.7	203.3	26.6	22.5
	245	-	111.8	-	24.5
	122	-	58.8	-	25.6
	61	-	29.2	-	25.5
	31	-	16.5	-	28.4

Nas Figuras 5.10 a) e b) são apresentadas as envolventes da resistência residual de Mohr-Coulomb obtidas para cada amostra.

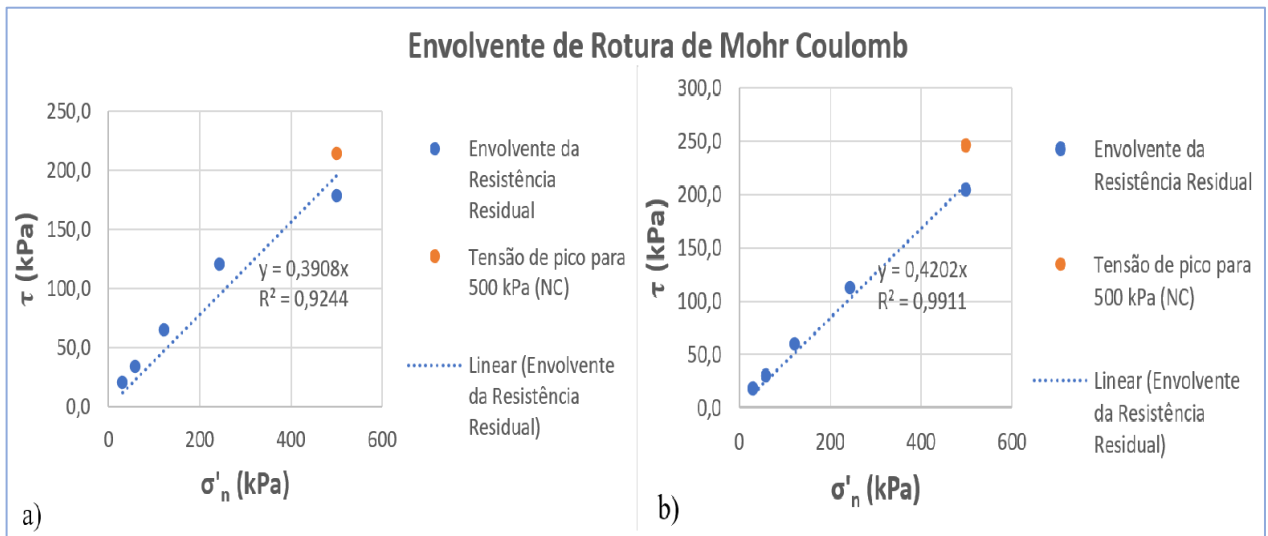


Figura 5.10 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb: a) Xisto negro; b) Xisto castanho.

A partir das envolventes das resistências residuais traçadas nas figuras pode-se concluir que a amostra de xisto negro apresenta um coeficiente de atrito residual de 0,39, correspondente a um ângulo de atrito residual de 22° , enquanto que a segunda amostra apresenta um coeficiente de atrito residual de 0,42, que corresponde a um ângulo de atrito residual de 24° , e que a coesão é próxima de zero.

Na Figura 5.11 a) e b) é apresentado o coeficiente de atrito (τ/σ), em função da tensão normal efetiva (σ'_n) aplicada durante o corte, pelo que se obteve uma equação aproximada para cada amostra.

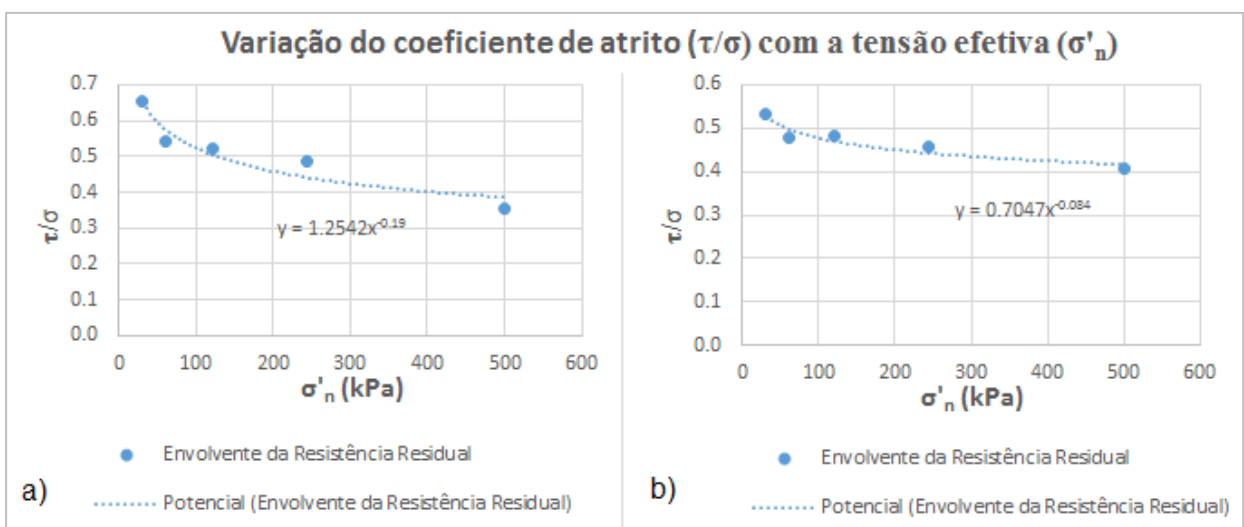


Figura 5.11 – Variação do coeficiente de atrito com a tensão efetiva: a) xisto negro; b) xisto castanho.

Deste modo são então obtidas as seguintes equações:

$$tg(\phi') = \tau/\sigma = 1,2542 \cdot \sigma'_n{}^{-0,19}, \text{ xisto negro} \quad (5.1)$$

$$tg(\phi') = \tau/\sigma = 0,7047 \cdot \sigma'_n{}^{-0,084}, \text{ xisto castanho} \quad (5.2)$$

O aumento de τ/σ com a diminuição de σ'_n mostra a não linearidade da envolvente.

5.4.3 Ensaio Edométricos

Segundo o enunciado no Capítulo 4.4.2, são apresentados em seguida os resultados dos ensaios edométricos, em que foi efetuado inicialmente um ensaio na amostra de xisto negro (XN1), com um teor em água (w) inicial de 20,7% a iniciar no patamar com a tensão de 8,54 kPa até 3603,66 kPa, com carga e descarga; posteriormente foram realizados mais 2 ensaios nas amostras de xisto negro (XN2), com um w inicial de 21,9%, e castanho (XC2), com um w inicial de 28,7%, ambos com a tensão de 8,54 kPa até 3603,66 kPa e descarga até 451,78 kPa, com o objetivo de avaliar também a sucção das 2 amostras, através de um tensiómetro. Os valores de w finais obtidos no final do ensaio foram de 16,0%, 9,9% e 19,5%, para XN1, XN2 e XC2, respetivamente.

Em seguida são apresentados os resultados das curvas obtidas para a relação entre $\log(\sigma'_v)$ e o índice de vazios (e) para as 3 amostras, nas Figuras 5.12 a), b) e c).

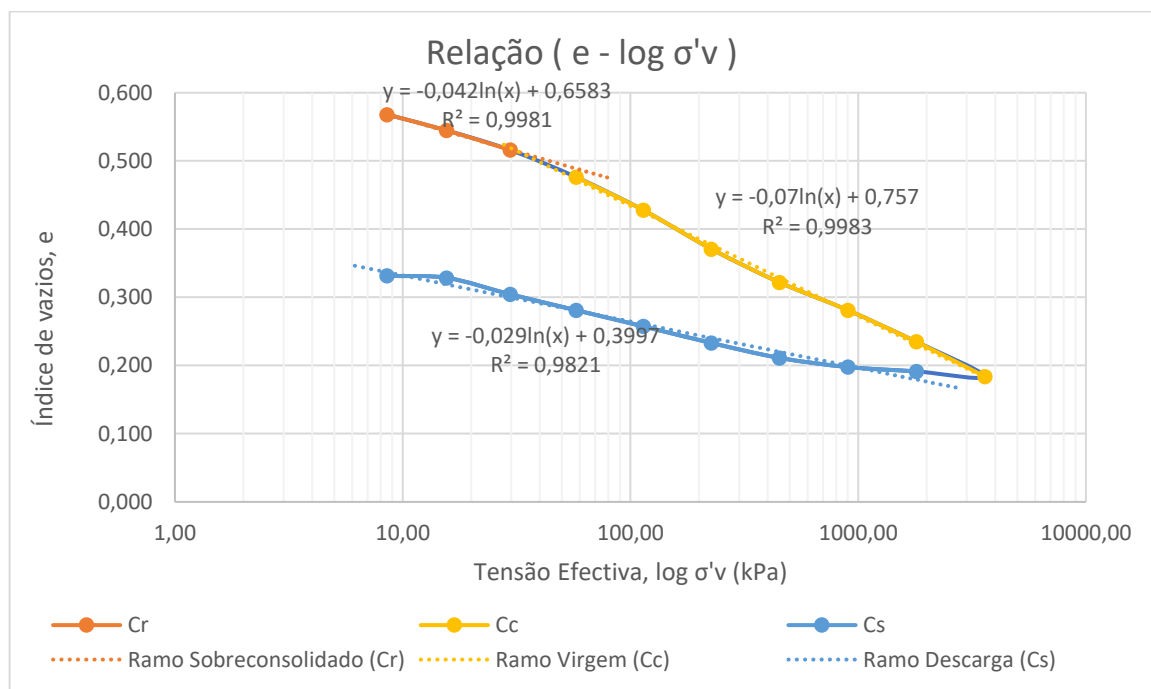


Figura 5.12 – a) Relação $e - \log(\sigma'_v)$, para a amostra XN1.

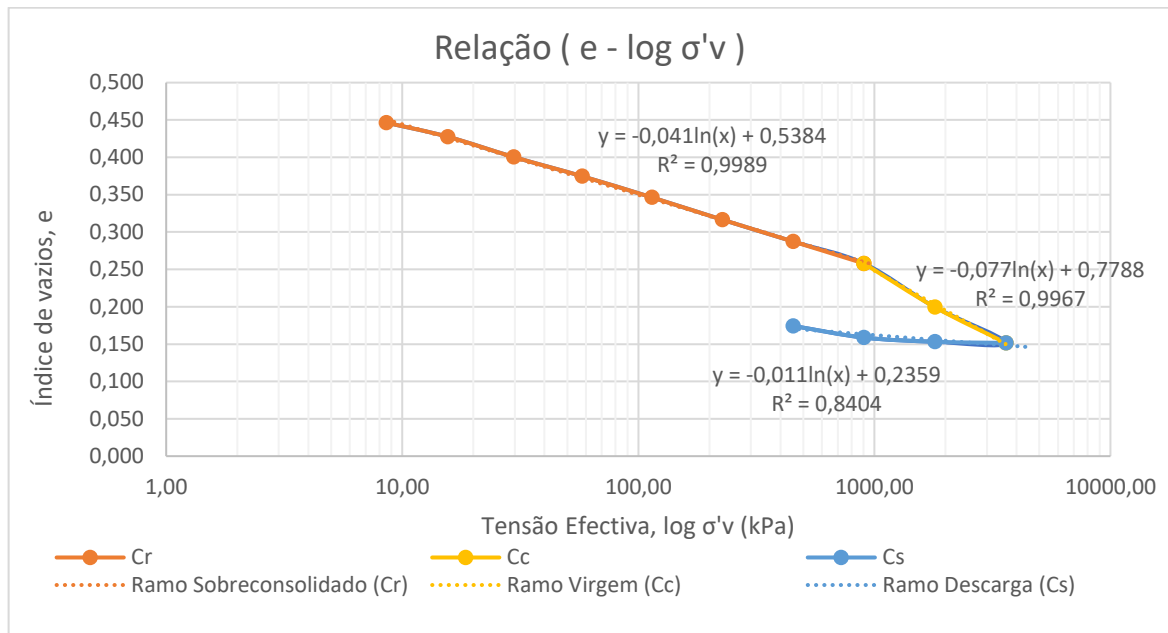


Figura 5.12 – b) Relação e - log(σ'v), para a amostra XN2.

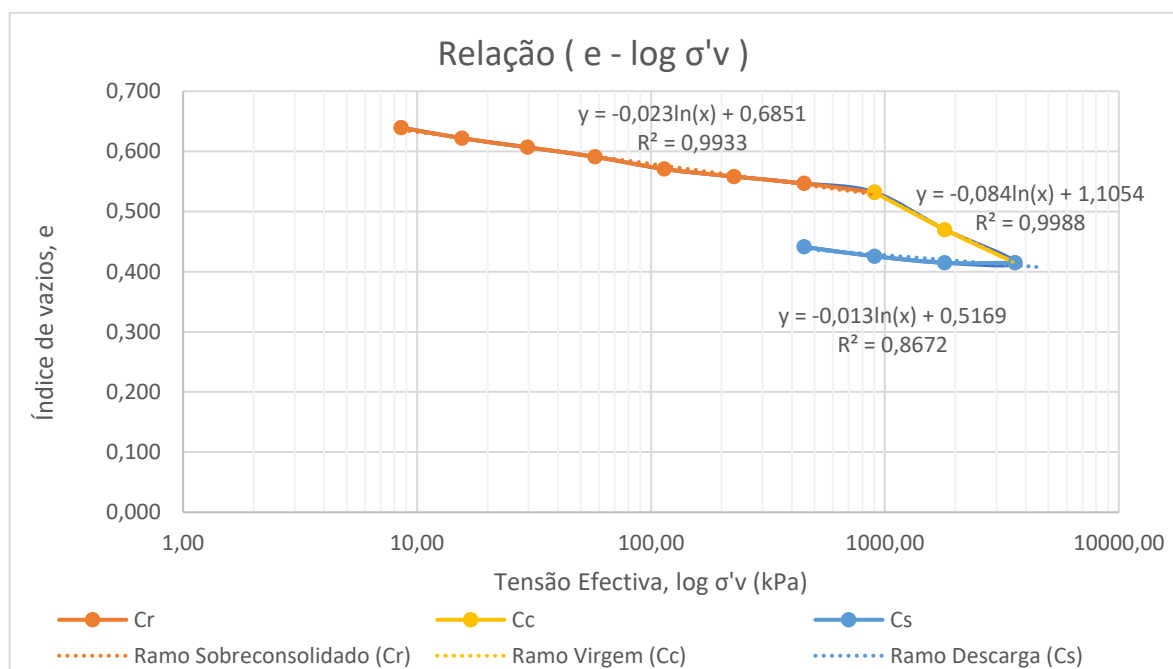


Figura 5.12 – c) Relação e - log(σ'v), para a amostra XC2.

Pode-se analisar dos resultados dos gráficos que o ramo de carga é aproximadamente paralelo ao ramo de descarga, ou seja $C_r \approx C_s$, apenas na amostra XN2 tal não é verificado. Também não é verificado que $C_r \approx 1/5$ a $1/10 C_c$.

De seguida são apresentados no Quadro 5.6 os resultados obtidos para os parâmetros C_r , índice de recompressibilidade, C_c , índice de compressibilidade e C_s , índice de expansibilidade.

Quadro 5.6 – Parâmetros C_r , C_c e C_s , para cada amostra.

	Amostra		
	XN1	XN2	XC2
C_r	0.042	0.043	0.025
C_c	0.07	0.081	0.092
C_s	0.029	0.011	0.014

Pela equação 4.23 o valor obtido para o C_c é de 0,162 para a amostra de xisto negro, e de 0,204 para a amostra de xisto castanho. Pela equação 4.24 o valor de C_c é de 0,108 para a amostra de xisto negro, valor que se aproxima mais dos obtidos, não sendo possível obter o valor para a amostra de xisto castanho uma vez que o mesmo não possui plasticidade.

Em anexo são apresentados os coeficientes obtidos pelos métodos de Casagrande e Taylor, apenas para um patamar de carga, a título exemplificativo, para os valores obtidos de t_{50} e t_{90} que permitem determinar os coeficientes de compressibilidade, assim como os valores obtidos para todos os parâmetros e_0 , e_f , a_v (kPa)⁻¹, m_v (kPa)⁻¹, c_v (m²/ano) e k_v (m/s) em cada patamar de carga/descarga. Importa referir que para a amostra XN1 o valor e_f foi tomado como ponto de partida até se obter o valor inicial, por se ter mais confiança neste valor. No Quadro 5.7 são apresentados os resultados obtidos para as 3 amostras de e_0 e e_f .

Quadro 5.7 – Variação do índice de vazios no ensaio edométrico.

Amostra	XN1	XN2	XC2
Índice de vazios inicial - e_0	0.616	0.573	0.819
Índice de vazios final - e_f	0.331	0.237	0.571

Como seria expectável as amostras de xisto negro são as que têm valores mais baixos do índice de vazios, tanto para o índice de vazios inicial como para o final. Antes de ocorrer o carregamento, devido às partículas que constituem o xisto negro serem mais finas, consistindo em maior percentagem de silte e argila; quando ocorre o carregamento, uma vez que as partículas são de menores dimensões o seu rearranjo é possível, existindo uma menor percentagem de espaços vazios na amostra.

Na Figura 5.13 a) b) e c) é apresentada a variação dos parâmetros de consolidação e compressibilidade m_v (kPa)⁻¹, c_v (m²/ano) e k_v (m/s) com a tensão efetiva aplicada, para as amostras XN1, XN2 e XC2, respetivamente.

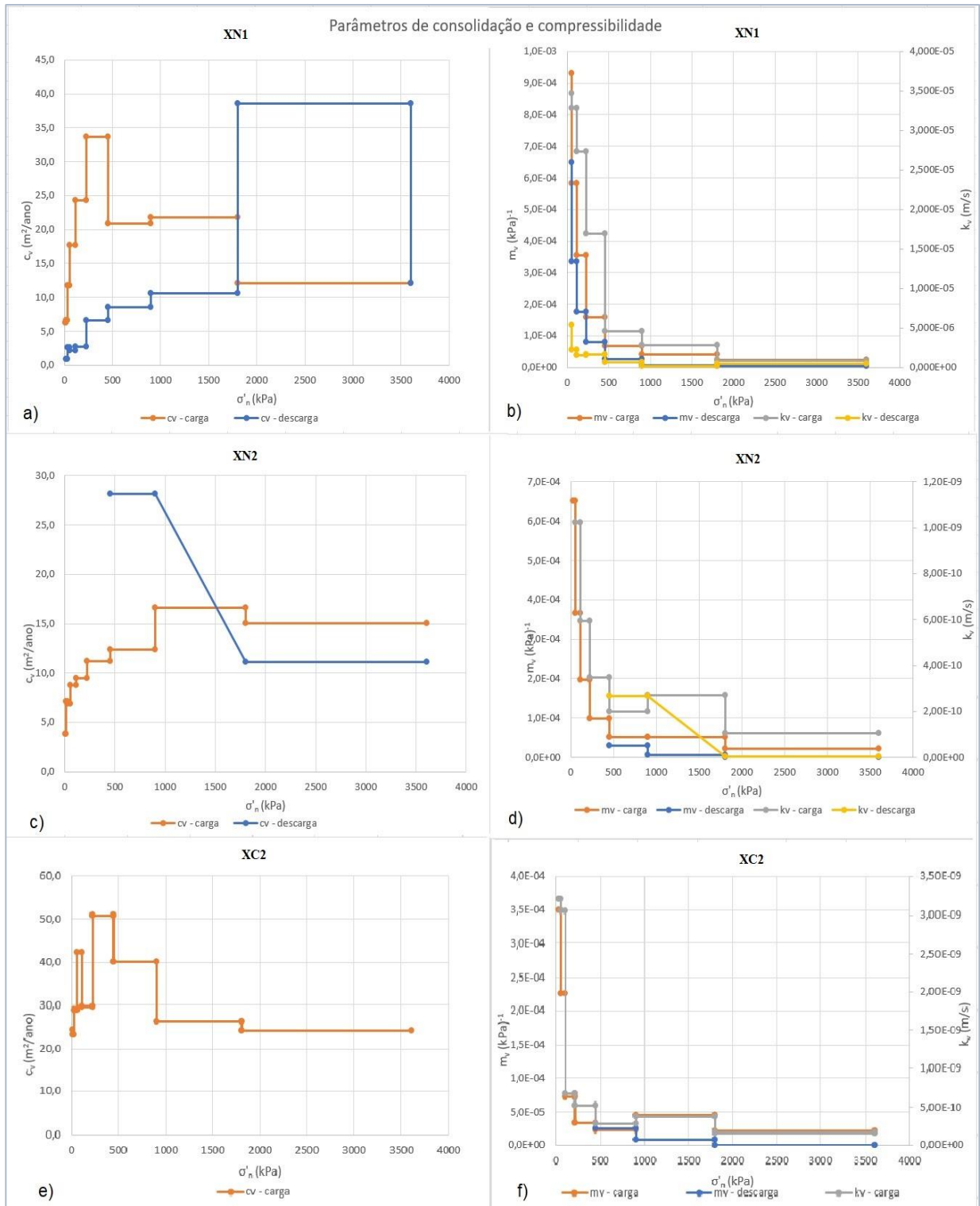


Figura 5.13 – Variação dos parâmetros de consolidação e compressibilidade c_v (m²/ano), m_v (kPa)⁻¹ e k_v (m/s) com a tensão efetiva aplicada. a) XN1 – c_v ; b) XN1 – m_v e k_v ; c) XN2 – c_v ; d) XN2 – m_v e k_v ; e) XC2 – c_v ; f) XC2 – m_v e k_v .

Pela análise da Figura 5.13 pode-se constatar que para as amostras de xisto negro o coeficiente de consolidação c_v aumenta inicialmente e diminui de seguida para valores da ordem de $15 \text{ m}^2/\text{ano}$ com o acréscimo de tensão (carga), e que aumenta quando a carga é invertida para de seguida diminuir para valores de carga baixos apenas na primeira amostra. Pela análise da variação do c_v na amostra de xisto castanho, verifica-se um aumento e diminuição logo de seguida com o aumento da carga para um valor mais ou menos constante de $20 \text{ m}^2/\text{ano}$. A compressibilidade volumétrica m_v e o coeficiente de permeabilidade do solo k_v diminuem com o aumento da carga e de forma idêntica.

5.4.4 Tensiómetro

De modo a efetuar a determinação da sucção foi utilizado um tensiómetro, analisando as amostras edométricas XN2 ($S=100\%$) e XC2 ($S=100\%$), tendo sido obtidos valores de -275 kPa e -15 kPa , respetivamente. Com isto pode-se concluir que a amostra de xisto negro tem efetivamente uma sucção elevada. Esta característica sugere que o processo de degradação do xisto negro seja a quebra interna da estrutura das partículas que o constituem, quando sujeita a variação do teor em água *in situ*, causando os problemas deste material com os ciclos de molhagem/secagem, o que não sucede com a amostra de xisto castanho. Pelo que é conhecido sobre sucção, a mesma aumenta quando o grau de saturação diminui, o que sugere que possam existir variações muito significativas neste material para graus de saturação inferiores. As Figuras 5.14 a) e b) representam a variação da sucção com o tempo obtido.

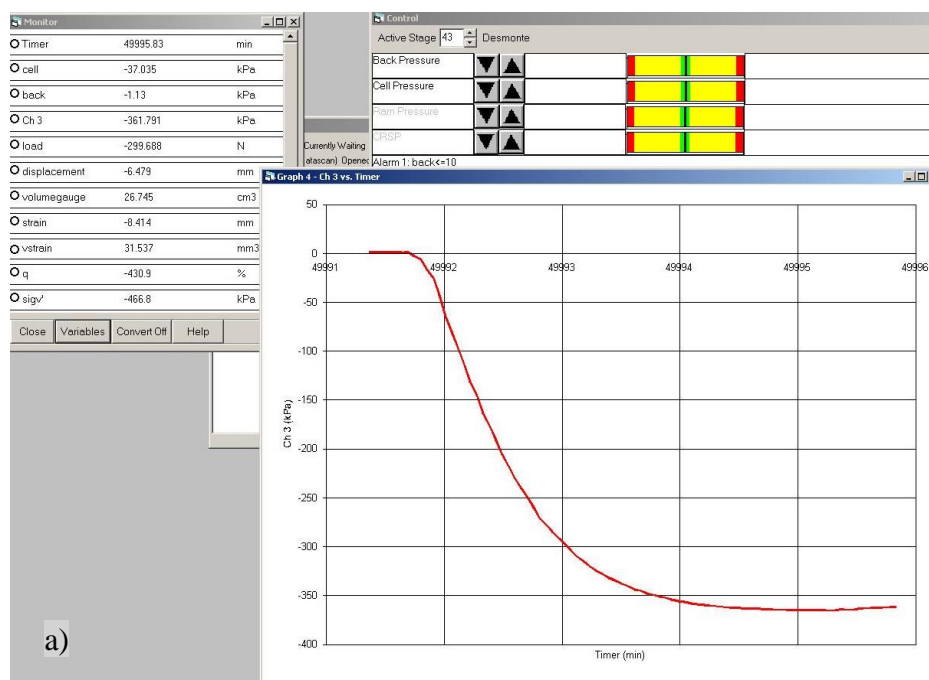




Figura 5.14 – Curva de sucção ao longo do tempo: a) Amostra XN2; b) Amostra XC2.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O objetivo principal do presente trabalho era a caracterização do material que compõe o talude em estudo, através de ensaios de identificação (granulometria, limites de consistência e porosímetro de mercúrio), analisando também a influência de ciclos de molhagem/secagem na granulometria, e ensaios de caracterização mecânica (ensaio de corte rotativo, edométrico, tensiómetro (sucção)).

Desta forma, a partir deste processo e de uma análise comparativa entre a amostra de xisto negro e xisto castanho extraem-se as conclusões apresentadas em seguida.

Quanto aos ensaios de identificação, concluiu-se que:

- A amostra de xisto negro apresenta uma elevada fração de finos, sendo constituída primordialmente por silte e argila, ao contrário da amostra de xisto castanho que é composta primordialmente por areia e silte;
- Segunda a classificação unificada, a amostra de xisto negro classifica-se como CL e a de xisto castanho como ML;
- Com os ciclos de molhagem/secagem observa-se que existe um aumento das partículas finas (silte e argila), apenas para a amostra de xisto negro, o que era de esperar uma vez que o mesmo foi o que causou a instabilização do talude, por se desintegrar facilmente, já a amostra de xisto castanho não sofreu alteração das partículas;
- Pelos ensaios com o porosímetro de mercúrio pode-se verificar que os índices de vazios mais baixos são os do material de xisto negro, e que o diâmetro médio dos poros deste material é inferior ao do material de xisto castanho, o que é expectável uma vez que as partículas que compõe o xisto negro são mais finas, o que faz com que os espaços vazios na rocha e/ou solo sejam de menor dimensão.

Em relação aos ensaios de caracterização mecânica realizados sobre amostras reconstituídas na caixa de corte rotativo, concluiu-se que:

- Para o corte normalmente consolidado (primeira tensão, de 500 kPa), verifica-se que após o pico, a amostra de xisto negro sofre uma perda de resistência até se atingir uma resistência residual, existindo a influência da orientação das partículas de argila na zona de corte;
- Para as tensões seguintes, numa condição sobreconsolidada, verifica-se a ocorrência de picos de resistência, o qual diminui para o valor residual para pequenas deformações;

- A amostra de xisto castanho tem um comportamento idêntico ao do xisto negro;
- Segundo Lupini et al. (1981) o modo de corte é turbulento para ambos os xistos;
- Foram obtidos os ângulos de resistência ao corte para o estado residual de 22° para o xisto negro e de 24° para o xisto castanho.

Em relação aos ensaios edométricos realizados sobre as amostras reconstituídas, concluiu-se que:

- Pela análise dos gráficos com a relação $e-\sigma'_v$, verifica-se que o ramo de recarga é aproximadamente paralelo ao ramo de descarga, ou seja $C_r \approx C_s$, apenas na amostra XN2 tal não é verificado;
- Pela correlação de Terzaghi e Peck (1948) o valor obtido para o C_c é de 0,162 para a amostra de xisto negro, e de 0,204 para a amostra de xisto castanho. Pela correlação de Lemos (2001) o valor de C_c é de 0,108 para a amostra de xisto negro, valor que se aproxima mais dos obtidos, não sendo possível obter o valor para a amostra de xisto castanho uma vez que o mesmo não possui plasticidade;
- As amostras de xisto negro são as que têm valores mais baixos do índice de vazios. Antes de ocorrer o carregamento, devido às partículas que constituem o xisto negro serem mais finas, consistindo em maior percentagem de silte e argila; quando ocorre o carregamento, uma vez que as partículas são de menores dimensões o seu rearranjo é possível, existindo uma menor percentagem de espaços vazios na amostra;
- Pela análise da variação do coeficiente de consolidação c_v (m^2/ano) com a tensão efetiva aplicada, verifica-se que, para as amostras de xisto negro, o mesmo aumenta inicialmente e diminui com o acréscimo de tensão (carga) e que aumenta quando a carga é invertida para de seguida diminuir para valores de carga baixos;
- O c_v aumenta para uma inversão do carregamento pois o k_v é idêntico e o m_v diminui, para o primeiro patamar de descarga e na primeira amostra (XN1);
- Numa condição normalmente consolidada o c_v para o xisto negro é de 15 m^2/ano e para o xisto castanho de 20 m^2/ano ;
- A compressibilidade volumétrica m_v (kPa^{-1}) e o coeficiente de permeabilidade k_v (m/s) decrescem com o aumento de tensão, para todas as amostras

Em relação aos outros ensaios efetuados, de sucção (tensiómetro) sobre amostras reconstituídas, e do porosímetro de mercúrio sobre amostras intactas concluiu-se que:

- O valor obtido para a sucção das amostras XN2 ($S=100\%$) e XC2 ($S=100\%$) foi de -275 kPa e -15 kPa, respetivamente, verificando-se que a amostra de xisto negro tem uma sucção mais elevada, podendo levar à quebra interna da estrutura das partículas que a constituem, levando à sua degradação.

6.2 Propostas de Trabalhos Futuros

Tendo em consideração que a presente dissertação apresenta informação sobre o comportamento de solos xistosos nos taludes, sugerem-se alguns estudos que possam complementar o conhecimento sobre as características geotécnicas dos xistos no comportamento dos taludes:

- Análise da estabilidade do talude da PS3 da A13, após a reconstrução do mesmo para verificar se se encontra estável;
- Estudo numérico que relacione a precipitação com o deslizamento dos taludes, considerando o clima como uma ação;
- Elaborar ensaios de medição da sucção, para diferentes amostras colhidas no campo e a sua variação com o tempo em função do grau de saturação, elaborando uma curva característica de sucção.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akroyd, T. N. W. (1975). "Laboratory Testing in Soil Engineering". Soil Mechanics Ltd, London.
- Anayi, J. T.; Boyce, J. R.; Rodgers, C. D. F. (1989). "Modified ring shear apparatus". ASTM Geotech. J., vol. 12, No. 2, pp. 171-173.
- Anderson, W.; Hammoud, F. (1988), "Effect of Testing Procedure in Ring Shear Tests". Geotechnical Testing Journal, vol. 11, No. 3, pp. 204-207.
- Binnie, M. A.; Clark, J. F. F.; Skempton (1967). "The effect of discontinuities in clay bedrock on the design of dams in the Mangla project". Trans 9th Int. Congr. Large Dams. Istanbul 1.
- Bishop, A. W.; Green, G. E.; Garga, V. K.; Andresen, A.; Brown, J. D. (1971). "A New Ring Shear Apparatus And Its Application to the Measurement of Residual Strength". Géotechnique, vol. 21, No. 4.
- Blondeau. F.; Josseaume, H. (1976). "Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire". Bulletin du Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 65, pp. 90-106.
- Borowicka, H. (1965). "The influence of the colloidal content on the shear strength of clay". Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech., Montreal 1.
- Bowles, J. E. (1978) "Engineering properties of soils and their measurement". McGraw-Hill, 2^a ed.
- Brand, E. W.; Premchitt, J.; Phillipson, H. B. (1984). "Relationship between rainfall and landslides in Hong Kong". Proc. 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, vol.1
- Bromhead, E. N. (2000). "The stability of slopes". London, Spon Press. Second edition.
- Bromhead, E.N. (1979). "A simple ring shear apparatus". Ground Engineering, vol. 12, No.4
- Carregã, D. L.; Balzan, G. (1997). "Aspectos do comportamento de encostas argilosas no "Creep"". 2^o Conf. Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. vol.1
- Chipp P. N.; Henkel D. J.; Clare D. G.; Pore, R. G. (1982). "Field measurement of suction in colluvium covered slopes in Hong Kong". Proc. 7th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, pp.49-62.
- Deere, D. V.; Patton, F. D. (1971). "Slope stability in residual soils". 4th Pan-American Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, vol.1, pp.87-170.
- Dimeconsult (2011). Subconcessão do Pinhal Interior IC3 – Condeixa / Coimbra. Avaliação das condições de fundação da passagem superior PS3. Projecto de execução. Estudo geológico e

- geotécnico. Memória descritiva e justificativa. Doc N° CXCO.E.PS3.170.G. Setembro de 2011. Relatório realizado para a ASCENDI (não publicado).
- Dimeconsult (2013). Subconcessão do Pinhal Interior IC3 – Condeixa / Coimbra. Projeto de Execução. Obras de Arte correntes – PS3. Peças Escritas. Relatório Geológico-Geotécnico. Doc N° CXCO.E.PS3.170.G. Outubro de 2013. Relatório realizado para a ASCENDI (não publicado).
- Gonzalez, G. A. J.; Zamudio, H. E.; Castellanos, J. R. (1999). “Relaciones de precipitación crítica-duración de lluvias que disparan movimientos de masa en Santafé de Bogotá-Colombia”. XI Pan-American Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (PCSMGE), Foz do Iguaçu, pp.709-716.
- Guidicini, G.; Nieble, C. M. (1984). “Estabilidade de taludes naturais e de escavação”. Edgard Blücher, São Paulo.
- Haefeli, R. (1951). “Developpement et problemes de la mecanique du sol”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, vol. 1, No. 14.
- Hvorslev, M. J. (1939). “Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils”. Prof. Amer. Soc. Test Mat., vol. 39, pp. 999-1020.
- Kenney, T. C. (1967). “The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils”. Proc. Oslo Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, vol. 1, pp. 123-29.
- Lemos, L. J. L. (1986). “The residual strength of soils”. PhD Thesis, University of London.
- Lemos, L. J. L. (2001). “Teoria dos Estados Críticos”. Apontamentos da Cadeira. Dep. Eng. Civil – FCTUC, Universidade de Coimbra.
- Lemos, L. J. L.; Quinta-Ferreira, M. (2004). “Escorregamento de terras na encosta da Av. Elísio de Moura em Coimbra”. Geotecnia, N° 100, pp. 143-156.
- Lemos, L. J. L.; Skempton, A. W.; Vaughan, P. R. (1985). “Earthquake loading of shear surfaces in slopes”. Proc. of the 11th I.C.S.M.F.E., vol. 4, pp. 1955-1958.
- LNEC (1966). “Solos - Análise granulométrica”. E 196-1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- LNEC (1969). “Solos – Determinação dos limites de consistência”, NP-143:1969, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Lupini, J. F.; Skinner, A. E.; Vaughan, P. R. (1981). “The drained residual strength of coesive soils”. Géotechnique, vol.31, No.2, pp.181-213.
- Mesri, G.; Cepeda-Diaz, A. F. (1986). “Residual shear strength of clays and shales”. Geotechnique, vol. 36, No. 2, pp. 269-274.
- Pinto, M. (1987). “Alguns Factores que Influenciam a Resistência Residual de Solos”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Pitts, J. (1983). “The form and causes of slope failures in an area of west Singapore island”. Singapore Journal of Tropical Geography, Vol.4, No.2, pp.162-168.

- Quinta Ferreira, M.; Lemos, L. L.; Pereira, L. M. (2006). "Influência da precipitação nos deslizamentos e no comportamento dos pelitos do Triásico, em Coimbra". 10º Congr. Nacional de Geotecnia.1, pp. 61-72.
- Skempton, A. W. (1964). "Long-term stability of clay slopes". *Géotechnique*, vol.14, No.2, pp.77-102.
- Skempton, A. W. (1970). "First-time slides in over-consolidated clays". *Géotechnique*, vol.20, No.3, pp.320-324.
- Skempton, A. W. (1985). "Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory". *Géotechnique*, vol.35, No.1, pp.3-18.
- Skempton, A. W.; Petley, D. J. (1967). "The strength along structural discontinuities in stiff clays". *Proc. Geotechnical Conf., Oslo 2*, pp. 29-46.
- Stark, T. D.; Eid, H. T. (1994). "Drained residual strength of cohesive soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120; No. 5, pp. 856-871.
- Stark, T. D.; Vettel, J. J. (1992). "Bromhead ring shear test procedure". *Geotechnical Testing Journal*, vol. 15, No. 1, pp. 24-32.
- Sweeney, D. J.; Robertson, P. K. (1979). "A fundamental approach to slope stability problems in Hong Kong". *Hong Kong Engineer*, vol. 10, No. 7, pp. 35-44.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley & Sons, Hoboken.
- Tika, T. E.; Hutchinson, J. N. (1999). "Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface". *Géotechnique*, vol. 49, No. 1, pp. 59-74.
- Tika, T. E.; Vaughan, P. R.; Lemos, L. J. L. (1996). "Fast shearing of pre-existing shear zones in soil". *Géotechnique*, vol. 46, No. 2, pp. 197-233.
- Tsige, M. (1998). "Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir: influencia en su comportamiento geotécnico". Universidad Complutense de Madrid. Facultad de Ciencias Geológicas.
- Vessely, D. A.; Cornforth, D. H. (1998). "Estimating Seismic Displacements of Marginally Stable Landslides Using Newmark Approach". *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE, 1, Seattle, WA, pp. 800-811.
- Vieira, B. C.; Vieira, A. C. F.; Amaral, C. P.; Fernandes, N. F. (1997). "Estudo comparativo dos movimentos de massa ocorridos em Fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e Papagaio (RJ): uma abordagem geomorfológica". 2º Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (2ª COBRAE). Rio de Janeiro, vol.1, pp. 165-174.
- WF 25850 (1986). "The Ring Shear Test". Wykeham Farrance Engineering Limited. Weston Road, Trading Estate, Slough Berks SL1 4HW, England.

ANEXOS

Calibração da caixa de corte rotativo

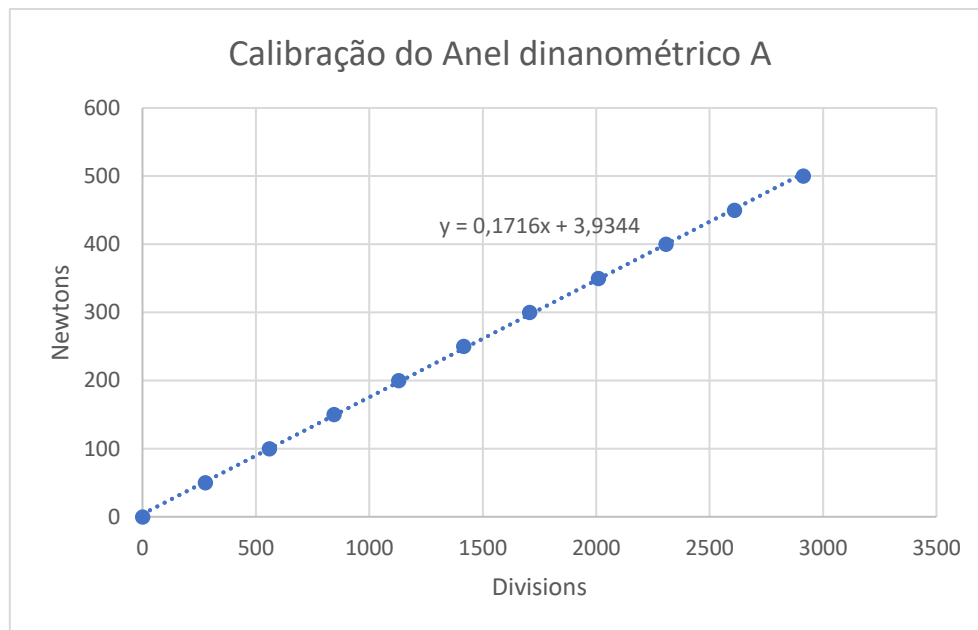


Figura A.1 - Curva de calibração do anel dinanométrico A.

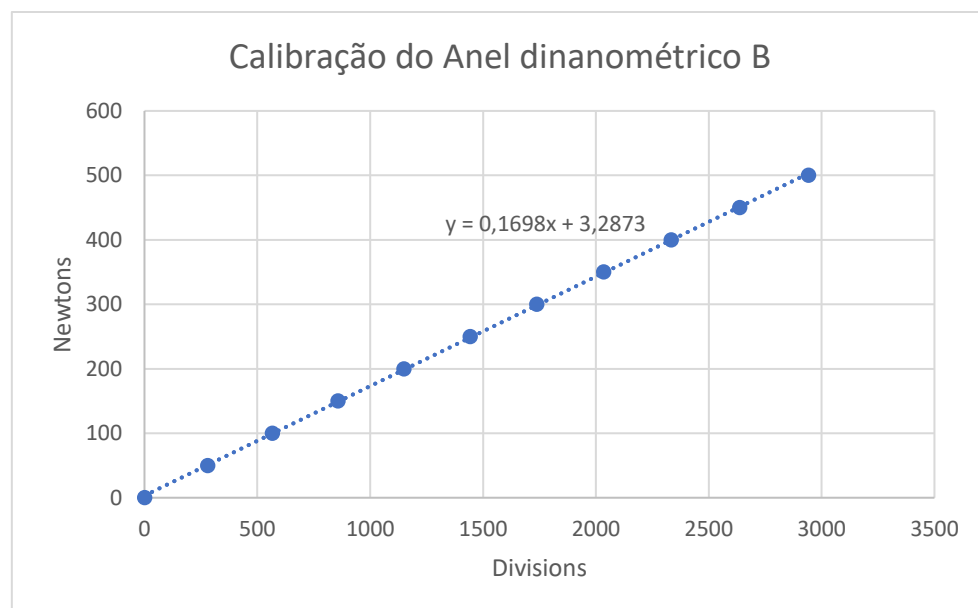


Figura A.2 - Curva de calibração do anel dinanométrico B.

Métodos de Casagrande e Taylor para a Amostra XN1 (8,54 kPa)

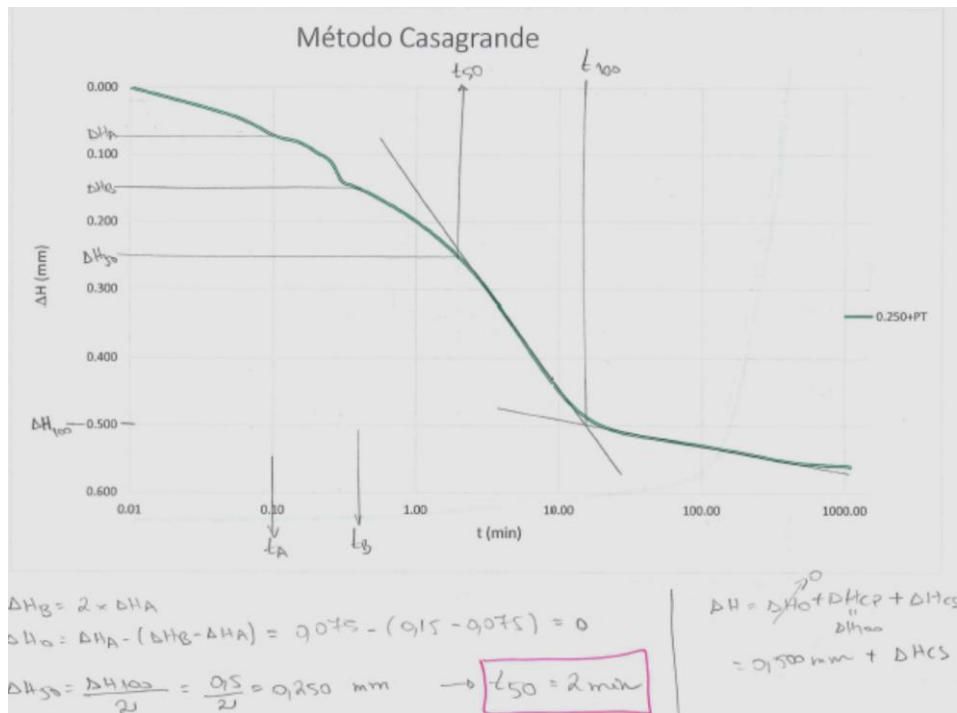


Figura A.3 – Método de Casagrande para a determinação de t_{50} (8,54 kPa).

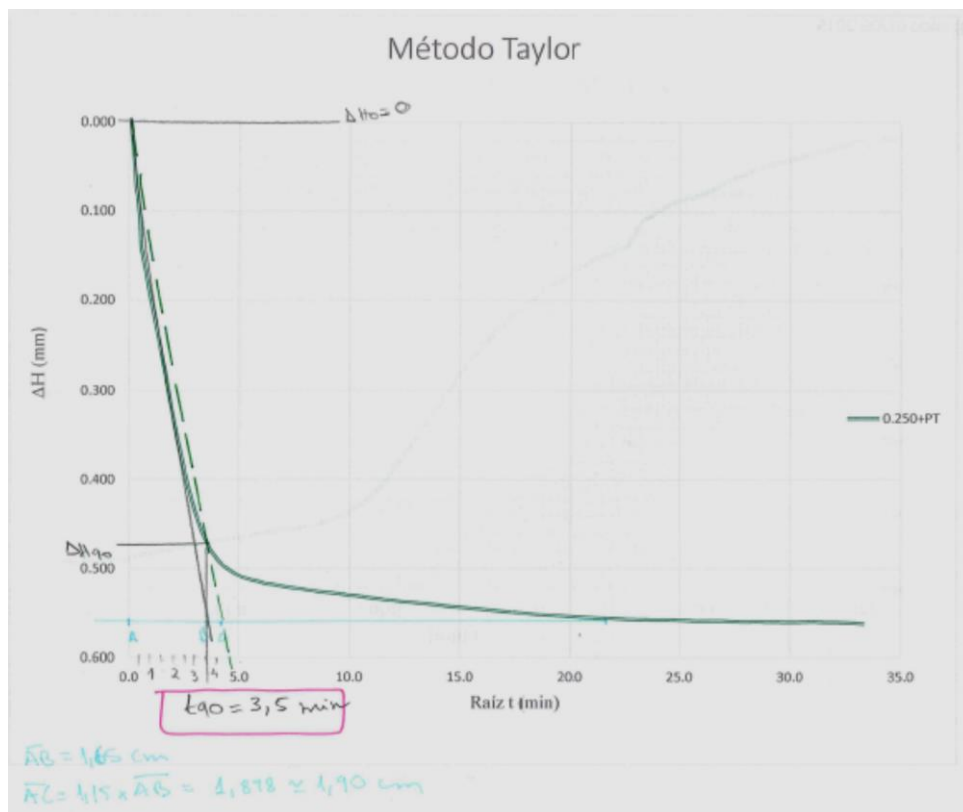


Figura A.4 – Método de Taylor para a determinação de t_{90} (8,54 kPa).

Quadros resumo com os parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico

Quadro A.1 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XN1.

Duração	Carga (Kg)	Tensão (kPa)	H ₀ (mm)	H _f (mm)	e ₀	e _f	av (kPa) ⁻¹	mv (kPa) ⁻¹	1+e	Casagrande		Taylor		Razão	
										c _v (m ² /ano)	k _v (m/s)	t ₉₀ (min)	c _v (m ² /ano)		k _v (m/s)
24h	0,25+PT	8,54	19,000	18,438	0,616	0,568	6,794E-03	4,205E-03	1,568	4,672	6,230E-09	3,50	11,493	1,533E-08	2,46
24h	0,5+PT	15,58	18,438	18,166	0,568	0,545	3,289E-03	2,097E-03	1,545	6,286	4,181E-09	2,75	13,775	9,161E-09	2,19
24h	1+PT	29,65	18,166	17,827	0,545	0,516	2,051E-03	1,327E-03	1,516	6,571	2,766E-09	2,75	13,372	5,628E-09	2,03
24h	2+PT	57,79	17,827	17,360	0,516	0,476	1,410E-03	9,303E-04	1,476	11,752	3,467E-09	2,25	15,738	4,643E-09	1,34
24h	4+PT	114,08	17,360	16,790	0,476	0,428	8,609E-04	5,831E-04	1,428	17,730	3,279E-09	2,00	16,791	3,105E-09	0,95
24h	8+PT	226,64	16,790	16,120	0,428	0,371	5,065E-04	3,547E-04	1,371	24,325	2,736E-09	2,25	13,961	1,570E-09	0,57
48h	16+PT	451,78	16,120	15,544	0,371	0,322	2,175E-04	1,587E-04	1,322	33,632	1,693E-09	0,75	38,606	1,943E-09	1,15
24h	32+PT	902,05	15,544	15,065	0,322	0,281	9,050E-05	6,847E-05	1,281	20,848	4,526E-10	2,00	13,461	2,923E-10	0,65
48h	64+PT	1802,59	15,065	14,520	0,281	0,235	5,144E-05	4,016E-05	1,235	21,758	2,771E-10	1,50	16,859	2,147E-10	0,77
24h	128+PT	3603,66	14,520	13,920	0,235	0,184	2,831E-05	2,293E-05	1,184	12,128	8,817E-11	2,00	11,746	8,539E-11	0,97
72h	64+PT (D)	1802,59	13,920	14,010	0,184	0,191	4,225E-06	3,569E-06	1,191	38,585	4,367E-11	1,25	17,274	1,955E-11	0,45
24h	32+PT (D)	902,05	14,010	14,085	0,191	0,198	7,074E-06	5,938E-06	1,198	10,585	1,993E-11	2,00	10,935	2,059E-11	1,03
24h	16+PT (D)	451,78	14,085	14,242	0,198	0,211	2,978E-05	2,486E-05	1,211	8,559	6,748E-11	1,75	12,631	9,959E-11	1,48
24h	8+PT (D)	226,64	14,242	14,500	0,211	0,233	9,721E-05	8,027E-05	1,233	6,564	1,671E-10	2,25	10,046	2,557E-10	1,53
24h	4+PT (D)	114,08	14,500	14,786	0,233	0,257	2,165E-04	1,756E-04	1,257	2,721	1,515E-10	3,00	7,809	4,347E-10	2,87
72h	2+PT (D)	57,79	14,786	15,065	0,257	0,281	4,210E-04	3,348E-04	1,281	2,096	2,225E-10	3,25	7,496	7,958E-10	3,58
24h	1+PT (D)	29,65	15,065	15,340	0,281	0,304	8,306E-04	6,484E-04	1,304	2,599	5,344E-10	4,50	5,620	1,155E-09	2,16
24h	0,5+PT (D)	15,58	15,340	15,623	0,304	0,329	1,714E-03	1,314E-03	1,329	0,870	3,626E-10	5,25	4,994	2,081E-09	5,74
24h	0,25+PT (D)	8,54	15,623	15,657	0,329	0,331	4,049E-04	3,048E-04	1,331	-	-	-	-	-	-

Quadro A.2 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XN2.

Duração	Carga (Kg)	Tensão (kPa)	H ₀ (mm)	H _f (mm)	e ₀	e _f	av (kPa) ⁻¹	mv (kPa) ⁻¹	1+e	Casagrande		Taylor		Razão	
										c _v (m ² /ano)	k _v (m/s)	t ₉₀ (min)	c _v (m ² /ano)		k _v (m/s)
-	PT	1,51	19,000	19,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24h	0,25+PT	8,54	19,000	18,402	0,573	0,523	7,05E-03	4,48E-03	1,523	2,832	4,023E-09	3,90	10,314	1,465E-08	3,64
24h	0,5+PT	15,58	18,402	18,162	0,523	0,504	2,82E-03	1,85E-03	1,504	3,811	2,238E-09	3,13	12,055	7,078E-09	3,16
24h	1+PT	29,65	18,162	17,816	0,504	0,475	2,03E-03	1,35E-03	1,475	7,115	3,052E-09	2,25	16,335	7,007E-09	2,30
24h	2+PT	57,79	17,816	17,489	0,475	0,448	9,61E-04	6,52E-04	1,448	6,847	1,415E-09	2,13	16,605	3,432E-09	2,43
24h	4+PT	114,08	17,489	17,129	0,448	0,418	5,30E-04	3,66E-04	1,418	8,798	1,022E-09	2,00	17,041	1,979E-09	1,94
24h	8+PT	226,64	17,129	16,749	0,418	0,387	2,79E-04	1,97E-04	1,387	9,493	5,930E-10	2,00	16,346	1,021E-09	1,72
24h	16+PT	451,78	16,749	16,378	0,387	0,356	1,36E-04	9,84E-05	1,356	11,172	3,486E-10	1,75	17,862	5,573E-10	1,60
24h	32+PT	902,05	16,378	16,004	0,356	0,325	6,88E-05	5,07E-05	1,325	12,399	1,994E-10	1,75	17,079	2,746E-10	1,38
24h	64+PT	1802,59	16,004	15,260	0,325	0,263	6,84E-05	5,16E-05	1,263	16,575	2,714E-10	1,63	17,509	2,867E-10	1,06
24h	128+PT	3603,66	15,260	14,651	0,263	0,213	2,80E-05	2,22E-05	1,213	15,069	1,059E-10	1,50	17,298	1,216E-10	1,15
24h	64+PT (D)	1802,59	14,651	14,670	0,213	0,215	8,84E-07	7,29E-07	1,215	11,112	2,569E-12	1,50	15,944	3,686E-12	1,43
24h	32+PT (D)	902,05	14,670	14,741	0,215	0,220	6,57E-06	5,41E-06	1,220	-	-	0,50	15,986	2,740E-11	-
24h	16+PT (D)	451,78	14,741	14,941	0,220	0,237	3,67E-05	3,00E-05	1,237	28,125	2,679E-10	1,50	16,142	1,538E-10	0,57

Quadro A.3 - Parâmetros obtidos no Ensaio Edométrico para a amostra XC2.

Duração	Carga (Kg)	Tensão (kPa)	H ₀ (mm)	H _f (mm)	e ₀	e _f	av (kPa) ⁻¹	mv (kPa) ⁻¹	1+e	Casagrande		Taylor		Razão	
										c _v (m ² /ano)	k _v (m/s)	t ₉₀ (min)	c _v (m ² /ano)		k _v (m/s)
24h	0,25+PT	8,54	19,000	18,670	0,819	0,788	4,491E-03	2,469E-03	1,788	13,350	1,045E-08	1,50	26,817	2,099E-08	2,01
24h	0,5+PT	15,58	18,670	18,468	0,788	0,768	2,746E-03	1,536E-03	1,768	24,387	1,188E-08	1,25	31,073	1,514E-08	1,27
24h	1+PT	29,65	18,468	18,295	0,768	0,752	1,177E-03	6,656E-04	1,752	23,234	4,904E-09	1,25	30,404	6,417E-09	1,31
24h	2+PT	57,79	18,295	18,115	0,752	0,735	6,129E-04	3,499E-04	1,735	28,882	3,204E-09	1,00	37,297	4,138E-09	1,29
24h	4+PT	114,08	18,115	17,885	0,735	0,712	3,923E-04	2,262E-04	1,712	42,474	3,046E-09	1,00	36,566	2,622E-09	0,86
24h	8+PT	226,64	17,885	17,742	0,712	0,699	1,215E-04	7,093E-05	1,699	29,571	6,651E-10	1,25	28,513	6,413E-10	0,96
24h	16+PT	451,78	17,742	17,612	0,699	0,686	5,501E-05	3,238E-05	1,686	50,926	5,229E-10	1,00	35,074	3,602E-10	0,69
24h	32+PT	902,05	17,612	17,443	0,686	0,670	3,608E-05	2,140E-05	1,670	40,149	2,724E-10	1,00	34,565	2,345E-10	0,86
24h	64+PT	1802,59	17,443	16,737	0,670	0,603	7,508E-05	4,496E-05	1,603	26,253	3,742E-10	1,00	33,902	4,833E-10	1,29
24h	128+PT	3603,66	16,737	16,111	0,603	0,543	3,329E-05	2,077E-05	1,543	24,170	1,592E-10	0,50	62,425	4,112E-10	2,58
24h	64+PT (D)	1802,59	16,111	16,111	0,543	0,543	1,578E-08	1,023E-08	1,543	-	-	-	-	-	-
24h	32+PT (D)	902,05	16,111	16,234	0,543	0,554	1,312E-05	8,503E-06	1,554	-	-	0,50	57,842	1,560E-10	-
24h	16+PT (D)	451,78	16,234	16,410	0,554	0,571	3,754E-05	2,415E-05	1,571	-	-	1,00	29,365	2,249E-10	-

Reperfilamento do talude em planta

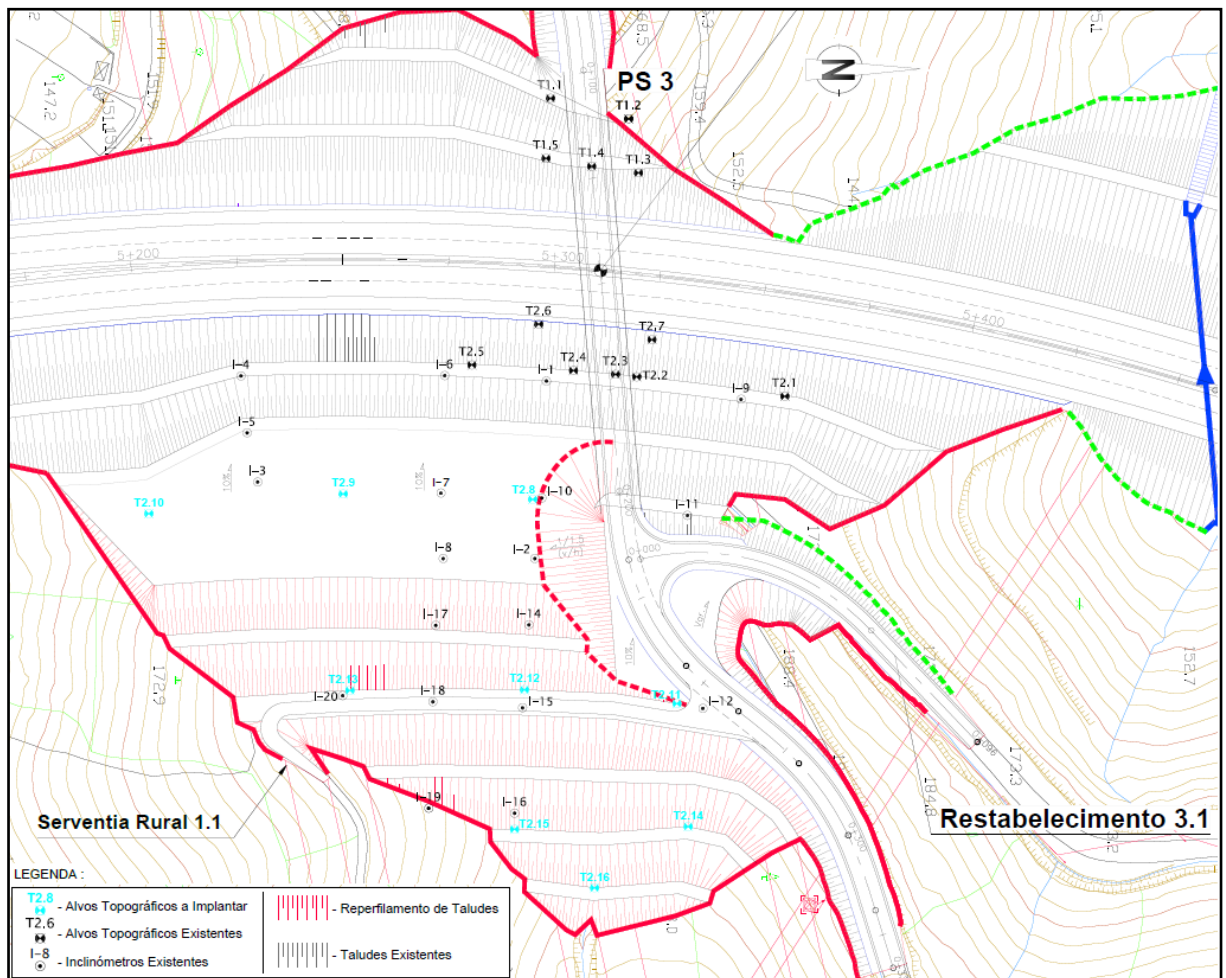


Figura A.5 – Reperfilamento do talude em planta. Ascendi, 2014.

Perfil do talude

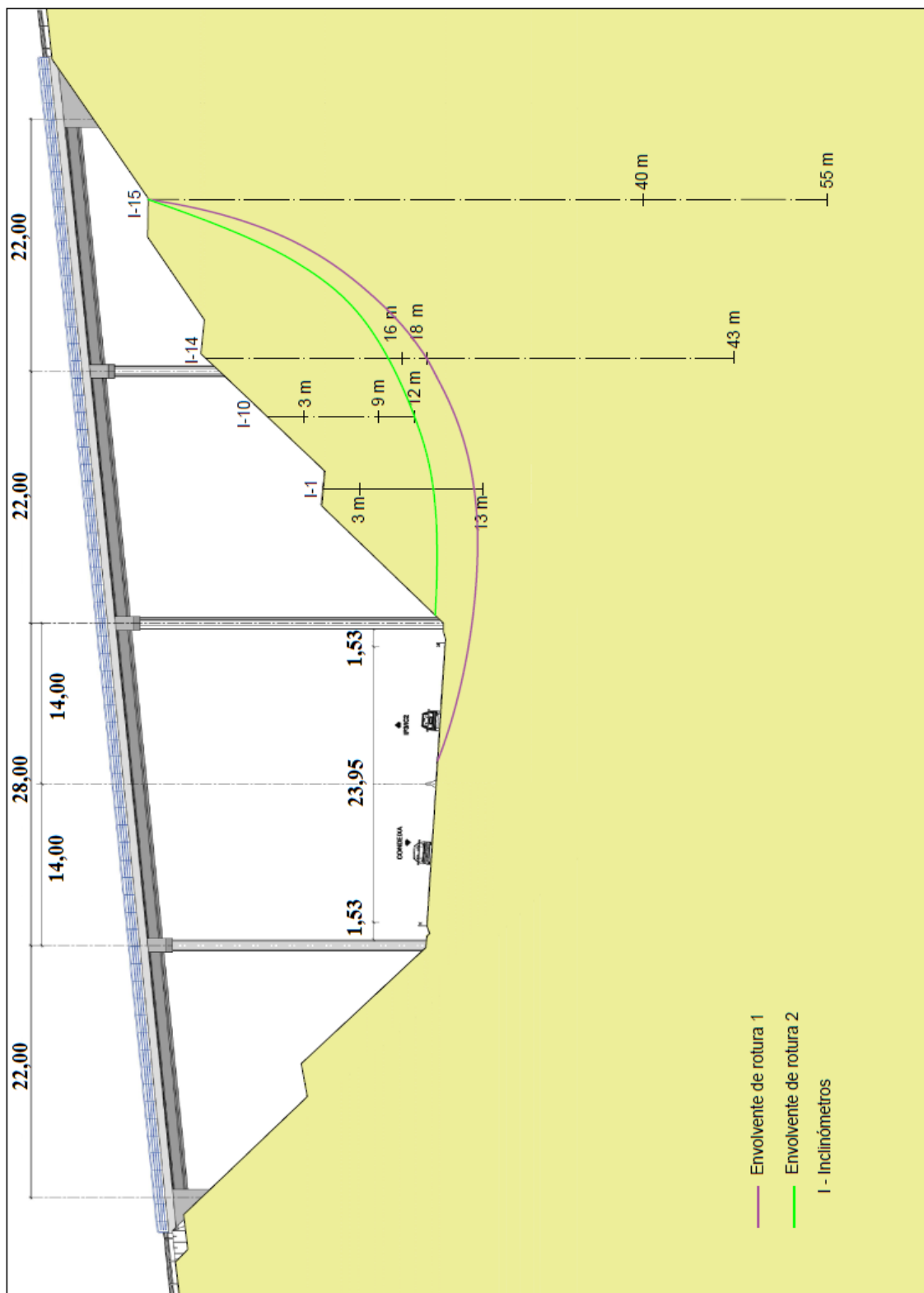


Figura A.6 – Perfil do talude com as possíveis envolventes de rotura, obtidas pela análise dos inclinómetros.