U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

APLICAÇÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS BASEADOS NA MECÂNICA DOS ESTADOS CRÍTICOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE REJEITADOS

Simulação numérica pelo método de elementos finitos

BERNARDO JOSÉ PRAÇA DE VASCONCELOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Coorientador: Engenheiro Gonçalo Nuno dos Santos Tavares

JUNHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

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

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

A todos aqueles que por amor entregaram a estabilidade e motivação necessárias para que conseguisse alcançar este objetivo.

Mens Agitat Molem

(O Espírito move a Massa)

(A Mente move a Matéria)

(A Inteligência domina as forças físicas)

Virgílio,

Eneida, 6, 727

AGRADECIMENTOS

O processo de compor esta dissertação revelou-se um misto de sensações e de momentos – facilmente me encontrei entre o divertimento e o entusiasmo de aprender algo novo, e aplicá-lo num trabalho que teria o meu nome, e o cansaço que cinco anos de estudo fizeram acumular, mantendo o final próximo sempre a uma distância de "segurança". A montanha russa deste curso, e da dissertação em particular, teria facilmente descarrilado sem a ajuda, os ensinamentos, o acompanhamento e a companhia de algumas personalidades, minhas personalidades, que destaco.

Um agradecimento especial, e de admiração, ao Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, com quem muito aprendi e com quem espero poder continuar a aprender, pela dedicação e preciosa orientação.

À Professora Doutora Sara Rios que, não fazendo formalmente parte do corpo orientador, nunca recusou ajudar-me.

Ao corpo docente da FEUP que me transmitiu conhecimentos valiosos e fez por manter o gosto que tenho pela Engenharia Civil.

À secção de Geotecnia do DEC que me acolheu e proporcionou um espaço e um ambiente favoráveis à realização da dissertação e ao crescimento pessoal a que esta obrigou.

Ao Davide pelo auxílio no programa de cálculo, cujas sugestões se mostraram muito úteis.

À equipa da TPF, em particular ao Sr. Engenheiro Gonçalo Tavares, pelo acolhimento, acompanhamento e aconselhamento ao longo da nossa colaboração, nesta dissertação, e fornecimento dos dados e ideias necessárias à sua concretização.

À SOMINCOR, pela autorização de utilização dos dados relativos à IRCL.

À Direção da IACES-LC Porto que compreendeu a carga de trabalho de que eu não podia abdicar.

À Filipa, uma precisa e amiga ajuda no processo de modelação.

Ao Daniel Santos, ao Gonçalo Mata, ao Miguel Leão e ao Rui Pereira por serem amigos e companheiros de jornada e por persistirem na ajuda que fui precisando ao longo destes cinco anos.

Ao João Valente por ser colega e irmão de curso, a quem gastei muito tempo da sua vida com conversas e explicações.

Aos meus pais e irmã pela constante preocupação e dedicação ao longo do meu percurso académico.

À Inês, a quem o protocolo não me deixa dedicar mais palavras além de um profundo agradecimento pela companhia, cuidado, afeto e dedicação não só a este trabalho mas também à minha pessoa.

RESUMO

A indústria ligada à mineração constitui uma fatia considerável na economia e nas necessidades do funcionamento do mundo. A este setor está associada a geração de subprodutos muitas vezes sem valor aproveitável – os rejeitados. Estes são depositados em estruturas de grandes dimensões, com problemas de estabilidade, nomeadamente devidos à suscetibilidade à liquefação.

A presente dissertação foca-se em estudar o comportamento dos solos quando solicitados por ações, à luz da teoria dos estados críticos, evoluída para contemplar comportamentos de liquefação com perda súbita de resistência. Aborda também teoricamente análises equilíbrio limite e análises tensão-deformação utilizando um modelo convencional, Mohr-Coulomb, e um avançado que contempla aquele fenómeno, NorSand.

Uma vez que os estudos realizados recorrem ao cálculo numérico, fazem-se considerações sobre as bases teóricas que coordenam a análise dos softwares – PLAXIS 2D e PLAXIS LE –, bem como os procedimentos e precauções a ter em conta na modelação.

No âmbito de um programa de estabilidade Round Robin é avaliada a integridade de uma pilha de rejeitados segundo Mohr-Coulomb e NorSand, quando ocorre uma subida consistente do nível de água. Incluem-se nestas modelações análises Plásticas drenadas e não drenadas e de Fluxo Acoplado.

Numa colaboração com a TPF, e com o seu trabalho na Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo, utiliza-se este caso de estudo para simular, em ambiente PLAXIS, o comportamento desta estrutura no processo de alteamento, com múltiplas fases e condições de carregamento, variando algumas hipóteses paramétricas e condições de drenagem numa específica secção plana desta grande barragem de rejeitados.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitados, Barragem, Teoria dos Estados Críticos, Liquefação, PLAXIS, Modelação e Análise Numérica.

ABSTRACT

The mining industry represents a considerable portion of the world's economy and operational needs. This sector is associated with the generation of by-products that often have no usable value - the tailings. These are stored in large structures, with stability problems, particularly due its susceptibility to liquefaction.

This thesis aims to study the behaviour of soils when under stress, in the perspective of the critical state theory, developed to contemplate liquefaction behaviour with sudden loss of strength. It also addresses limit equilibrium and stress-strain analyses using a conventional model, Mohr-Coulomb, and an advanced one that contemplates that phenomenon, NorSand.

Since the studies performed rely on numerical calculation, considerations are made on the theoretical bases that coordinate the analysis of the softwares - PLAXIS 2D and PLAXIS LE -, as well as the procedures and precautions to be taken into account in the modelling.

In the framework of a Round Robin stability programme, the integrity of a tailings dam is evaluated according to Mohr-Coulomb and NorSand, when a consistent rise in water level occurs. Drained and undrained plastic and fully coupled analyses are included in these modelling.

In collaboration with TPF, and with their work at the Cerro do Lobo Waste Facility, this case study is used to simulate, in PLAXIS, the behaviour of this structure in the raising process, with multiple stages and stress conditions, varying some parametric assumptions and drainage conditions in a specific plane section of this large tailings dam.

KEYWORDS: Tailings, Dam, Critical State Theory, Liquefaction, PLAXIS, Numerical Analysis and Modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO E ÂMBITO 1

1.2. OBJETIVOS 2

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 3

2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO 5

2.1. REJEITADOS DE MINERAÇÃO 5

2.1.1. ATIVIDADE DE MINERAÇÃO E OS SEUS PRODUTOS 5

2.1.2. REJEITADOS 6

2.1.3. CLASSIFICAÇÃO DOS REJEITADOS 7

2.1.3.1. Rejeitado convencional 8

2.1.3.2. Rejeitado espessado 8

2.1.3.3. Rejeitado em pasta 8

2.1.3.4. Rejeitado filtrado 8

2.1.4. TRANSPORTE E DEPOSIÇÃO DE REJEITADOS 9

2.1.5. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS REJEITADOS ESSENCIAIS E ALGUNS VALORES CARACTERÍSTICOS 9

2.2. BARRAGENS DE REJEITADOS 11

2.2.1. INTRODUÇÃO, DEFINIÇÃO E PROBLEMAS DA TECNOLOGIA 11

2.2.2. MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO 13

2.2.2.1. Construção de Etapa Única VS Construção por Alteamentos Sucessivos 13

2.2.2.2. Método de Montante 14

2.2.2.3. Método de Jusante 15

2.2.2.4. Método de Linha de Centro 16

2.3. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS 16

2.3.1. INTRODUÇÃO 16

2.3.2. O ENSAIO TRIAXIAL E AS TENSÕES PRINCIPAIS 17

2.3.3. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS 17

2.3.4. SOBRECONSOLIDAÇÃO 20

2.3.5. ESTADO CRÍTICO 21

2.3.6. PARÂMETRO DE ESTADO 22
2.3.7. A INFLUÊNCIA DA DILATÂNCIA NA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS COM RESISTÊNCIA DE PICO 24
2.3.8. CARREGAMENTO EM CONDIÇÕES NÃO-DRENADAS 26
2.3.9. COMPORTAMENTOS DILATANTES E COMPORTAMENTOS DE LIQUEFAÇÃO – ENSAIOS DE CASTRO (1969) 27
2.3.10. LIQUEFAÇÃO 29
2.3.11. A RELAÇÃO ENTRE A LIQUEFAÇÃO E AS BARRAGENS DE REJEITADOS 30
2.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE – EQUILÍBRIO-LIMITE 30
2.4.1. TEORIA DA ANÁLISE LIMITE 30
2.4.2. ANÁLISE EQUILÍBRIO-LIMITE 30
2.4.3. MÉTODO DAS FATIAS 31
2.5. ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO 32
2.5.1. MOHR-COULOMB 32
2.5.2. NORSAND 34

3. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O SOFTWARE UTILIZADO – PLAXIS 37
3.1. A ESCOLHA DO SOFTWARE 37
3.2. PLAXIS 2D 37
3.2.1. MÉTODOS NUMÉRICOS E MODELOS CONSTITUTIVOS 37
3.2.1.1. Mohr-Coulomb em PLAXIS 2D 38
3.2.1.2. NorSand em PLAXIS 2D 39
3.2.2. TIPOS DE ANÁLISES 41
3.2.2.1. Análise Plástica 41
3.2.2.2. Análise de Fluxo Acoplado 42
3.2.2.3. Análise da Segurança 42
3.2.2.4. Outras Análises 42
3.2.3. ASPETOS DA MODELAÇÃO 43
3.2.3.1. Abas “Soil”, “Structures” e “Mesh” 43
3.2.3.2. Aba “Flow Conditions” 47
3.2.3.3. Aba “Staged Construction” 47
3.2.4. OUTPUT 48
3.3. PLAXIS LE 50
3.3.1. MÉTODOS NUMÉRICOS 50
3.3.2. ANÁLISES POSSÍVEIS 50
3.3.3. ASPETOS DA MODELAÇÃO – “SLOPE STABILITY” 52

3.3.4. OUTPUT 53

4. TAILLIQ SLOPE STABILITY ROUND ROBIN 55

4.1. O PROGRAMA 55

4.2. PREVIAMENTE REALIZADO 56

4.2.1. TRATAMENTO DE DADOS 57

4.2.2. ANÁLISES 60

4.2.3. RESULTADOS 61

4.3. NOVOS OBJETIVOS 62

4.4. REANÁLISE COM MOHR-COULOMB 62

4.4.1. MODIFICAÇÕES 62

4.4.2. RESULTADOS 64

4.5. ANÁLISE COM NORSAND 67

4.5.1. PARAMETRIZAÇÃO 67

4.5.2. FASE INICIAL 69

4.5.3. RESULTADOS 69

4.6. ANÁLISE HIDRODINÂMICA – FLUXO ACOPLADO 75

4.6.1. ANÁLISE DE FLUXO ACOPLADO EM MOHR-COULOMB 75

4.6.2. ANÁLISE DE FLUXO ACOPLADO EM NORSAND 78

4.7. ANÁLISE EQUILÍBRIO-LIMITE – PLAXIS LE 81

4.7.1. ANÁLISE DE SUPERFÍCIE CIRCULAR 81

4.7.2. ANÁLISE DE SUPERFÍCIE NÃO-CIRCULAR 83

4.7.3. SUPERFÍCIE DE ROTURA PELO MÉTODO DE REDUÇÃO DOS PARÂMETROS RESISTENTES – PLAXIS 2D 84

4.8. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE EM PLAXIS 86

4.8.1. CONCLUSÕES PARA O ROUDROBIN 86

4.8.2. CONCLUSÕES SOBRE O PLAXIS 86

5. INSTALAÇÃO DE RESÍDUOS DO CERRO DO LOBO 89

5.1. INTRODUÇÃO 89

5.2. EXPANSÕES E ESTADO PRÉVIO 90

5.3. ESTADO DE EXPANSÃO ATUAL 93

5.4. MODELAÇÃO – PLAXIS 2D 95

5.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 95

5.4.2. MATERIAL E SUA PARAMETRIZAÇÃO 96

5.4.3. ASPETOS DA MODELAÇÃO 99
5.4.4. RESULTADOS 103
5.4.5. CONCLUSÕES SOBRE A INSTALAÇÃO DE RESÍDUOS DE CERRO DO LOBO 106

6. CONCLUSÕES 109
6.1. CONCLUSÕES GERAIS 109
6.2. PROCESSO DE ELABORAÇÃO 109
6.3. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS 110
6.4. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 110

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas dos Processos de Lavra e Mineração, adaptado de Luz e Lins (2018) 6
Figura 2 – Faixa granulométrica dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, adaptado de Guimarães (2011) 7
Figura 3 – Transporte e Cuidados dos Diferentes Tipos de Rejeitados, adaptado de Australia Department of Industry Innovation and Science (2016) 9
Figura 4 – Barragem de Rejeitados da Mina de Akyem no Gana, [1] 12
Figura 5 – Desastre da Barragem de Rejeitados de Brumadinho, REUTERS/Washington Alves 13
Figura 6 – Método de Montante na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Vick (1983) 14
Figura 7 – Trapézio Estrutural de uma Barragem de Rejeitados construída pelo Método de Montante, adaptado de Daniel Schultz [2] 15
Figura 8 – Método de Jusante na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Albuquerque Filho (2004) 15
Figura 9 – Método de Linha de Centro na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Albuquerque Filho (2004) 16
Figura 10 – Gráficos de tensão e índice de vazios em função da extensão para areias densas e areias soltas, adaptado de Taylor (1948) 18
Figura 11 – Linha de compressão normal e linha carga-descarga, adaptado de Atkinson (2007) 19
Figura 12 – Linha de pontos com o mesmo OCR num gráfico de compressão isotrópica, adaptado de Atkinson (2007) 21
Figura 13 – Estados do solo em relação ao estado crítico, adaptado de Maranha das Neves (2016) e de Carneiro (2021) 23
Figura 14 – O coeficiente volumétrico N_{tc} no plano η_{max} – D_{min}, adaptado de Been and Jefferies (2004) 25
Figura 15 – Gráfico representante da relação entre o Parâmetro de Estado e a Dilatância Mínima, adaptado de Jefferies and Been (2016) 26
Figura 16 – Carregamento do Solo em Condições Não-Drenadas e a sua relação com a LEC, adaptado de Carneiro (2021) 27
Figura 17 – Comportamento de um Solo com Parâmetros de Estado distintos - Ensaios triaxiais realizados Castro (1969), adaptado de Vilcahuamán (2018) 28
Figura 18 – Linha de Colapso e Linha de Liquefação Estática no plano q – p' de um solo solto em condições não-drenadas, adaptado de Been and Jefferies (2004) 29
Figura 19 – Formulação do Método das Fatias, adaptado de Matos Fernandes (2020) 31
Figura 20 – Comportamento Elástico Perfeitamente Plástico, PLAXIS Material Models 33
Figura 21 – Tangentes ao Gráfico Tensão-Deformação com Declive E, adaptado de Matos Fernandes (2020) 34
Figura 22 – Escolhas para a criação de um novo modelo – PLAXIS 2D 38
Figura 23 – Tipos de discretização dos elementos finitos – PLAXIS 2D 38
Figura 24 – Critério de Tresca para três direções de tensão (PLAXIS Material Models) 39
Figura 25 – Resposta do modelo constitutivo NorSand perante teste triaxial não-drenado para diferentes valores de parâmetro de estado inicial (adaptado de Manual "User Defined Soil Models – NorSand", PLAXIS 2D) 40

Figura 26 – Resposta do modelo constitutivo NorSand perante teste triaxial não-drenado com e sem o parâmetro de amolecimento S (Manual "User Defined Soil Models – NorSand") 41
Figura 27 – Definição Inicial do Contorno do Modelo – PLAXIS 2D 43
Figura 28 – Definição dos Parâmetros Mecânicos de um Solo segundo Mohr-Coulomb (à esquerda) e NorSand com LEC Linear (à direita) – PLAXIS 2D 45
Figura 29 – Janela de Importação de Geometria exemplo de um caso estudado na presente dissertação - PLAXIS 2D 46
Figura 30 – Malha de Elementos Finitos Muito Fina exemplo - PLAXIS 2D 46
Figura 31 – Exemplo do Faseamento nas Condições de Fluxo com Nível de Água Global e Fronteiras Hidráulicas do tipo "Head" - PLAXIS 2D 47
Figura 32 – Fase com Escavação Exemplo - PLAXIS 2D 47
Figura 33 – Símbolos definidores dos Tipos de Cálculo de Fase Inicial - "K0 procedure", "Field Stress" e "Gravity Loading" respetivamente - PLAXIS 2D 48
Figura 34 – Símbolos definidores dos Tipos de Análise no Faseamento Construtivo – Plástica, Consolidação, Segurança, Dinâmica, Fluxo Acoplado e Dinâmica com Consolidação - PLAXIS 2D 48
Figura 35 – Output Exemplo - Excessos de Poropressão - PLAXIS 2D 49
Figura 36 – Curva Exemplo - Gráfico q-p' ao longo do faseamento - PLAXIS 2D 49
Figura 37 – Superfície de Rotura Circular Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021) 51
Figura 38 – Superfície de Rotura Circular Composta Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021) 51
Figura 39 – Superfície de Rotura Não-Circular Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021) 52
Figura 40 – Modelação Exemplo - PLAXIS LE 53
Figura 41 – Gráfico Exemplo da Evolução do Valor da Coesão da Base em função do Número da Fatia - PLAXIS LE 53
Figura 42 – Geometria da Secção e Subida do Nível de Água (Termos do Concurso "TAILLIQ Slope Stability Round Robin", The University of Western Australia, 2020) 56
Figura 43 – Ângulo de Atrito modelado e resultante do tratamento de dados dos CPTu (Scenario 1 CPT and lab data, TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020) 58
Figura 44 – Parâmetro de Estado Incial em Profundidade (Tratamento de Dados CPTu de TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020) 59
Figura 45 – Disposição das Camadas por Resistência não drenada para o cenário não-drenado (modelação para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020) 59
Figura 46 – Comportamento pós-pico do solo do modelo para o cenário não-drenado do RR – FLAC 60
Figura 47 – Disposição das Camadas segundo a resitência ao corte não drenada (modelação do cenário não-drenado para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020) 61
Figura 48 – O deslocamento máximo das partículas (esquerda) e o fator de segurança (direita) em função da subida do nível de água (cenário drenado previamente realizado, para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020) 61
Figura 49 – Curva de Sucção para Silte – PLAXIS 2D 63

Figura 50 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D 65
Figura 51 – Evolução do Fator de Segurança com a subida do NA para o cenário drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D 65
Figura 52 – Pontos plastificados para NA de altura 30m na configuração mais capaz para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D 66
Figura 53 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 51m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D 67
Figura 54 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D . 70
Figura 55 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D 71
Figura 56 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D 72
Figura 57 – Pontos Plastificados da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D 73
Figura 58 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 48m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e “K0 procedure” em NS com análise plástica – PLAXIS 2D 73
Figura 59 – Deslocamentos das partículas na pilha de rejeitados com NA de 48m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e “K0 procedure” em NS com análise plástica – PLAXIS 2D 74
Figura 60 – Deslocamentos das partículas da fase pós-rotura da pilha de rejeitados com NA de 49m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e “K0 procedure” em NS com análise plástica – PLAXIS 2D 74
Figura 61 – Pontos plastificados da fase pós rotura da pilha de rejeitados com NA de 49m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e “K0 procedure” em NS com análise plástica – PLAXIS 2D..... 75
Figura 62 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 5400 dias – PLAXIS 2D 76
Figura 63 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 50m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 2700 dias – PLAXIS 2D 76
Figura 64 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 5700 dias – PLAXIS 2D 77
Figura 65 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados na rotura com NA de 50m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 2700 dias – PLAXIS 2D 77
Figura 66 – Evolução do Fator de Segurança com a subida do NA para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado – PLAXIS 2D 78
Figura 67 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 7500 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D... 79

Figura 68 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 7500 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D..... 79
Figura 69 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 9000 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D..... 80
Figura 70 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 9000 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D..... 81
Figura 71 – Superfície de deslizamento circular determinada por equilíbrio limite para o cenário drenado com NA de 77m do RR em MC - PLAXIS LE..... 82
Figura 72 – Superfície de deslizamento circular determinada por equilíbrio limite para o cenário não-drenado com NA de 50m do RR em MC - PLAXIS LE 82
Figura 73 – Superfície de deslizamento não circular determinada por equilíbrio limite para o cenário drenado com NA de 77m do RR em MC - PLAXIS LE..... 83
Figura 74 – Superfície de deslizamento não circular determinada por equilíbrio limite para o cenário não-drenado com NA de 50m do RR em MC - PLAXIS LE 84
Figura 75 – Incrementos de deformação por corte das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise de segurança – PLAXIS 2D 85
Figura 76 – Incrementos de deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 51m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de segurança – PLAXIS 2D 85
Figura 77 – Vista Aérea da Exploração da Mina de Neves-Corvo, retirada de Google Earth90
Figura 78 – Perfil transversal tipo do Corpo Principal do Dique de Partida da IRCL, adaptado de SOMINCOR (2008)..... 91
Figura 79 – Expansão da IRCL por deposição de Pasta em Células, adaptado de Comissão de Avaliação do PEZ (2019) 92
Figura 80 – Dique de Escombro com Barriga..... 92
Figura 81 – Secção da IRCL que ilustra 6 alteamentos subsequentes à deposição por células, adaptado de desenho de modelação PLAXIS..... 93
Figura 82 – Dique Sul da Fase Atual de Expansão, adaptado de desenho de modelação PLAXIS..... 93
Figura 83 – Fase Final do PEZ da IRCL, adaptado de desenho de modelação PLAXIS..... 94
Figura 84 – Processo de Construção de Alteamentos, adaptado de modelação em PLAXIS 94
Figura 85 – Gráfico de Deposição em função do Tempo da Atual Fase de Expansão da IRCL, adaptado de GOLDER (2021)..... 95
Figura 86 – Sobreposição da Planta de Encerramento da IRCL com a Imagem do Google Earth e a Secção A a Analisar 96
Figura 87 – Rotura Local do Dique de uma Célula a evitar no Cálculo de Estabilidade da IRCL, adaptado de resultados da simulação em PLAXIS..... 101
Figura 88 – Divisão das Camadas da Secção A da IRCL segundo Diferentes Tensões Efetivas..... 101
Figura 89 – Faseamento de Deposição por Células (IRCL), adaptado de desenho de modelação PLAXIS..... 102
Figura 90 - Faseamento dos Alteamentos para Montante (IRCL), adaptado de desenho de modelação PLAXIS..... 102

Figura 91 – Deslocamentos Incrementais na Fase de Rotura da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS 103
Figura 92 – Deslocamentos Totais na Fase de Rotura da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS 104
Figura 93 – Evolução do Fator de Segurança com o Faseamento da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS 104
Figura 94 – Mecanismo de Rotura associado ao Fator de Segurança da Fase de Encerramento da secção A da IRCL para os modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva – PLAXIS..... 105
Figura 95 – Deslocamentos na Análise da Fase de Encerramento da secção A da IRCL para os modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva pelo método de atualização manual da resistência (em cima) e pelo método não drenado tipo A (em baixo) – PLAXIS 106

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos Rejeitados Granulometricamente segundo MEND (2017)..... 7
Quadro 2 – Classificação de Rejeitados de acordo com a Tensão de Campo e o Teor de Sólidos segundo Ulrich (2019)..... 8
Quadro 3 – Dados de Laboratório para o cenário drenado (Scenario 1 CPT and lab data, TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)..... 57
Quadro 4 – Parametrização do Solo segundo Moh-Coulomb para os dois cenários do RR. 64
Quadro 5 – Parâmetros de caracterização do solo através de NorSand para os dois cenários do RR..... 68
Quadro 6 – Fases de Alteamento do Dique de Partida..... 91
Quadro 7 – Parametrização dos Materiais da Secção A da IRCL (GOLDER, 2021)..... 98
Quadro 8 – Camada Resistente de Auxílio Numérico..... 100

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a, b e c	Parâmetros da LEC Não-Linear
c	Coesão [kPa]
c'	Coesão Efetiva [kPa]
c_{input}	Coesão de Início a calcular o FoS no PLAXIS 2D [kPa]
$c_{reduced}$	Coesão Reduzida a calcular o FoS no PLAXIS 2D [kPa]
C	Fator de Forma e Tortuosidade na Equação de Kozeny-Carman
C_a, C_b e C_c	Parâmetros a, b e c da LEC Não-Linear no PLAXIS 2D
D	Dilatância
D_{min}	Dilatância Mínima
D_R	Peso Específico [kN/m³]
e	Índice de Vazios
e_c	Índice de Vazios Crítico
E	Módulo de Young – Módulo de Deformabilidade [MPa]
E_0	Módulo de Young para pequenas def. – Módulo de Deformabilidade inicial [MPa]
E_{50}	Módulo de Deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura [MPa]
E_{oed}	Módulo de Deformabilidade Edométrico [MPa]
E_l	Força de Interação (normal) com a fatia esquerda no EL pelo Método das Fatias [kN]
E_r	Força de Interação (normal) com a fatia direita no EL pelo Método das Fatias [kN]
F	Fator de Segurança
g	Aceleração Gravítica [m/s²]
G	Módulo de Distorção Elástico [MPa]
G_0	Módulo de Distorção para Pequenas Deformações [MPa]
G_{max}	Módulo de Distorção Máximo [MPa]
$G_{ref} = G_{100}$	Módulo de Distorção Elástica à Pressão de Referência (100kPa) [MPa]
G_s	Peso Específico das Partículas Sólidas [kN/m³]
H	Módulo de Plasticidade
H_0	Módulo de Plasticidade 0
H_ψ	Módulo de Plasticidade associado ao Parâmetro de Estado
k	Condutividade Hidráulica na Equação de Kozeny-Carman
k	Inclinação da Linha de Descarga-Recarga
K_0	Coeficiente de Impulso em Repouso

M	Razão de Atrito Crítico
M_R	Momentos Resistentes no Cálculo EL pelo Método das Fatias [kN.m]
M_S	Momentos Solicitantes no Cálculo EL pelo Método das Fatias [kN.m]
M_{sf}	Incrementos de Redução dos Parâmetros Resistentes a calcular o FoS no PLAXIS 2D
M_{tc}	Razão de Atrito Crítico em Compressão
M_{te}	Razão de Atrito Crítico em Extensão
n_G	Expoente da equação Não-Linear da LEC relacionado com o tipo de solo
N	Volume de Vazios para p'=1kPa na LCN
N'	Resultante das Tensões Efetivas normais à base no EL pelo Método das Fatias [kN]
N_{tc}	Parâmetro que controla a relação entre η_{max} e D_{min}
p'	Tensão Efetiva Média [kPa]
p'_0	Tensão Efetiva Média Inicial [kPa]
p'_{ref}	Pressão de referência – 100 [kPa]
p'_y	Tensão Efetiva Média de Cedência [kPa]
q	Tensão de Desvio [kPa]
$q_{compressão\ triax}$	Tensão de Desvio para ensaios de compressão triaxial [kPa]
$q_{entensão\ triax}$	Tensão de Desvio para ensaios de extensão triaxial [kPa]
r	Raio do Deslizamento no EL pelo Método das Fatias
R	Forças Resistentes no cálculo do FoS em EL
R	Grau de Sobreconsolidação no PLAXIS 2D
s_u	Resistência Não-Drenada [kPa]
s_t	Sensitividade
s_{up}	Resistência Não Drenada de Pico
s_{ur}	Resistência Não Drenada Residual
$s_{u,input}$	Resistência Não-Drenada de Início a calcular o FoS no PLAXIS 2D [kPa]
$s_{u,reduced}$	Resistência Não-Drenada Reduzida a calcular o FoS no PLAXIS 2D [kPa]
S	Forças Instabilizadoras no cálculo do FoS em EL
S	Grau de Saturação
S	Ondas de Corte (Shear Waves)
S	Parâmetro de Amolecimento para Solos Não-Drenados em NS no PLAXIS 2D
S	Superfície Específica na Equação de Kozeny-Carman [m²/kg]
T	Forças Tangencias à base da fatia no EL pelo Método das Fatias [kN]
u	Poropressão normal à base da fatia no EL pelo Método das Fatias [kPa]

U	Resultante da Poropressão normal à base da fatia no EL pelo Método das Fatias [kN]
v	Volume de Vazios
v_c	Volume de Vazios Crítico
vk	Volume de Vazios para p'=1kPa na Linha de Descarga-Recarga
V_S	Velocidade das Ondas S [m/s²]
w	Teor em Água [%]
W	Peso da Fatia no EL
X_l	Força de Interação (tangencial) com a fatia esq. no EL pelo Método das Fatias [kN]
X_r	Força de Interação (tangencial) com a fatia dir. no EL pelo Método das Fatias [kN]
α	Ângulo entre a vertical e a normal à base da fatia no EL pelo Método das Fatias
γ_S	Peso Volúmico das Partículas Sólidas [kN/m³]
γ_w	Peso Volúmico da Água [kN/m³]
Γ	Volume Específico no Estado Crítico para p' = 1kPa
$\Delta\ell$	Largura da Base da fatia no EL pelo Método das Fatias [m]
Δx	Projeção Horizontal da Largura da Base da fatia no EL pelo Método das Fatias [m]
η	Invariante de Tensão – Rácio de Resistência – q/p'
η_{max}	Máximo da Invariante de Tensão – Rácio de Resistência associado a D_{min} – q/p'
λ	Gradiente no Estado Crítico para p' = 1kPa
μ_w	Viscosidade Dinâmica da Água [Pa.s]
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Densidade
ρ_w	Densidade da Água
σ'	Tensão Efetiva [kPa]
σ'_1	Tensão Efetiva Principal na Direção 1 [kPa]
σ'_2	Tensão Efetiva Principal na Direção 2 [kPa]
σ'_3	Tensão Efetiva Principal na Direção 3 [kPa]
σ'_h	Tensão Efetiva Horizontal [kPa]
σ'_v	Tensão Efetiva Vertical [kPa]
σ_1	Tensão Principal na Direção 1 [kPa]
σ_3	Tensão Principal na Direção 3 [kPa]
σ_h	Tensão Horizontal [kPa]

σ_v	Tensão Vertical [kPa]
τ'	Tensão de Corte Efetiva [kPa]
ϕ'	Ângulo de Atrito de Corte Efetivo [º]
ϕ'_c	Ângulo de Atrito de Corte no Estado Crítico [º]
ϕ'_{cv}	Ângulo de Atrito de Corte Efetivo [º]
ϕ_{input}	Ângulo de Atrito de Corte de Início a calcular o FoS no PLAXIS 2D [º]
$\phi_{reduced}$	Ângulo de Atrito de Corte Reduzido a calcular o FoS no PLAXIS 2D [º]
χ_{tc}	Parâmetro que rege a inclinação de D_{min} em função de ψ
ψ	Parâmetro de Estado
ψ_0	Parâmetro de Estado Inicial
Ψ	Ângulo de Dilatância

ASSIMAGRA	Associação Portuguesa Dos Industriais De Mármores, Granitos E Ramos Afins
2D	Duas Dimensões
3D	Três Dimensões
CPTu	"Cone Penetration Test" com medição de Poropressões
CSL	Critical State Line
DEC	Departamento de Engenharia Civil
FC	Fluxo Acoplado
DF	Diferenças Finitas
EF	Elemento(s) Finito(s)
MEF	Método dos Elementos Finitos
GL	"Gravity Loading" no cálculo da fase inicial em PLAXIS 2D
GLE	Método Geral de Equilíbrio-Limite
IRCL	Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo
LE	Equilíbrio Limite
LCN	Linha de Consolidação Normal
LEC	Linha de Estados Críticos
MC	Mohr-Coulomb (Modelo)
NA	Nível da Água
NS	NorSand (Modelo)
OCR	Grau de Sobreconsolidação
PEZ	Projeto de Expansão de Zinco

RR	TAILLIQ Slope Stability Round Robin
SOMINCOR	Sociedade Mineira de Neves Corvo
TRI	Teorema da Região Inferior
TRS	Teorema da Região Superior
TSF	"Tailings Storage Facility"
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FoS	Fator de Segurança – Factor of Safety

def.	Deformação(deformações)
dir.	Direito(a)
esq.	Esquerdo(a)

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E ÂMBITO

A indústria mineira desempenha há muito tempo um papel de relevância na sociedade e na economia mundial. Não é diferente nos tempos que correm nem se antevê um abrandamento da exploração e extração de minério num futuro próximo; pelo contrário, o avanço tecnológico parece estar longe de ser independente de recursos finitos, acontecendo antes a sua substituição por recursos diferentes, nomeadamente de outros minerais, muitos raros.

Tal como sucede na maioria das atividades económicas, seja na produção ou na distribuição, há criação de material que não é ou não pode ser aproveitado. Com a extração de minério acumula-se escombro, cujo aproveitamento é limitado mas possível; com o beneficiamento, que origina o produto final de valor comercial, obtêm-se rejeitados, atualmente, com possibilidades de utilização quase inexistentes, ainda hoje se procurando viabilizar a sua entrada na economia circular. No caso dos minerais muito raros, o volume de rejeitados é naturalmente de grande ordem.

Os rejeitados obrigam a que se encontre um local para a sua deposição, ou deverão ser descaracterizados, quando não conseguem outro destino, ou posteriormente descomissionados, quando o seu valor residual passa a ser economicamente competitivo para a sua remineração. O armazenamento deste material pode consistir no empilhamento de rejeitados de qualidades melhoradas ou na deposição em barragens de rejeitados, exigindo cuidados estruturais (e de estabilidade) e menos da requalificação das propriedades e características do material.

Neste sentido, a dissertação em questão analisa casos concretos em que a segurança e a estabilidade destas estruturas pode estar ameaçada, por exemplo pela subida da água ou pela constante deposição de camadas de rejeitados. Para estudo do comportamento destes grandes aterros, muito frequentemente submersos, recorreu-se ao uso de softwares de cálculo numérico por equilíbrio limite (PLAXIS LE) e, melhor pela sua maior abrangência na representatividade de respostas hidro-geomecânicas, recorrendo a uma ferramenta consagrada de elementos finitos, com modelos constitutivos Mohr-Coulomb e NorSand (PLAXIS 2D).

A utilização do NorSand permite integrar uma análise à luz dos conceitos estabelecidos pela teoria dos estados críticos, considerando módulos adicionais do tipo hipoplásticos que conseguem simular perda súbita de resistência por liquefação, a que os rejeitados depositados de forma hidráulica, ou os depositados em pilhas ligeiramente compactadas com subida súbita de água por colmatação, estão altamente sujeitos. Aquela teoria define o comportamento residual em tensão-deformação destes solos instáveis (sensitivos/sensíveis) com recurso a parâmetros que governam a evolução de uma resistência de pico, pré estado crítico, que tende para um estado final de resistência residual.

Esta dissertação foi realizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, na secção de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil, com colaboração e acompanhamento da empresa TPF, que se disponibilizou para partilhar um caso real no qual trabalha.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral da dissertação que aqui se expõe é o de utilizar conhecimento de comportamento dos solos, em particular de rejeitados, que sigam modelos de tensão-deformação específicos, como seja o corrente Mohr-Coulomb ou o avançado NorSand (que recorre à teoria dos estados críticos e considera a instabilização por liquefação), para a simulação numérica e análise de estabilidade de estruturas de deposição de rejeitados.

Almeja-se, com o apoio da TPF, a utilização de um caso de estudo real, a Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo, para avaliação das condições de estabilidade de uma secção da referida instalação de rejeitados, durante as várias fases de deposição.

Os objetivos específicos descrevem-se a seguir:

- Avaliação dos resultados obtidos previamente em Mohr-Coulomb com análise plástica, em condições drenadas e não-drenadas, para o concurso "TAILLIQ Slope Stability Round Robin" (RR);
- Recálculo e avaliação dos modelos simulados previamente em Mohr-Coulomb, em condições drenadas e não-drenadas, para o RR;
- Simulação e avaliação de modelos em NorSand, em condições drenadas e não-drenadas, para o RR;
- Simulação e avaliação de resultados de modelos em Mohr-Coulomb com análise de fluxo acoplado, para cenários drenados e não-drenados, para o RR;
- Simulação e avaliação de resultados de modelos em NorSand com análise de fluxo acoplado, para cenários drenados e não-drenados, para o RR;
- Simulação e avaliação de resultados de modelos em Mohr-Coulomb com análise equilíbrio limite, em condições drenadas e não-drenadas, para o RR;
- Comparar os resultados obtidos para o RR em condições drenadas com os obtidos em condições não-drenadas;
- Comparar os resultados obtidos para o RR em Mohr-Coulomb com os obtidos previamente;
- Comparar os resultados obtidos para o RR em Mohr-Coulomb com os obtidos em NorSand;
- Comparar os resultados obtidos para o RR em análise plástica com os obtidos em análise de fluxo acoplado;
- Comparar os resultados obtidos para o RR em análise plástica com os obtidos em análise equilíbrio limite;
- Comparar a análise em Mohr-Coulomb com a análise em NorSand;
- Simular a evolução do estado de tensão e de deformação da expansão da barragem de rejeitados Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo (IRCL) numa das secções de referência, fornecida pela TPF;
- Simular a evolução da segurança da expansão da IRCL numa das secções de referência.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura deste documento divide-se em 6 capítulos.

O primeiro capítulo refere-se ao âmbito de realização da dissertação, o seu interesse e razões, bem como o que é exposto ao longo da mesma.

No segundo capítulo introduz-se a noção de rejeitado e da atividade produtiva que paira à sua volta, descrevendo as suas características, comportamento e forma de disposição. É introduzida, ainda, a teoria dos estados críticos, nomeadamente a sua formulação e as considerações que resultaram no seu desenvolvimento. Abordam-se também análises de equilíbrio limite e tensão-deformação, seguindo os modelos Mohr-Coulomb e NorSand, também introduzidos e descritos.

No terceiro capítulo examinam-se os modelos teóricos em que se baseiam os softwares de modelação PLAXIS 2D e PLAXIS LE, estudam-se as possibilidades de análise que os mesmos permitem e exploram-se as suas funcionalidades e a conjugação destas na reprodução do comportamento dos solos.

O quarto capítulo é dedicado ao "TAILLIQ Stability Round Robin", analisando-se o realizado previamente em Mohr-Coulomb e recalculando-o. É simulado o mesmo modelo em várias condições que diferem do anteriormente preconizado – caracterização NorSand, análise de fluxo acoplado e análise equilíbrio limite. São realçadas questões de importância maior na modelação e comparados os resultados obtidos.

O quinto capítulo dedica-se à descrição da exploração mineira da Mina de Neves-Corvo, da Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo e das alterações e expansões que tem vindo a sofrer. É descrita estratégia de modelação e os resultados que desta resultaram, assim como considerações finais.

Por último, o sexto capítulo visa concatenar os conceitos enfocados e os resultados obtidos, tecendo conclusões e sugerindo desenvolvimentos futuros no mesmo âmbito.

2
Enquadramento Teórico

2.1. Rejeitados de Mineração

2.1.1. Atividade de Mineração e os seus Produtos

A mineração é uma atividade com peso significativo na economia de muitos países, uma vez que desta resultam produtos valiosos como minerais metálicos. Estes minerais podem ser encontrados no solo, ao longo de uma certa profundidade e área e em zonas do globo específicas. A sua utilidade prende-se essencialmente na integração de componentes de itens e equipamentos, quer modernos e tecnológicos, quer tradicionais. Deste modo, a mineração tem sido alvo de investimento por parte de entidades públicas e privadas, bem como foco de investigação científica, no sentido de aprimorar a avaliação de rentabilidade, o próprio processo de mineração e a utilização dos produtos da mesma atividade.

A extração envolve variadas fases, Figura 1, algumas fundamentais e presentes em qualquer circunstância, outras dependentes das condições em causa. Os processos utilizados podem variar segundo o minério, o tipo de depósito mineral, o valor económico (rentabilidade), a escala de produção, as considerações ambientais e sociais e os recursos tecnológicos disponíveis.

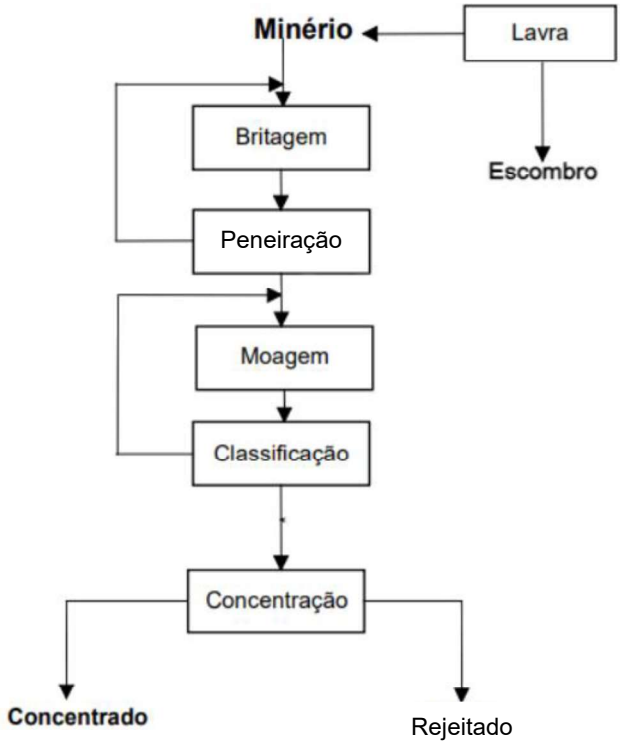

Figura 1 – Etapas dos Processos de Lavra e Mineração, adaptado de Luz e Lins (2018)

As primeiras etapas, de lavra, originam escombro e minério. O primeiro, que encobre o minério, pode encontrar utilidade na construção de barragens de rejeitados e no enchimento das galerias subterrâneas ou a céu aberto (Russo, 2007); com exceção destas aplicações, o escombro não é dotado de valor económico (Santana, 2022). O segundo, o minério, sofrerá processos de beneficiação, iniciando-se com a britagem, seguida da peneiração e posterior moagem e classificação, finalizando com a concentração (Luz e Lins, 2018). A concentração separa o concentrado, produto objetivo da atividade mineira, com valor comercial, do rejeitado, sem valor comercial, em proporções dependentes do minério e das técnicas utilizadas (Amaral, 2021).

2.1.2. REJEITADOS

Conforme o Decreto-Lei 10/2010, definem-se rejeitados por "resíduos, sob a forma de sólidos ou lamas, constituídos pela fracção não aproveitável resultante do tratamento ou da transformação de recursos minerais por serragem ou corte e por processos mineralúrgicos de separação e ou de concentração, nomeadamente a trituração, moagem, crivagem, flutuação e outras técnicas físico-químicas, para acrescentar mais-valia ou extrair os minerais valiosos do material".

As propriedades dos rejeitados diferem relativamente às dos solos encontrados na natureza especialmente em parâmetros como a permeabilidade, compacidade, plasticidade, compressibilidade e resistência. Tal sucede por, como indicado por Vick (1983), se distinguirem na distribuição granulométrica, na morfologia (angulosidade, regularidade, rugosidade, esfericidade, etc) e na composição das partículas.

2.1.3. Classificação dos Rejeitados

Os rejeitados têm sido classificados por diferentes autores essencialmente segundo a granulometria ou o teor de sólidos e a tensão de campo. A etiquetagem dos rejeitados consoante as suas caraterísticas agrega, paralelamente, aparências, consistência e modo de transporte característico.

Abordando pela ótica da granulometria, os solos podem classificar-se como lama ou granulares, sendo de granulometria fina (abaixo dos 0,074 mm) ou de granulometria grossa (acima de 0,074mm), respetivamente (Portes, 2013).

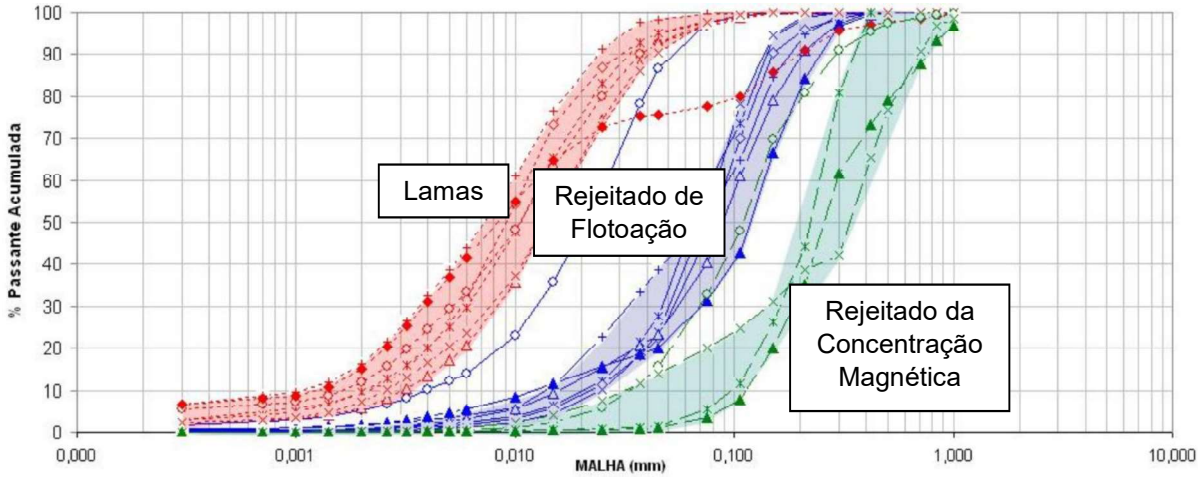

Figura 2 – Faixa granulométrica dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, adaptado de Guimarães (2011)

Guimarães (2011) apresenta um conjunto de curvas granulométricas de rejeitados do Quadrilátero Ferrífero (Brasil), Figura 2, agrupando-se em três principais grupos:

- Rejeitados finos, lamas, resultantes do processo de deslamagem;
- Rejeitados arenosos, derivados do processo de flotação;
- Rejeitados grosseiros, originados do processo de concentração magnética.

As propriedades físicas dos rejeitados, forte indicador do método de deposição, variam principalmente com as características e qualidade do minério e com os processos utilizados para a sua obtenção (MEND, 2017). Assim, MEND (2017) classifica os rejeitados de acordo com categorias, Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação dos Rejeitados Granulometricamente segundo MEND (2017)

Classe de Rejeitados	**Descrição**
Rejeitados Granulares	Areia Siltosa
Rejeitados de Rocha Dura	Silte Arenoso
Rejeitados de Rochas Alteradas	Silte Arenoso com Pouca Argila
Rejeitados Finos	Silte com Pouca Argila
Rejeitados Ultrafinos	Argila Siltosa

No que respeita ao teor de sólidos (relação entre a massa de sólidos e a massa total) e à tensão de cedência – Ulrich (2019) apresenta uma classificação em 4 categorias, Quadro 2.

Quadro 2 – Classificação de Rejeitados de acordo com a Tensão de Campo e o Teor de Sólidos segundo Ulrich (2019)

Tipos de Rejeitados	Tensão de Cedência [Pa]	Teor de Sólidos [%]
Rejeitado Convencional	Menor que 20	Menor que 50
Rejeitado Espessado	20 a 100	50 a 70
Rejeitado em Pasta	100 a 800	70 a 85
Rejeitado Filtrado	Maior que 800	Maior que 85

Alguns autores completam esta classificação de Ulrich, como se descreve abaixo.

2.1.3.1. REJEITADO CONVENCIONAL

Este tipo de rejeitado apresenta um teor de sólidos na ordem de 35% (Shukla et al., 2018), e um comportamento semelhante ao de um líquido, uma vez que se encontra em estado de saturação (MEND, 2017), devido à água utilizada no beneficiamento húmido durante o processamento. Deste rejeitado é possível extrair água, com o intuito de o transformar em rejeitados mais competentes, apresentados a seguir.

A transformação em rejeitados mais competentes é necessária para minimizar a probabilidade de ocorrência de liquefação, definida por Ferreira (2018) como fenómeno de perda elevada de resistência de um material, induzida por acréscimos de poropressões, sob carregamentos não drenados, podendo resultar numa rotura do depósito. A dificuldade de identificar o gatilho, realçada por Ferreira (2018), reforça a necessidade de prevenir que ocorra liquefação.

2.1.3.2. REJEITADO ESPESSADO

Gomes (2009) refere-se ao rejeitado espessado como sendo rejeitado parcialmente desaguado, de consistência semelhante a polpa, sendo possível o transporte por bombagem, mas menos sujeito a fenómenos de segregação.

2.1.3.3. REJEITADO EM PASTA

O rejeitado em pasta é um rejeitado espessado com consistência semelhante a pasta, não flui naturalmente e não drena grande quantidade de água aquando da sua deposição (Gomes, 2009).

2.1.3.4. REJEITADO FILTRADO

Gomes (2009) divide o rejeitado filtrado em duas categorias – rejeitado filtrado húmido e rejeitado filtrado seco. Ambos não bombeáveis e dotados de aspeto de massa, saturada ou quase saturada – sendo húmido – ou não saturada – com 70% a 80% de grau de saturação, sendo seco.

O zelo pelo meio ambiente, segurança e uso de água, que obriga a alternativas na deposição (Davies, 2011), realça a relevância deste tipo de rejeitado. As vantagens estendem-se à dispensa de estrutura de suporte e à viabilidade económica. Ulrich (2019) e Crystal et al. (2018) afirmam o uso deste método em minas de alta produção de rejeitado. Por oposição, MEND (2017) indica que a deposição de quantidades volumosas de rejeitado filtrado pode estar sujeita a limitações advindas da pluviosidade e da irregularidade do terreno.

O rejeitado filtrado é assim designado por sofrer processos de sedimentação e posterior filtração (Mular et al., 2002), mecânica ou a vácuo, acelerando a consolidação (Lupo e J. Hall, 2010). Deste modo, a resistência do rejeitado filtrado é melhorada, dependendo do teor de humidade aquando da deposição, da densidade, do grau de compactação, e posteriormente de possíveis novos momentos de consolidação – como deposições sucessivas – (Amaral, 2021).

2.1.4. Transporte e Deposição de Rejeitados

Os diferentes tipos de rejeitados obrigam a sistemas e preocupações específicas relacionadas com a sua consistência, como referido anteriormente. Neste sentido, o Australia Department of Industry Innovation and Science (2016) elaborou o esquema da Figura 3, apontando como devem ser trabalhados e transportados os diferentes estados do material.

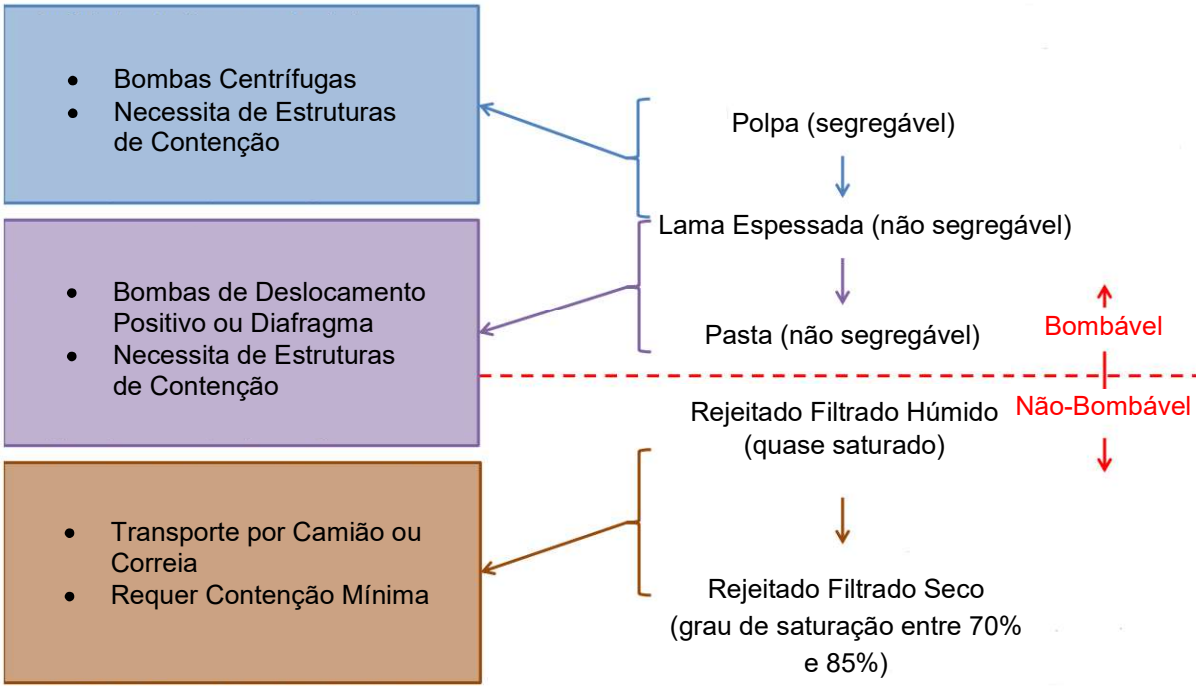

Figura 3 – Transporte e Cuidados dos Diferentes Tipos de Rejeitados, adaptado de Australia Department of Industry Innovation and Science (2016)

2.1.5. Parâmetros Geotécnicos dos Rejeitados Essenciais e alguns Valores Característicos

Os rejeitados compõem um material de caraterísticas muito específicas e distintas do encontrado na natureza, como mencionado anteriormente. A sua parametrização desempenha um papel fundamental para a compreensão do seu comportamento geotécnico, com o fim de dimensionar eventuais estruturas

que suportem a sua deposição e o modo como responderão a solicitações durante o restante período de vida.

O comportamento deste material depende, além das suas características, da sua concentração e modo de deposição.

No que respeita a **granulometria**, os rejeitados têm geralmente características siltosas, com partículas de pequena dimensão. Podem conter partículas de maior tamanho, estendendo mais ou menos a curva granulométrica, que se define pela percentagem acumulada de partículas de tamanho igual ou menor a cada dimensão.

Assim, uma vez que a granulometria está fortemente relacionada com o índice de vazios, com a dimensão das partículas e portanto com a "facilidade" de circulação da água – a **permeabilidade** (que se pode definir pela equação 2.1, equação de Kozeny-Carman) – (Chapuis & Aubertin, 2003), os rejeitados tendem a ser pouco permeáveis. Contudo, dependendo da percentagem de partículas de maior dimensão e do grau de consolidação, a faixa de valores possíveis de coeficiente de permeabilidade de uma amostra de rejeitados é bastante alargada – 10^{-4}m/s a 10^{-9}m/s.

$$k = C \cdot \frac{g}{\mu_w \cdot \rho_w} \cdot \frac{e^3}{S^2 \cdot D_R^2 \cdot (1+e)} \tag{2.1}$$

Dependendo do mineral em causa, o **peso específico** (G_s) é frequentemente superior ao habitual, encontrado em solos naturais.

Através da equação 2.1, relaciona-se o peso específico com o grau de saturação, o teor em água e o **índice de vazios**. O índice de vazios mostra-se muito relevante na perceção e simulação do comportamento do solo segundo a teoria dos estados críticos (Capítulo 2.3).

Os parâmetros resistentes constam entre os mais importantes em análises de estabilidade, aplicáveis no caso de rejeitados à segurança na deposição e durante o período subsequente. A dimensão influente destes parâmetros na estabilidade advém da definição da envolvente de rotura e da definição das tensões efetivas, que recorrem ao **ângulo de atrito** e à **coesão efetiva** (Garbarino, 2018).

Na situação específica dos rejeitados, o valor da coesão é nulo, no entanto, o processo de britagem que o minério sofre no seu tratamento ocasiona partículas de formas irregulares e angulosas (Vick, 1990). Isto aumenta o ângulo de atrito para valores mais altos que os encontrados em solos naturais, não sujeitos a processos mecânicos de origem humana; por exemplo, rejeitados de ferro têm valores de ângulo de atrito geralmente 32º-37º.

O **coeficiente de Poisson**, uma medida da deformação de um material nas direções transversais a direção de carga, é definido com carácter adimensional como a razão entre a deformação nas direções transversal e axial. O valor desta característica em rejeitados, de predominância em finos, é mais elevado que o obtido em areias (0,3), estando entre aquele valor e o próprio de argilas (aproximadamente 0,5), tipicamente 0,3-0,35.

A **deformabilidade** dos rejeitados é, como em todos os solos, um parâmetro de extrema importância para algumas análises de que possa ser alvo, o rejeitado por si próprio ou uma estrutura que este incorpore, por exemplo uma pilha ou uma barragem de rejeitados.

A rigidez de referência é a elástica que, em caso de não haver informação e ensaios com instrumentação de elevada precisão, pode ser deduzida a partir das relações da Teoria da Elasticidade, como se segue (descrição em Viana da Fonseca, 2022).

$$G_0 = \rho \cdot (V_S)^2 \tag{2.2}$$

$$G = \frac{E}{(1+\nu)} \tag{2.3}$$

O quadrado da velocidade de transmissão das ondas relaciona-se com a densidade do solo em proporção direta, obtendo-se o módulo de distorção para pequenas deformações (*G0*), equação 2.2. Este parâmetro é transponível para o módulo de Young (*E*), que descreve o comportamento elástico do material segundo a Lei de Hook e pela equação 2.3.

O G_0 assume um papel determinante em determinados modelos constitutivos (como por exemplo o NorSand); Secundariamente, este parâmetro pode definir o índice de rigidez (G_0/s_{up}), que é um bom indicador de fragilidade ou "sensitividade", s_t (s_{up}/s_{ur}).

2.2. Barragens de Rejeitados

2.2.1. Introdução, Definição e Problemas da Tecnologia

As barragens de rejeitados (Figura 4) são uma tecnologia de suporte à deposição do material não aproveitado, resultado da mineração. A utilidade essencial destas estruturas, comummente designadas TSF ("Tailling Storage Facility"), é o da contenção, tal como nas barragens de água, estas construídas com o propósito de produzir energia e regular a circulação da água, nomeadamente perante fenómenos extremos como cheias ou seca prolongada.

Figura 4 – Barragem de Rejeitados da Mina de Akyem no Gana, [1]

No entanto, uma diferença importante assenta na ideia de continuidade, durante tempo definido, da sua construção (Duarte, 2008), o que permite uma repartição dos custos no tempo. Deste modo, a gestão da construção de uma barragem de rejeitados é física-estrutural, de rentabilidade e de velocidade associada à taxa de extração de minério.

As barragens de rejeitados são uma oportunidade de redução da produção de escombro de mineração inaproveitável, tirando partido das capacidades resistentes deste material para suportar o depositado. Simultaneamente, desempenham a sua função primordial – um meio de conter os rejeitados e possivelmente a água utilizada durante o processo de extração e tratamento mineral.

O estudo que incide nas barragens de rejeitados está ligado aos acidentes que têm sucedido nos últimos anos, por todo o mundo. A ICOLD (2011) indicava que 1,2% destas barragens rompeu, número duas vezes superior ao das barragens de água. Alguns destes incidentes acontecem no Brasil, como o caso das roturas da barragem do Fundão em 2015 e da barragem de Brumadinho em 2019 (Figura 5), ambas no estado de Minas Gerais.

Figura 5 – Desastre da Barragem de Rejeitados de Brumadinho, REUTERS/Washington Alves

Tal ocorre com frequência neste país (24 acidentes entre 2011 e 2017 segundo Fonseca (2019)), no entanto não sucede por ser especificamente no Brasil (veja-se wise-uranium.org/mdaf.html), mas porque estas estruturas necessitam de análises detalhadas e especial atenção na sua aplicação. Assim, qualquer barragem de rejeitados carente de inspeção e avaliação contínua está sujeita e é propensa a que suceda um desastre deste tipo. Eventos mais recentes reafirmaram o cuidado acrescido associado a esta tecnologia – são exemplo a rotura de uma barragem na Tanzânia em 2022 e de outra na China em 2023. Uma falha como estas pode implicar perda de vidas humanas e impactes ambientais de dimensão incalculável.

2.2.2. Métodos de Construção

Embora os rejeitados possam ser depositados em forma de pilha, se tratados de forma a permitir esta deposição, os rejeitados são normalmente conduzidos ao volume de bacia que uma barragem consegue albergar. A construção inicia-se geralmente com um dique de partida, podendo à posteriori sofrer sucessivos alteamentos que aumentam a sua capacidade volumétrica de contenção.

2.2.2.1. Construção de Etapa Única VS Construção por Alteamentos Sucessivos

No caso de não haver alteamentos após a construção do dique de partida, este estrutura-se semelhantemente a uma barragem de terra – núcleo argiloso e maciços estabilizadores a montante e jusante – (Santana, 2022). As principais desvantagens do método em questão são a necessidade imediata de todo o material a empregar no corpo do dique e a concentração dos custos num momento relativamente curto (Vick, 1983).

Contrariamente, o método que recorre a alteamentos sucessivos beneficia de uma diluição de custos e da carência de material de aterro no tempo, além do acompanhamento faseado e facilitado. Neste caso, o dique de partida é projetado para a deposição correspondente ao período de 2 a 3 anos iniciais acrescida de uma margem que tenha em conta a contenção de água, além dos rejeitados.

A tecnologia de construção por alteamentos sucessivos pode variar segundo a direção que o coroamento toma, adquirindo uma das seguintes designações: método de montante, método de jusante ou método de linha de centro.

2.2.2.2. MÉTODO DE MONTANTE

O método de montante é o método mais usado na construção de barragens de rejeitados, tanto no passado, uma vez que é o mais primitivo (U.S. Enviromental Protection Agency, 1994), como no presente, por ser económico. Este facto, conjugado com inadequabilidade do método, provoca uma fatia de 70% dos incidentes em barragens de rejeitados (Rico et al., 2008).

A cada alteamento, o coroamento (de onde geralmente é lançado o material) aproxima-se do interior do depósito, Figura 6. O procedimento provoca uma segregação do material, com aglomeração de material grosso junto ao dique de lançamento e uma bacia de finos na zona mais interna (Santana, 2022).

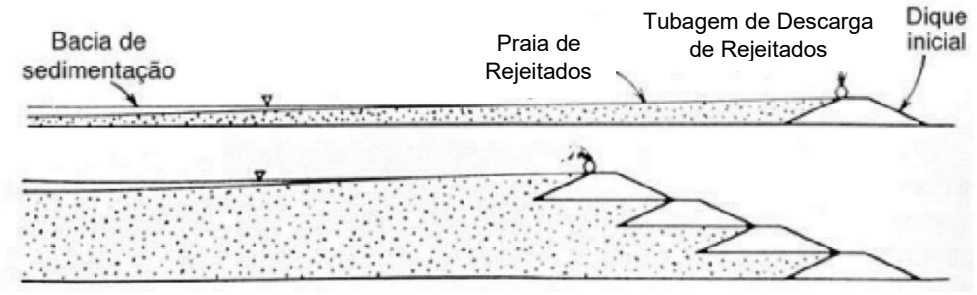

Figura 6 – Método de Montante na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Vick (1983)

O modo de avanço do coroamento, com os alteamentos, necessita de encontrar fundação na praia de rejeitados formada, o que provoca formação de excessos de poropressão com a subida da capacidade. Assim, é recomendado limitar a taxa de alteamentos no tempo (Vick, 1983), acautelando a ocorrência de liquefação a que o material de fundação recente é sensível, através da consolidação e da deposição com mais energia, que afaste da zona estrutural (Figura 7) o material menos capaz.

Ainda no sentido de prevenir excessos de poropressão, exige-se o controlo do nível freático e a seleção do material que compõe os diques, idealmente drenante e arenoso na ordem de 40% a 60% (Vick, 1990). Isto só pode sugerir o desaconselhamento da utilização desta tecnologia para o armazenamento de água. Após a rotura da barragem B1, na mina de Córrego do Feijão, em Brumadinho, a legislação brasileira proibiu alteamentos a montante, tanto em processos em curso como para novos projetos.

Esta tecnologia é reconhecida como inadequada em zonas onde possa sofrer vibrações de qualquer ordem ou origem, em particular em zonas de elevada sismicidade.

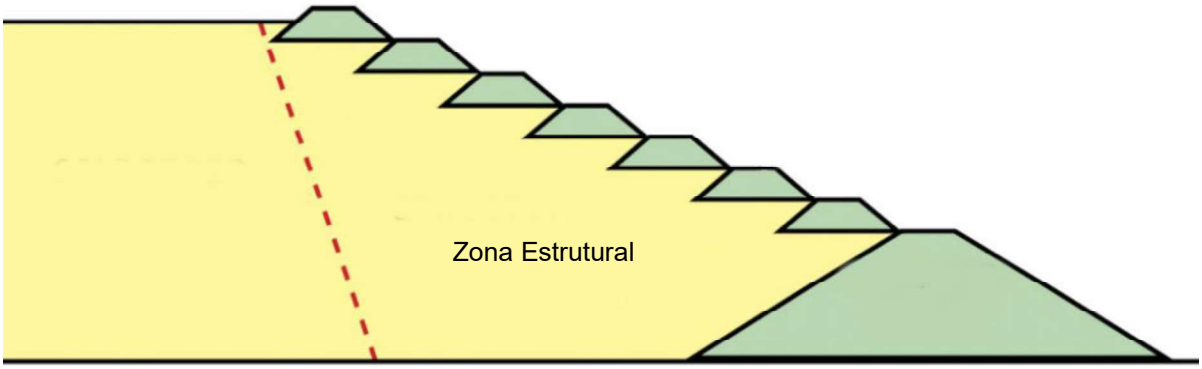

Figura 7 – Trapézio Estrutural de uma Barragem de Rejeitados construída pelo Método de Montante, adaptado de Daniel Schultz [2]

2.2.2.3. MÉTODO DE JUSANTE

O método de jusante baseia-se, por oposição ao método de montante, num movimento do coroamento do dique contrário ao interior da bacia, avançando sobre o espaço livre a jusante, Figura 8.

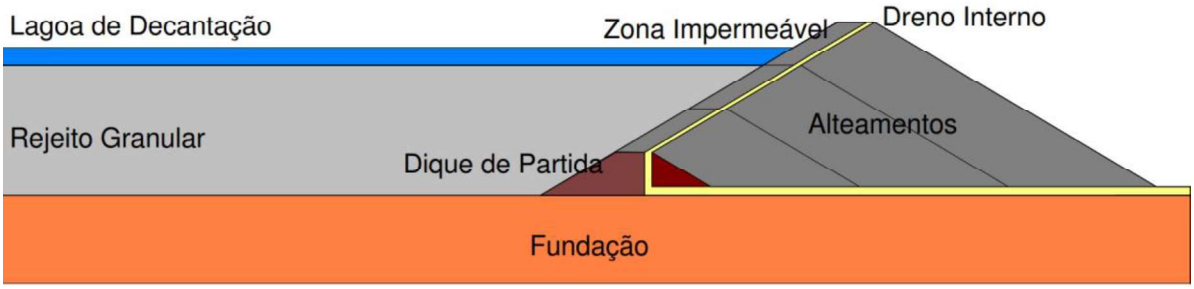

Figura 8 – Método de Jusante na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Albuquerque Filho (2004)

Apesar de requerer a disponibilidade de um grande volume de material de aterro – é o método mais necessitado (Amaral, 2021) –, permite que a deposição seja feita sem limitação de alteamento no tempo (Vick, 1983), uma vez que a disposição estrutural é bastante capaz, por se fundar em terreno natural e não em rejeitados (pouco consolidados) (Russo, 2007). Contudo, pelo avanço em direção a jusante, o espaço ocupado pela estrutura é sucessivamente maior, o que pode inviabilizar este método. Havendo a disponibilidade para ocupar o espaço a jusante, este torna-se um ponto decisivo no dimensionamento destas barragens, pois pela sua extensão os maciços de fundação têm que ser bem estudados em termos de compressibilidade muito para além do dique de partida.

Entre as vantagens de empregar este método na construção da barragem de rejeitados constam ainda a possibilidade de armazenamento de água, tirando partido da menor sensibilidade à liquefação (Amaral, 2021). A menor apetência para a liquefação advém, além da função estrutural não incluir rejeitados, da compactação prévia do aterro e a da integração de drenagem interna, recomendado por Nóbrega (2021), e possibilita que a barragem resista a vibrações, como as provocadas por um sismo (Klohn, 1981).

2.2.2.4. MÉTODO DE LINHA DE CENTRO

O método de linha de centro procura conjugar as vantagens dos dois métodos anteriores – alteamento a montante e alteamento a jusante. A linha do coroamento avança verticalmente com os alteamentos e o solo de fundação é misto: os rejeitados depositados, do lado interno do alteamento, e o terreno natural, do lado de jusante, Figura 9.

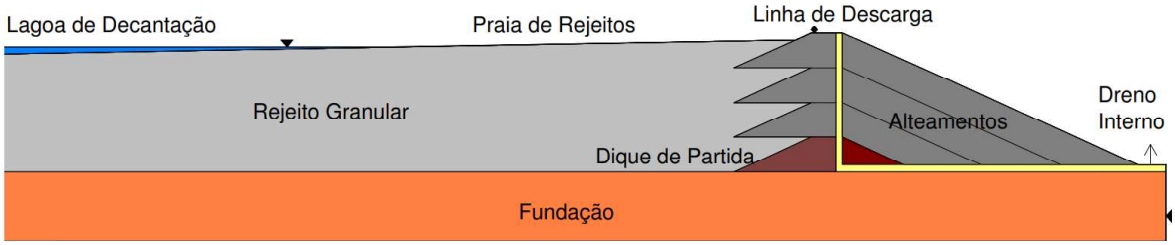

Figura 9 – Método de Linha de Centro na construção de Barragens de Rejeitados, adaptado de Albuquerque Filho (2004)

Embora aparente distribuir os esforços de um modo intermédio (parcialmente como no método de montante e parcialmente como no método de jusante), Assis e Espósito (1995) afirmam que o seu comportamento se aproxima do comportamento de barragens contruídas pelo método de jusante, originando porém maiores tensões na fundação.

Como acontece no processo de alteamento referido anteriormente, são incorporáveis, no decorrer do aumento da capacidade de armazenamento e de subida do coroamento, sistemas de drenagem interna que permitam um controlo da saturação do dique, tornando, também, a estrutura capaz de resistir a eventos sísmicos. No entanto, recorrendo novamente a Vick (1983), deve restringir-se o alteamento no tempo e evitar o armazenamento prolongado de grandes volumes de água.

A maior vantagem da utilização deste método de alteamento assenta na menor mobilização de material de empréstimo para a execução do aterro, comparativamente com o método de jusante (Albuquerque Filho, 2004), e na melhoria estrutural, comparativamente com o método de montante. Há, no entanto, risco de colapso por instabilização devido ao afundamento rápido das fundações no lado de montante, que estão parcialmente sobre rejeitados soltos.

2.3. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS

2.3.1. INTRODUÇÃO

A mecânica dos solos, na sua idealização mais primária, define o comportamento de solos sujeitos a ações de tensão-deformação como inicialmente elástico, sofrendo uma posterior plastificação e rotura concomitante ou sequencial. A mecânica dos solos baseada nos estados críticos incide na análise além desta convergência numa rotura que carece de caracterização.

Schofield e Wroth (1968) denotam que este estado de incapacidade não se exprime pela total ausência de resistência às ações. Define-se, em vez disso, como um estado de comportamento de fluido friccional, ao qual se chamou de estado crítico, que responde segundo duas equações (2.4 e 2.5), que representam a carga fundamental desta teoria; aquelas equações serão exploradas de seguida.

$$q = M \cdot p' \tag{2.4}$$

$$\Gamma = e + \lambda \cdot ln\, p' \tag{2.5}$$

Importa também, além de caracterizar este comportamento último, perceber a aproximação da massa e das partículas em particular do estado crítico. Tal trajetória requer um conjunto de parâmetros que permitam descrever o solo, de modo a poder formalizar uma teoria e suas leis definidoras da evolução das condições de tensão, deformação e resistência.

Assim, a evolução da massa, essencialmente no que respeita a tensão e deformação, varia conforme o material e as condições, nomeadamente o índice de vazios e o estado de tensão correspondente, que distingue solos densos e sobreconsolidados duros de solos soltos e normalmente consolidados moles. Distingue-se deste modo, a teoria dos estados críticos, da teoria clássica da mecânica dos solos, com a dependência dupla da compacidade (ou consistência) e do estado de tensão efetivo instalado, definindo para isto um parâmetro capaz de indicar o estado das partículas – o parâmetro de estado.

2.3.2.O Ensaio Triaxial e as Tensões Principais

Fundamentalmente, o ensaio triaxial consiste em induzir a um provete, de uma amostra de solo confinado com um estado de tensão parecido ao da condição *in situ*, novos estados de tensão segundo trajetórias diversas (de compressão, extensão ou mistas), quer axialmente quer radialmente (condição axissimétrica imposta na face perimetral). O ensaio permite uma leitura do desenvolvimento das tensões horizontais e verticais, das poropressões e das extensões axiais e volumétricas.

As tensões principais σ_1, σ_2 e σ_3 correspondem à tensão axial (vertical) e radial (horizontal), respetivamente para a primeira e as duas seguintes. A representação da trajetória de tensões, tanto na forma de resultados de ensaios triaxiais como para fins de outras representações comportamentais do solo, recorre correntemente a gráficos de invariantes de tensão de desvio (q) em função da tensão efetiva média (p'), obtendo-se através das seguintes equações 2.6 e 2.7, respetivamente.

$$q_{compressão\ triax} = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_v - \sigma_h = -q_{extensão\ triax} \tag{2.6}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = \frac{\sigma_v' + 2 \cdot \sigma_h'}{3} \tag{2.7}$$

2.3.3.Compressibilidade dos Solos

O comportamento dos solos quando sujeitos à compressão uniaxial, isto é, sujeitos a um aumento da tensão principal 1 (vertical) mantendo constantes as tensões de confinamento 2 e 3 (radiais, ou em situação corrente, horizontais), varia conforme o grau de consolidação (OCR – "Overconsolidation Ratio") e o índice de vazios (e).

Os solos soltos, no caso de areias, ou normalmente consolidados, no caso de argilas, têm um grande volume de vazios e encontram-se com valores de compactação reduzidos. Deste modo, a compressão gera um rearranjo espacial das partículas mais equilibrado à luz das solicitações, o volume pode não variar consoante o estado inicial e as solicitações. Esta reorganização origina uma diminuição do volume com o aumento da tensão axial, se o volume de vazios for grande (solos soltos ou moles) e o contrário em solos densos ou duros. Contrariamente à evolução do índice de vazios, o valor da tensão de desvio cresce com a deformação, Figura 10.

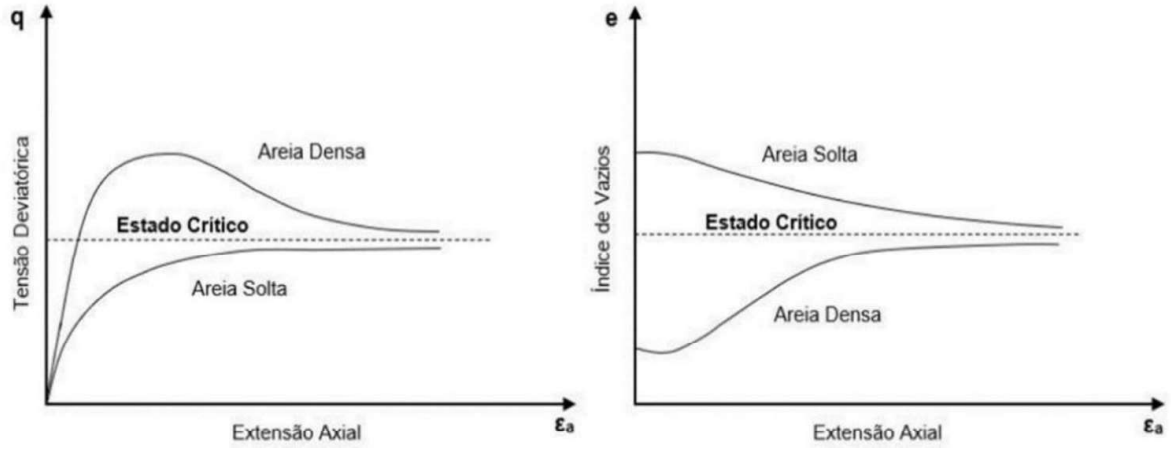

Figura 10 – Gráficos de tensão e índice de vazios em função da extensão para areias densas e areias soltas, adaptado de Taylor (1948)

Como é possível observar na Figura 10, para os solos densos ou sobreconsolidados (OCR>1, detalhado em 2.3.4) é válido o inverso, o índice de vazios inicial é menor, em relação a um estado crítico para o qual o carregamento não incorre em variação volumétrica. Tal é dependente da compacidade e/ou da consistência naquele estado de tensão. As partículas em génese com grandes vazios, quando são comprimidas, tendem naturalmente a compactarem ou consolidarem (consoante sejam mais granulares ou mais finas e plásticas), diminuindo o volume. No caso das partículas mais granulares, dá-se o fenómeno de imbricamento, com intensidade tanto maior quanto mais efetiva é a cinemática da rugosidade e da dimensão das partículas (Jefferies and Been, 2016). A condição de estado assim obtida incorre num aumento do volume do solo, quando submetido a carregamentos com componente distorcional crescente. O imbricamento resulta numa resistência de pico inicial, de valor elevado, e num amolecimento após aquela.

Em ambos os casos, para o mesmo solo, os valores da tensão e do índice de vazios tendem a estabilizar para deformação a volume constante, num estado final – o estado crítico (ilustração na Figura 10).

Ensaios de compressão isotrópica podem ser representados em gráficos de escala logarítmica $v - ln\ p'$. Sendo uma função logarítmica, a ordenada na origem do volume específico (v) dá-se para uma tensão de referência p' de 1 kPa.

O volume específico, v, é dependente do índice de vazios, como acréscimo percentual ao volume de sólidos (100%), através da expressão 2.8.

$$v = 1 + e \tag{2.8}$$

No diagrama ilustrado, Figura 11, o ponto de partida (O) indica o valor de volume inicial da amostra (solta), bem como da tensão efetiva média no começo do ensaio, ou seja, o início da fase de confinamento ou de consolidação, a partir do qual o solo terá comportamento de variação volumétrica diferida no tempo em cada carga incremental.

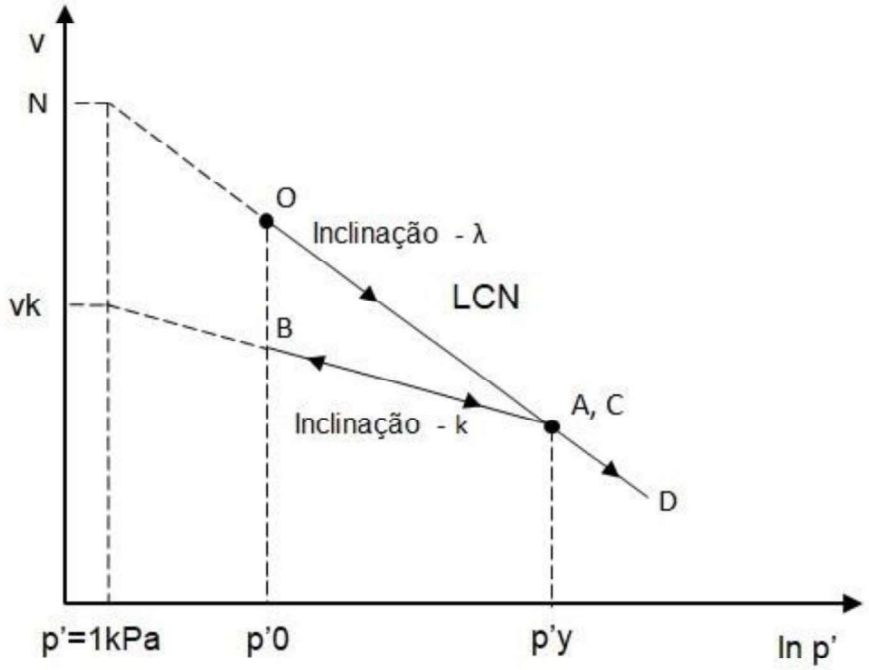

Figura 11 – Linha de compressão normal e linha carga-descarga, adaptado de Atkinson (2007)

Com o aumento de p' o volume diminui a uma taxa de λ até ao ponto A, resultado do rearranjo interparticular, descrevendo a linha de compressão normal (LCN). A LCN define-se segundo a equação 2.9, sendo N o valor do volume para a tensão de referência.

$$v = N - \lambda \cdot ln\, p' \tag{2.9}$$

Posteriormente dá-se uma descarga até à tensão inicial (ponto B); verifica-se um aumento elástico do volume a uma taxa k, sendo parte do volume irrecuperável (permanente), conceito de deformação plástica que resulta da parcela do rearranjo irreversível das partículas. Aquando de uma nova recarga, a amostra responde ao aumento de tensão, em primeira instância, elasticamente (componente reversível) segundo a equação 2.10, onde vk representa o volume para a tensão de referência do novo carregamento.

$$v = vk - k \cdot ln\, p' \tag{2.10}$$

Atingido o ponto C, coincidente com A e portanto estabelecendo o fim da deformação elástica, a deformação torna a atuar no âmbito da plasticidade, seguindo a linha de estados de tensão-deformação novos (“virgens”), que se designa comummente de Linha Normalmente Consolidada.

Salienta-se que N, k e λ são propriedades intrínsecas do solo, logo também o é a LCN.

2.3.4. SOBRECONSOLIDAÇÃO

A LCN, define um conjunto de estados de tensão (de compressão isotrópica) possíveis, abaixo da mesma. Os pontos da região acima da linha são apenas alcançáveis se os materiais tiverem ligações do tipo cimentício entre as partículas, como solos residuais de maciços rochosos, tais como os granitos do Porto (Viana da Fonseca, 1996). Esta ligação efetiva em pontos cimentícios traduz-se numa resistência à tração que fundamenta a existência de coesão efetiva. Esta propriedade em solos de índice de vazios elevados resulta numa rigidez e resistência além da estrita dependência linear da variação da tensão efetiva, a que está associado um comportamento metaestável bem identificado no trabalho citado e noutros subsequentes.

Retornando à figura anterior (Figura 11) é possível introduzir o parâmetro de consolidação (OCR). Suponhamos que no início do ensaio estávamos perante um solo que se encontrava no ponto B, respondendo ao carregamento de forma elástica e com inclinação k, menor que λ e, assim, mais resistente. Esta resposta do solo deve-se a um passado com historial de carregamento, que compactou/consolidou o solo e o tornou mais rígido.

Para que ocorra a consolidação, deve existir uma descarga com recuperação de deformação elástica, deformação que deverá ser vencida para que se entre no domínio da plasticidade e se atinja a LCN. Assim, o grau de consolidação depende não somente do ponto de descarga p_y', mas também do estado de tensão em que se encontra e a partir do qual se inicia o carregamento, p_0', adquirindo um valor determinado pela proporção entre estes parâmetros, equação 2.11.

$$OCR = \frac{p_y'}{p_0'} \tag{2.11}$$

Num solo normalmente consolidado p_y' e p_0' são coincidentes, uma vez que não houve descarga e ganho de resistência; então OCR = 1. Por oposição, em solos sobreconsolidados (OCR > 1), quanto maior o valor de OCR maior a distância, medida em variação de tensão axial, a percorrer para obter uma resposta que siga o disposto pela LCN.

Tendo em conta o retratado na equação 2.11, conclui-se que dois solos com o mesmo grau de consolidação não estão necessariamente em estados de tensão semelhantes. Estão sim em estados de tensão que distam da LCN em proporção de tensões igual, estabelecendo assim um conjunto de pontos com o mesmo grau de OCR, paralelos à LCN, Figura 12.

Este é um comportamento contemplado na mecânica dos solos convencional e dos estados críticos. Aquele antes referido, designado de metaestável e decorrente de uma preconsolidação virtual (Viana da Fonseca, 1996), não se enquadra nestas teorias, com o que será discutido mais à frente de instabilidade prévia ao estado crítico, Gens (2019).

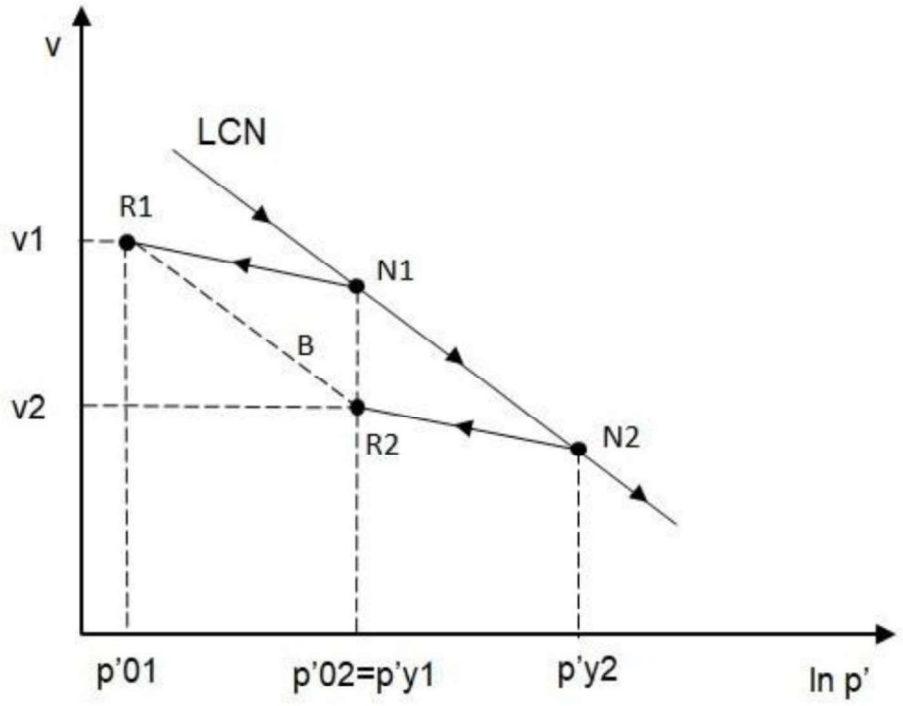

Figura 12 – Linha de pontos com o mesmo OCR num gráfico de compressão isotrópica, adaptado de Atkinson (2007)

2.3.5. Estado Crítico

Como referido em 2.3.1, de acordo com Schofield e Wroth (1968) o estado crítico define-se como o estado último para o qual as partículas se comportam como um fluido puramente friccional que em movimento plano não varia de volume e mantém a razão entre a tensão distorcional e tensão média efetiva. Tal definição permite contornar a necessidade de conhecer as circunstâncias em que se encontra o solo e de como poderá responder estruturalmente, sujeito a ações diversas ou em estados de tensão e de consolidação diferentes.

O estado crítico pressupõe um conjunto de pontos que agregam o comportamento friccional das partículas de um solo, composto por um determinado material; cada ponto para cada estado de consolidação. Estes pontos perfazem uma linha, a linha dos estados críticos (LEC), ou "Critical State Line" (CSL) na literatura anglo-saxónica, em estado bidimensional de invariantes de tensões, segundo a qual o solo se deverá comportar, indubitavelmente, quando solicitado até ao estado crítico.

A LEC satisfaz as equações 2.4 e 2.5 e é intrínseca ao material do solo, simultaneamente independente do resultado do teste triaxial, das condições do solo e dos caminhos de tensão que o possam conduzir ao estado crítico (Been, 1999). Assim, espera-se um determinado estado de resposta última, que não varia conforme o âmbito de atuação e resposta do solo.

As equações que descrevem a LEC nos diferentes planos ($q-p'$ e $e-p'$, que se simplifica representando em escala semilogarítmica, $ln\ p'$ ou $log_{10}\ p'$, por esta relação ser tipicamente linear) permitem retirar algumas ilações. A primeira prende-se pela perceção de que o valor de Γ encontra-se como ordenada na origem, no eixo relativo ao índice de vazios; sendo a escala logarítmica, este parâmetro indica o índice de vazios do estado crítico para uma determinada tensão efetiva média (geralmente de 1 kPa).

Ainda na mesma equação é possível concluir que o gradiente λ persiste. Atendendo à equação que relaciona o v do plano $v - p'$ com o índice de vazios do plano $e - ln\ p'$ (2.8) é possível deduzir que a LEC e a LCN são paralelas, indicando não só que todos os pontos da LEC têm o mesmo OCR, como também que os estados críticos se dão para um grau de consolidação bem definido.

Relativamente à equação 2.4, a reta linear parte da origem do referencial prosseguindo com o gradiente M. Este parâmetro está associado ao ângulo de atrito no estado crítico e relaciona a tensão de desvio com a tensão efetiva média para os estados críticos (Maranha das Neves, 2016), definindo-se de acordo com a equação 2.12 para resultados de compressão triaxial e com a equação 2.13 para ensaios de extensão triaxial.

$$M_{tc} = \frac{6 \cdot sin\varphi_c'}{3 - sin\varphi_c'} \tag{2.12}$$

$$M_{ec} = \frac{6 \cdot sin\varphi_c'}{3 + sin\varphi_c'} \tag{2.13}$$

A assunção de uma LEC estabelecida segundo uma lei linear é uma simplificação. A LEC pode deter uma determinada curvatura (no plano $e - ln\ p'$), dependendo granulometria dos solos, sendo geralmente mais acentuada com o aumento do teor de finos, da morfologia das partículas e da mineralogia (Jefferies and Been, 2016). Esta curvatura advém, por exemplo, de uma compressibilidade inconstante, como o caso dos siltes, compressíveis em taxa maior para pressões de confinamento menores, que se pode somar à própria evolução do teor de finos (neste caso gerando-se um novo material) para altas tensões. A equação da LEC não-linear segue a expressão 2.14.

$$e = a - b \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}'}\right)^c \tag{2.14}$$

2.3.6. Parâmetro de Estado

Representando ambas as linhas – LEC e LCN – no mesmo plano $v - ln\ p'$ é possível subdividir o espaço cartesiano em três diferentes estados. O primeiro espaço, o dos estados impossíveis, alcançável apenas em solos coesivos, como referido; o segundo espaço abaixo da linha dos estados críticos; o terceiro espaço o intervalo compreendido entre a linha dos estados críticos e a linha de compressão normal.

Ao analisar os estados divididos pela LEC, é possível observar que para a mesma tensão média efetiva p' os pontos acima daquela linha têm volume maior, e portanto índice de vazios maior e compacidade menor. Por oposição, os pontos abaixo da linha têm um volume menor, e como tal menor índice de vazios e maior compacidade.

Assim, entre a LEC e a LCN constam os estados de material que sofrerão uma redução do índice de vazios para alcançarem o estado crítico, e os restantes pontos definem um aumento de volume em

direção ao estado crítico. Define-se, deste modo, o comportamento dos primeiros como contráctil e o dos segundos como dilatante.

Ainda comparando pontos com o mesmo valor de *p'*, estes encontram-se com um grau de consolidação (OCR) tanto mais elevado quanto maior a distância à LCN, e assim localizados mais abaixo no espaço cartesiano. Os pontos acima da LEC caracterizam-se por um OCR próximo à unidade, ou seja, ainda não sofreram tensões de confinamento superiores às atuais. A distinção entre as condições de estado com ψ>0, normalmente consolidado (NC), o que em solos granulares corresponde a solos soltos, para crescentes distâncias em relação à LEC (ψ>>>) reside na crescente compressibilidade/deformabilidade que se desenvolve com o carregamento. Por oposição, para solos com parâmetro de estado negativo (ψ<0), o afastamento relativamente à LEC (ψ<<<) representa um comportamento dilatante, crescente com a mesma distância.

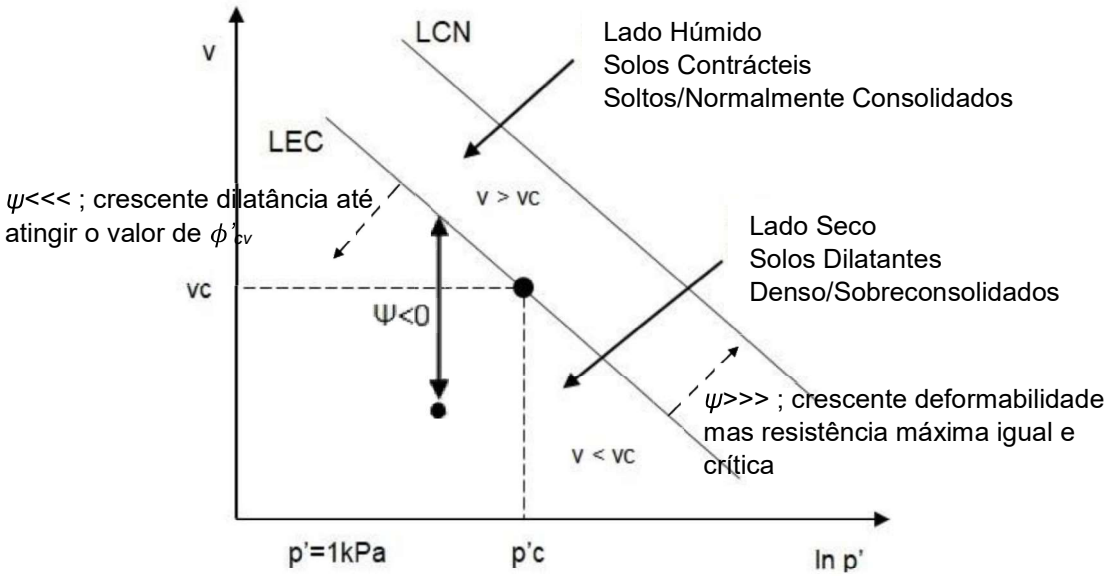

Figura 13 – Estados do solo em relação ao estado crítico, adaptado de Maranha das Neves (2016) e de Carneiro (2021)

Clarificados os comportamentos dos diferentes estados de material, conclui-se que no âmbito dos estados possíveis a linha dos estados críticos define a separação entre os solos soltos, ou normalmente consolidados, de resposta contráctil, e os solos densos, sobreconsolidados e de resposta dilatante. Esta divisão em particular adquiriu designações de lado seco (de maior compacidade) e lado húmido (de menor compacidade), de acordo com a Figura 13.

A denominação exposta apenas estabelece uma distinção qualitativa, é necessário definir um parâmetro que quantifique a condição de estado. Tal como refere Been (1999), a condição de estado, e a teoria dos estados críticos, adquire uma dimensão quantificável e mais percetível recorrendo à noção de parâmetro de estado, ψ, que se dá pela equação 2.15.

$$\psi = v - v_c = e - e_c \tag{2.15}$$

Com o parâmetro de estado quantifica-se a distância à LEC, medida através do valor de e relativamente ao valor do índice de vazios crítico, para uma determinada tensão efetiva média. Deste modo, a mesma divisão entre lado seco e lado húmido pode ser concretizada segundo o sinal do parâmetro de estado. O ψ é positivo para $e > e_c$ – solos contrácteis – e negativo para $e < e_c$ – solos dilatantes.

2.3.7. A Influência da Dilatância na Caracterização de Solos com Resistência de Pico

A dilatância associada ao carregamento de solos densos, com parâmetro de estado negativo, introduz um grau de complexidade no comportamento do solo. O caminho que este faz até ao estado crítico, contrariamente ao que acontece para solos soltos, onde o processo de redução de volume e aumento da tensão de desvio é gradual, é mais incerto, uma vez que entre o seu estado inicial e o estado crítico há uma passagem por um momento de resistência de pico. A dilatância não deve por isso ser desassociada da mecânica dos estados críticos (Maranha Neves, 2016).

Recorre-se então ao abordado por Jefferies and Been (2016), que indicaram uma correlação entre a dilatância (D), a razão de atrito crítico (M_{tc}) e o invariante de tensão (η), equação 2.16.

$$\eta = M_{tc} - D \tag{2.16}$$

Sendo o invariante de tensão, naturalmente, o quociente entre a tensão de desvio, q, e a tensão efetiva média, p', equação 2.17.

$$\eta = \frac{q}{p'} \tag{2.17}$$

A dilatância representa a variação de volume em cada instante, relacionando-se a sua intensidade com a inclinação das sucessivas tangentes ao gráfico $e - \varepsilon_a$, com valor nulo para o estado crítico. O ponto de dilatância máxima corresponde a uma maior oposição à compressão, associada ao imbricamento interparticular, resultando numa resistência de pico (Maranha das Neves, 2016).

Jefferies and Been (2016) puderam verificar, através de ensaios de compressão e extensão triaxial, que, para um valor de D_{min} mais elevado, a invariante de tensão máxima também crescia, significando uma maior resistência de pico. Nova (1982) introduziu o parâmetro do coeficiente volumétrico, N_{tc}, que está relacionado com o gradiente no plano $\eta_{max} - D_{min}$ (Figura 14), ajustando a equação 2.16 para a equação 2.18.

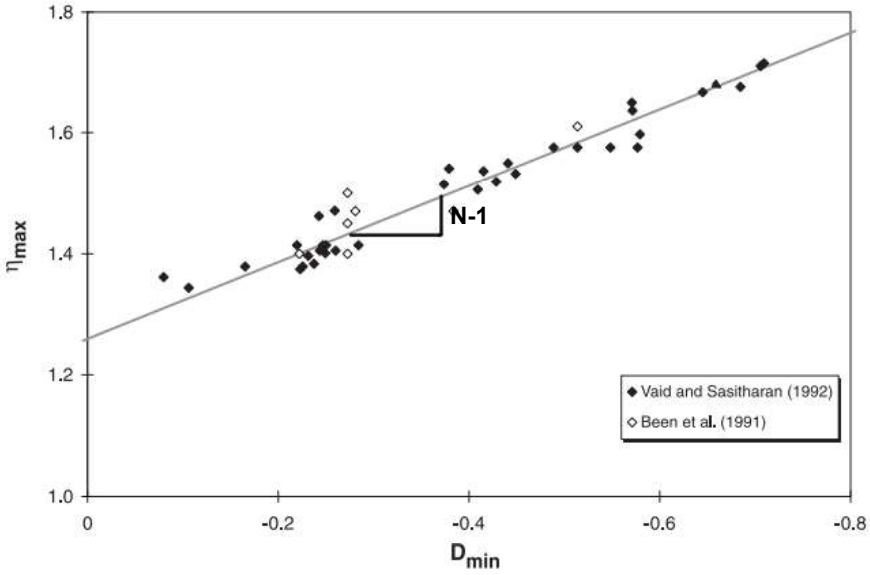

Figura 14 – O coeficiente volumétrico N_{tc} no plano $\eta_{max} - D_{min}$, adaptado de Been and Jefferies (2004)

$$\eta_{máx} = M_{tc} - (1 - N_{tc})\, D_{min} \tag{2.18}$$

Surge um parâmetro – χ_{tc} – que relaciona o parâmetro de estado com a dilatância mínima pela equação 2.19 no plano $\psi - D_{min}$ (Jefferies and Been, 2016). A dilatância mínima é, na verdade, o máximo valor da dilatância em módulo, que se encontra do lado positivo, estando então diretamente envolvido na resistência de pico.

$$D_{min} = \chi_{tc} \cdot \psi \tag{2.19}$$

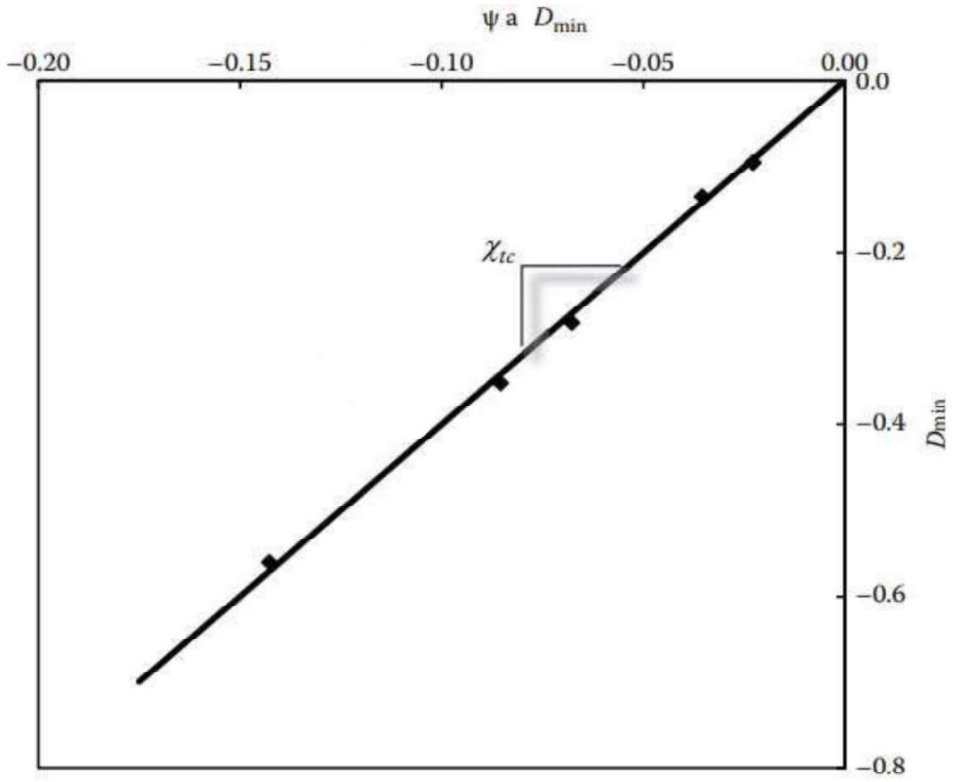

Figura 15 – Gráfico representante da relação entre o Parâmetro de Estado e a Dilatância Mínima, adaptado de Jefferies and Been (2016)

Pela Figura 15, verifica-se que um maior parâmetro de estado, para o momento de dilatância mínima, origina, em proporção direta, um valor maior (em módulo) de D_{min} e assim uma maior resistência de pico. Este fenómeno é explicável retornando ao resultado do carregamento de areias densas ou argilas sobreconsolidadas; estes solos têm um comportamento dilatante, relativamente ao volume, por haver imbricamento. Sendo o imbricamento um resultado cinemático associado ao movimento das partículas entre si, a relevância deste fenómeno crescerá com a compacidade e o grau de consolidação, e portanto com o módulo do parâmetro de estado negativo.

Resume-se, um solo com parâmetro de estado mais negativamente afastado da linha dos estados críticos responde a carregamentos por corte com maior influência do imbricamento, originando um comportamento com maior dilatância (módulo) e, por isso, uma resposta com maior rigidez, dotada de resistência de pico elevada.

2.3.8. Carregamento em Condições Não-Drenadas

O cálculo em tensões efetivas, até agora abordado, perde a linearidade e a fácil previsibilidade quando há formação de excessos de poropressão.

Os excessos de poropressão formam-se em circunstâncias de resistência oferecida pelo solo à alteração de volume, quando submetidos a compressão ou extensão, havendo dificuldade de circulação da água e por esse motivo geração pressões nos poros. Assim, a componente das poropressões no cálculo das

tensões efetivas, que varia conforme a permeabilidade e a velocidade e intensidade do carregamento, é de difícil quantificação (Maranha das Neves, 2016).

A alternativa que permite contornar esta complexidade passa por assumir a inexistência de drenagem e, como tal, de qualquer dissipação de excesso de poropressão e realizar o cálculo em tensões totais. A trajetória das tensões totais é então uma reta paralela à trajetória de tensões efetivas em condições drenadas, transladado do valor da pressão intersticial. Deste modo, o solo não sofre variação de volume de vazios e colapsa para uma resistência não drenada, s_u (undrained strength), pelo critério de Tresca, Figura 16.

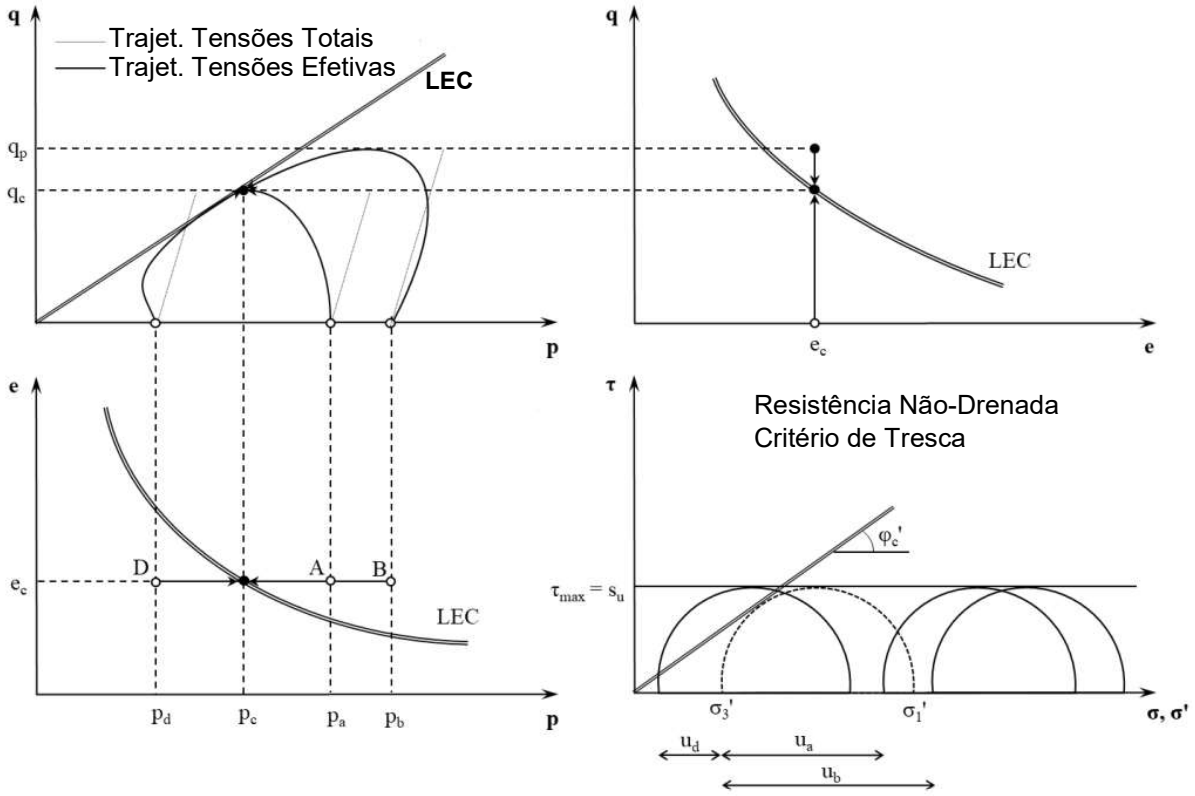

Figura 16 – Carregamento do Solo em Condições Não-Drenadas e a sua relação com a LEC, adaptado de Carneiro (2021)

O valor de s_u relaciona-se com a tensão de desvio de rotura, recorrendo ao critério de Tresca, segundo a equação 2.20.

$$s_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{q}{2} = \frac{1}{2} \cdot M \cdot p' \tag{2.20}$$

2.3.9. Comportamentos Dilatantes e Comportamentos de Liquefação – Ensaios de Castro (1969)

Castro (1969) realizou ensaios triaxiais estáticos e cíclicos em amostras consolidadas de modo isotrópico e ensaios estáticos em amostras consolidadas de modo anisotrópico, Figura 17. Com isto verificou que

o comportamento do solo varia consideravelmente conforme as condições iniciais, isto é o parâmetro de estado; verificou também o fenómeno de liquefação.

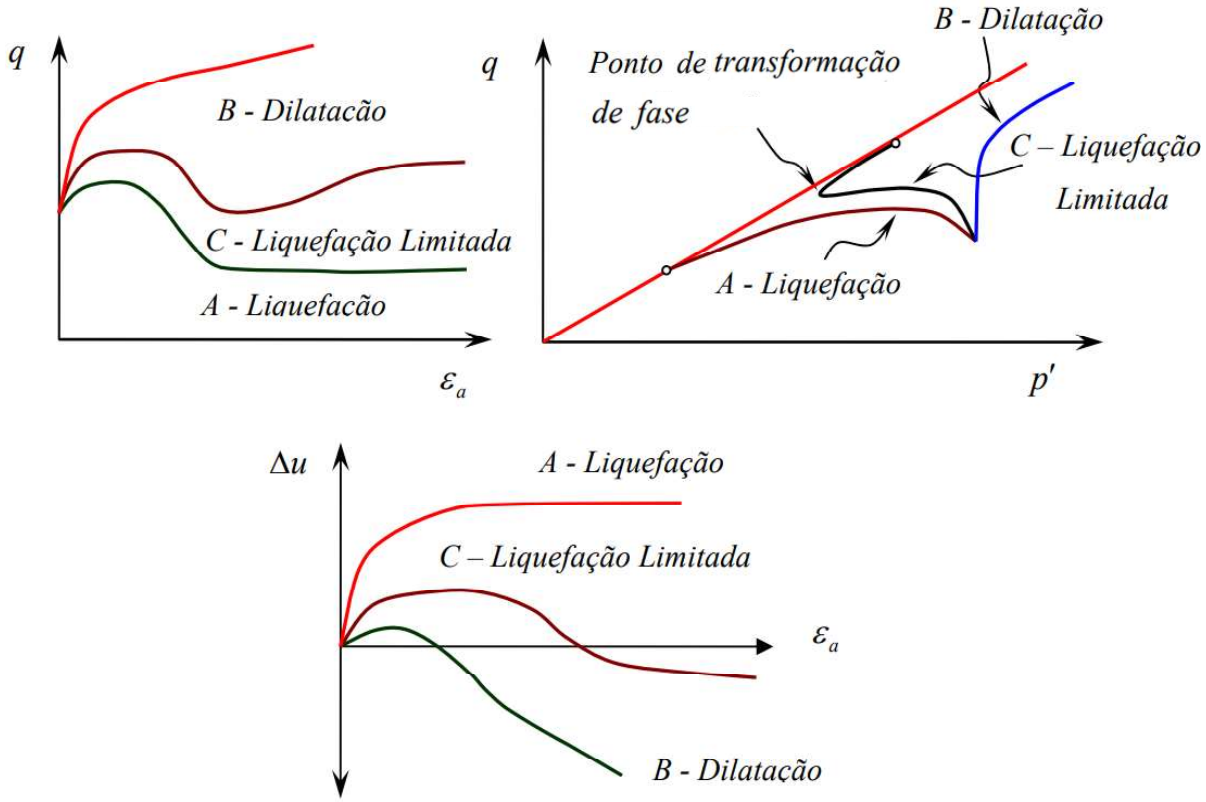

Figura 17 – Comportamento de um Solo com Parâmetros de Estado distintos - Ensaios triaxiais realizados Castro (1969), adaptado de Vilcahuamán (2018)

É possível dividir as conclusões dos ensaios de Castro (1969) entre dois comportamentos distintos e um intermédio: comportamento de solos soltos (A), de solos densos (B) e de solos de condições de estado e compacidade/grau de consolidação médio (C).

No que respeita à resistência, quer o caso A quer o caso C apresentam uma resistência de pico para pequenas deformações, sendo que em C há recuperação de resistência para deformações mais elevadas (plano $q - \varepsilon_a$). Em ambas as situações é atingido o estado crítico, embora em C haja um ponto de transformação de fase com inversão do sentido de convergência e ganho de resistência (plano $q - p'$). Em B o comportamento distingue-se dos demais, por não apresentar uma resistência de pico, evidenciando uma capacidade crescente com o carregamento e as deformações.

Relativamente à deformação, em A e C há contração; em A esta deformação estabiliza, uma vez que atinge a liquefação, que se dá com deformações a volume constante; em C o comportamento é dilatante a partir do ponto de transformação de fase (de contráctil para dilatante, de solto para denso). Para B, o comportamento é dilatante (ignorando uma pequena contração inicial), devido ao imbricamento, demonstrando elevados valores de tensão efetiva e de corte (Kramer, 1996).

Conclui-se que a liquefação é um fenómeno ao qual estão sujeitos, genericamente, solos em estado solto, de parâmetro de estado positivo. A designação de liquefação limitada serve quando o estado crítico é

atingido após uma inversão do sentido de deformação volumétrica, com imbricamento e ganho de resistência associado.

2.3.10. LIQUEFAÇÃO

O fenómeno de liquefação acontece devido a uma anulação da tensão efetiva (Mogami e Kubo, 1953), que provoca no solo um estado de comportamento fluído a velocidade e volume constantes, de resistência constante e friccional. As tensões efetivas anulam-se quando ocorre um aumento da poropressão que iguala a tensão total.

Qualquer solo é passível de sofrer liquefação, porém os solos em estado solto são mais sensíveis, particularmente, à liquefação estática, em que um carregamento monotónico origina perda abrupta de resistência e o solo alcança o estado crítico com uma resistência denominada resistência residual. Contudo, em solos densos acontece também liquefação, liquefação cíclica – provocada por carregamentos cíclicos (Robertson e Wride, 1998), refletindo-se em perdas temporárias de resistência associadas a deformações de pequena ordem (Polito, 2001).

Assim sendo, é possível basear a análise deste mecanismo na Teoria dos Estados Críticos, como afirmado por Viana da Fonseca (2013). Com efeito, a linha dos estados críticos estabelece uma divisão entre os solos mais suscetíveis à liquefação – soltos, acima da LEC e de parâmetro de estado positivo – dos que têm menor probabilidade de ocorrência deste fenómeno – densos, abaixo da LEC com parâmetro de estado negativo. Visto de outro modo, como sugeriu Casagrande (1936), a LEC divide o plano $e - p'$ entre estados que permitem a formação de excessos de poropressão positiva, e assim sujeitos a liquefação, e estados onde os excessos de poropressão que se criam são essencialmente negativos, resultado da dilatância.

Devendo-se a perda de resistência à formação de excessos de poropressão, é favorável analisar o sucedido em ensaios triaxiais não-drenados, com especial enfoque na trajetória de tensões efetivas de amostras de solo solto. Nestes casos, como é possível verificar na Figura 16, observa-se um pico da tensão de desvio (no plano $q - p'$) antes da resistência do solo "cair" para a resistência residual, no estado crítico.

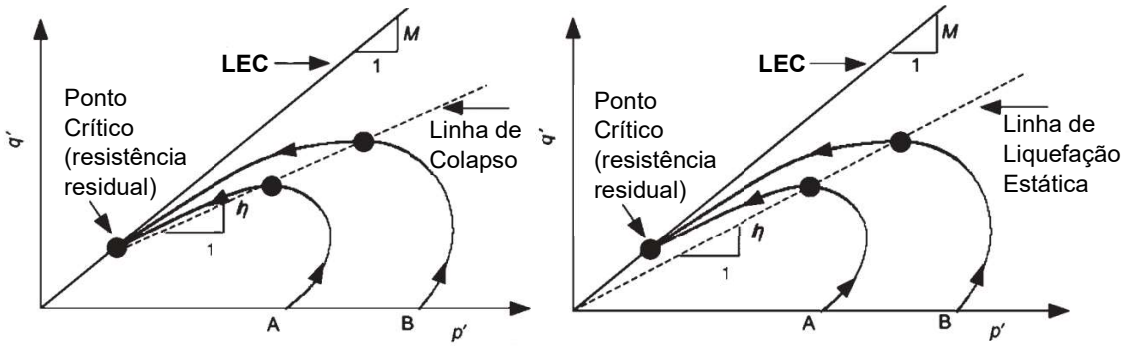

Figura 18 – Linha de Colapso e Linha de Liquefação Estática no plano $q - p'$ de um solo solto em condições não-drenadas, adaptado de Been and Jefferies (2004)

Assim, Sladen et al. (1985) foram assinalando o ponto onde esta viragem acontece, para as trajetórias de tensões resultantes de ensaios do mesmo material com tensões de confinamento inicial variáveis. Foi percetível a existência virtual de uma linha a partir da qual a resistência da amostra sofria uma quebra –

linha de instabilidade ou de colapso. Esta linha define o espaço para o qual, uma vez alcançado pelas condições do solo solto, ocorre liquefação, de forma quase imediata e sem aviso.

Been and Jefferies (2004) alertam para a existência de duas linhas de instabilidade, semelhantes mas com declive de invariante de tensão diferentes: a linha de colapso e a linha de liquefação estática, com maior gradiente, Figura 18.

2.3.11. A Relação entre a Liquefação e as Barragens de Rejeitados

As barragens de rejeitados estão particularmente sujeitas à liquefação, devido ao método de enchimento do depósito e às propriedades do material.

O material dos rejeitados é geralmente solto e constituído por areias plásticas e siltes saturados, nomeadamente quando depositado de forma hidráulica, o que proporciona a liquefação (Santana, 2022). Além disto, uma sucessiva deposição de camadas de rejeitados espessados ou de lamas gera um aumento da poropressão, em forma de excessos uma vez que a permeabilidade habitual dos rejeitados é reduzida.

Apesar de tudo, o controlo de estabilidade das barragens é possível, caracterizando os rejeitados depositados, nomeadamente estabelecendo a sua linha de estados críticos e localizando o estado do material no plano, conhecendo o seu estado de tensão e índice de vazios in situ (Viana da Fonseca et al., 2016).

Segundo Santana (2022), a liquefação de um ponto pode levar à liquefação das partículas adjacentes, resultando numa propagação muito rápida (ordem dos segundos), podendo formar-se uma lâmina de pontos de rotura que levam ao colapso (particularizando para estruturas sujeitas à liquefação, nomeadamente barragens de rejeitados). O desastre da barragem de rejeitados do Fundão, em 2019, é um dos inúmeros eventos cuja falha se deveu à liquefação.

2.4. Análise de Estabilidade – Equilíbrio-Limite

2.4.1. Teoria da Análise Limite

A teoria da análise limite pretende estabelecer formulações mecânicas sobre o funcionamento estrutural de um corpo. A teoria em causa assenta em dois teoremas: teorema da região inferior (TRI) e teorema da região superior (TRS), ambos enunciados por Folque (1975).

O TRI enuncia que uma estrutura para a qual for possível atribuir uma distribuição de tensões, capaz de equilibrar em todos os pontos o conjunto das forças que a solicitam, tem estabilidade assegurada. O TRS, pela perspetiva do colapso (limite superior ao equilíbrio) e dos deslocamentos, afirma que uma estrutura para a qual for possível atribuir um campo de deslocamentos compatíveis, em que o trabalho dissipado pelas tensões mobilizáveis for igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores que nela atuam, sofre colapso.

2.4.2. Análise Equilíbrio-Limite

A análise Equilíbrio-Limite decorre da combinação dos dois teoremas da teoria da análise limite (Matos Fernandes, 2015).

A análise Equilíbrio-Limite pressupõe um mecanismo de colapso (influência do TRS) que se dá segundo uma superfície de rotura. Na superfície de rotura atuam quer as forças solicitantes, quer as forças estabilizadoras que o material consegue mobilizar.

Deriva um Fator de Segurança (FoS) – coeficiente global de segurança – resultante da proporção entre as forças instabilizadors (*S*) e as forças resistentes (*R*), equação 2.21. O mesmo fator é tanto mais elevado, tal como a estabilidade, quanto maior for à superioridade de *R* comparativamente com *S*.

$$F = \frac{R}{S} \tag{2.21}$$

Esta análise tem em conta um equilíbrio global, porém é preciso atender que não verifica o equilíbrio local.

2.4.3. MÉTODO DAS FATIAS

O Método das Fatias é um método baseado em análise Equilíbrio-Limite cuja aplicação pode ser feita com aproximação aceitável à realidade, quando perante solos homogéneos ou quase homogéneos. É assumida uma superfície de rotura circular e subdivide-se o problema num sistema de equações, onde constam as forças resistentes e atuantes nas fatias criadas na massa de suposta instabilidade, Figura 19.

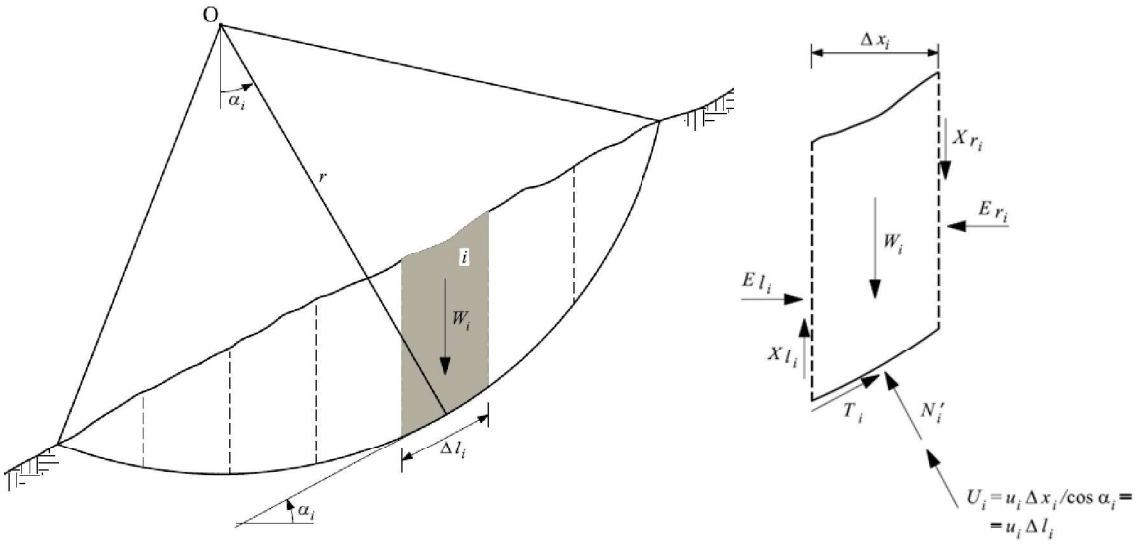

Figura 19 – Formulação do Método das Fatias, adaptado de Matos Fernandes (2020)

Numa fatia genérica atuam, além do peso da fatia, as resultantes das tensões efetivas (normal à base), da poropressão (normal à base), das tensões tangenciais mobilizadas na base e das forças de interação entre faces (normal e tangencial à face). Deste modo, o problema torna-se tanto mais complexo quanto mais fatias e superfícies de rotura forem admitidas.

A resolução numérica dá-se pelo equilíbrio de momentos, gerados no centro geométrico da circunferência que define o deslizamento, e/ou de forças (equação 2.22), ora mobilizáveis, ora solicitantes.

$$F = \frac{M_R}{M_S} \tag{2.22}$$

Procedendo à substituição pelos parâmetros obtém-se a equação 2.23.

$$F = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^{n} (c'_i + \sigma'_i \cdot tg\, \phi'_i) \cdot \Delta \ell_i}{r \cdot \sum_{i=1}^{n} W_i \cdot sen\, \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (c'_i \cdot \Delta \ell_i + N'_i \cdot tg\, \phi'_i)}{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot sen\, \alpha_i} \tag{2.23}$$

São vários os métodos de resolução de problemas de estabilidade pelo método das fatias que foram surgindo ao longo dos anos, cada um com os seus pressupostos. Entre os mais conhecidos constam o Método de Fellenius, que admite que as forças de interação entre fatias têm direção paralela à base da fatia; o Método de Bishop Simplificado, que assume que as forças de interação entre fatias são horizontais; e ainda o Método de Spencer, que complementa a verificação de equilíbrio de momentos com uma verificação de equilíbrio das forças. Um dos métodos mais rigorosos é o de Morgenstern & Prince (1965), que admite qualquer forma para a superfície de deslizamento e não pressupõe um único ponto central e raio de equilíbrio de momentos.

2.5. ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A análise do comportamento do solo (inclusivamente em análises equilíbrio limite), a fim de estudar e avaliar a viabilidade de estados ou intervenções geotécnicas, como barragens de rejeitados, pode seguir diferentes modelos – modelos constitutivos. Na presente dissertação serão abordados dois modelos constitutivos: Mohr-Coulomb e NorSand.

2.5.1. MOHR-COULOMB

O modelo Mohr-Coulomb formula o comportamento do solo de um modo simples, assumindo inicialmente uma linearidade elástica até plastificar para um dado valor de tensão e de deformação, transitando de imediato para um regime perfeitamente plástico, com deformação a tensão constante, e aqui se define rotura atrítica/dilatante ou não drenada. Segundo Amaral (2021) este método serve a análise de primeira instância, no que respeita ao comportamento geotécnico.

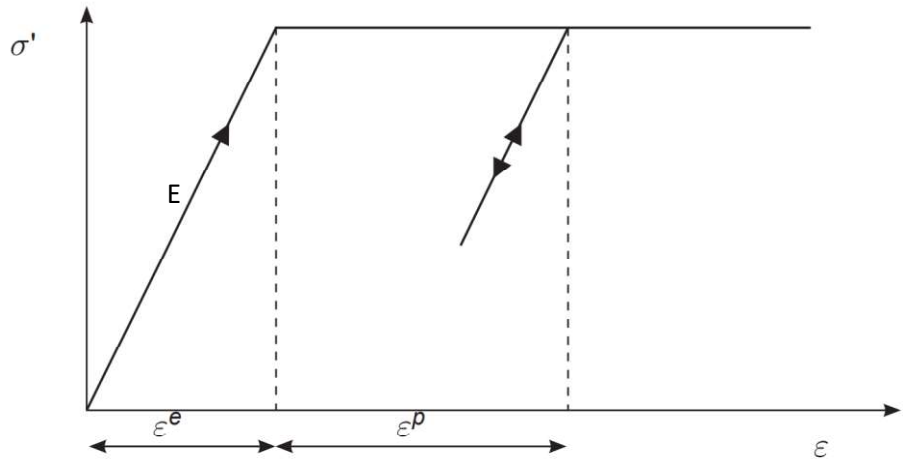

Figura 20 – Comportamento Elástico Perfeitamente Plástico, PLAXIS Material Models

O comportamento elástico perfeitamente plástico com carregamento axial, representado na Figura 20, caracteriza-se por um aumento linear da deformação com a subida do valor da tensão de desvio. A linearidade respeita o valor do módulo de Young (E), também designado módulo de deformabilidade. Como é possível observar, terminando o domínio da elasticidade, o corpo entra em deformação perfeitamente plástica, experimentando deformações a tensão constante. Uma descarga permite recuperação parcial da deformação total – deformação elástica restabelecida, mas nunca a deformação plástica; a nova recarga inicia-se com declive E, a partir da deformação plástica do carregamento anterior.

O E não se mantém constante ao longo do carregamento (Figura 21), no entanto, o modelo Mohr-Coulomb assume uma taxa de deformação elástica constante; como tal, é necessário definir este valor. O valor de E a adotar depende da ordem de grandeza das deformações: para pequenas deformações é utilizado o módulo de deformação inicial (E_0), para deformações de maior relevo toma-se o valor de E_{50}, que corresponde ao gradiente da secante ao gráfico tensão-deformação real para metade tensão de desvio de pico.

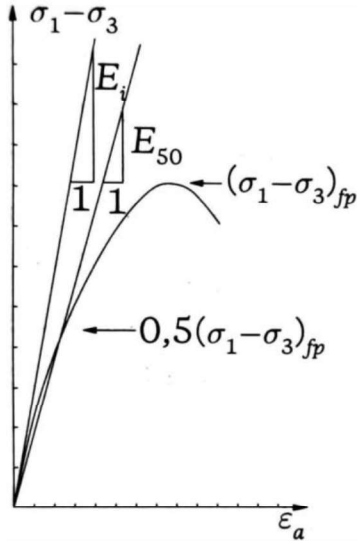

Figura 21 – Tangentes ao Gráfico Tensão-Deformação com Declive E, adaptado de Matos Fernandes (2020)

É de ressalvar que o coeficiente de Poisson (υ) é um parâmetro necessário para cumprir as leis da teoria da elasticidade para a deformação, relacionando a deformação axial com a deformação radial, assim como o ângulo de dilatância (Ψ), estabelecendo a superfície de potencial plástico no espaço.

O modelo constitutivo Mohr-Coulomb define uma envolvente no plano $\tau - \sigma'$ para a qual, uma vez alcançada pela trajetória de tensões do material, se dá rotura particular. Aquela envolvente é caracterizada pela coesão efetiva (c') e pelo ângulo de resistência ao corte (ϕ'), através da equação 2.24.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot tg\,\phi' \tag{2.24}$$

2.5.2. NorSand

O modelo constitutivo NorSand sobrepõe-se ao modelo Mohr-Coulomb por se aproximar da realidade, onde a linearidade elástica seguida de deformação perfeitamente plástica não existe. A não linearidade da deformabilidade é considerada a partir do valor tangente inicial (G_{max} – módulo de distorção perfeitamente elástico). Contrariamente ao NorSand, o Mohr-Coulomb não prevê fenómenos de liquefação, que pode originar, em determinadas condições de estado, um comportamento do solo em carregamento não drenado como fluído friccional, após um valor de resistência de pico, s_u, para um valor muito baixo de tensão de desvio na linha (LEC), que se designa correntemente de residual, s_r.

O NorSand, visto ter o intuito de servir cálculos de análises baseadas no comportamento do solo, segue um processo diferencial que relaciona os incrementos de tensão com a deformação, fazendo atualização e descrevendo a evolução em variações volumétricas, em condições drenadas, ou das poropressões, em condições não drenadas, e um comportamento elastoplástico com endurecimento e suavização. Não existindo solução analítica, este modelo constitutivo recorre a integração numérica (Santana, 2022).

Este modelo é passível de ser usado na modelação de solos quer granulares, quer plásticos, desde que "as interações inter-particulares sejam controladas por forças de contacto" (Shuttle & Jefferies, 2010). É baseado na teoria dos estados críticos (Been & Jefferies, 1985), e, assim, requer o parâmetro de estado

inicial como parâmetro de entrada (Shuttle and Jefferies, 2010), analisando a sua evolução com a variação das condições a que o solo é submetido.

Jefferies and Been (2016) afirmam que os parâmetros de que necessita o NorSand são de fácil utilização e compreensão, requerendo a sua caracterização um mínimo de 3 ensaios triaxiais (Shuttle e Jefferies, 2010).

A análise de estabilidade de barragens de rejeitados tem contado, em muitos casos recentemente, com cálculos que seguem a parametrização e modelação do comportamento dos solos de acordo com o protocolo NorSand.

Os parâmetros de entrada são, além dos referidos – os que incluem a caracterização de qualquer solo (granulometria, permeabilidade, peso volúmico, índice de vazios, ângulo de atrito, coesão efetiva, coeficiente de Poisson e deformabilidade) e o parâmetro de estado inicial (ψ_0) –, os da teoria dos estados críticos – definidores da LEC linear (Γ e λ) ou da LEC não-linear (a, b e c), do ângulo de atrito (M), do grau de consolidação (OCR), e os responsáveis pela dilatância (N e χ) –, o módulo elástico de distorção (G_{max}) e o módulo plástico (H).

A introdução do G_{max} visa considerar a existência da distorção elástica e a sua variação em todo o solo, que é de facto uma realidade (Jefferies and Been, 2016), indicando que o seu valor depende do estado de tensão no solo em cada instante, mas também do índice de vazios, expresso pelo parâmetro de estado (ψ) (Hitcher, 1996).

$$G = G_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{n_G} \tag{2.25}$$

O G_{max} obedece à equação 2.25, combinando a normalização da tensão efetiva média (p'), para uma pressão de referência (habitualmente 100kPa), com o mesmo módulo (de referência, geralmente G_{100}) e um expoente (n_G) variante com o tipo de solo (1 para argilas, 0,5 para areias e 0 ignorando a variação com a tensão, ajustado a materiais muito cimentados) (Jefferies and Been, 2016).

O módulo plástico permite reproduzir o processo de endurecimento com a alteração da tensão e da deformação, afetando a rigidez das curvas tensão-deformação a que o solo responderá no incremento seguinte (muito condicionante em condições não-drenadas) (Jefferies and Been, 2016). Não sendo possível quantificar este parâmetro por meio de ensaios, requer um processo iterativo, que conduza a uma convergência na qual se aferem os valores de H_0 e H_ψ, como descrito na equação 2.26.

$$H = H_0 - H_\psi \cdot \psi \tag{2.26}$$

3
Considerações Gerais Sobre o Software Utilizado – PLAXIS

3.1. A Escolha do Software

Os softwares escolhidos para a realização da presente dissertação denominam-se PLAXIS 2D 2023.1 e PLAXIS LE CONNECT Edition V21 e pertencem atualmente à empresa Bentley Systems.

A escolha passou pela continuidade do trabalho que tem vindo a ser desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), mais especificamente pela secção de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil (DEC). O mesmo software está atualmente integrado na atividade letiva, bem como nos trabalhos de investigação. A sua utilização não é novidade no âmbito de dissertações da "casa", pelo que, além da licença, está ao alcance um acumular de conhecimento e de pessoas qualificadas na sua aplicação.

O software PLAXIS, que significava na sua génese "PLain strain and AXIal Symmetry" [3], surgiu na "Delft University of Technology", na Holanda, no ano de 1987 (Vermeer). Um programa estatal impulsionou o desenvolvimento deste software, inicialmente com o intuito de criar um código de elementos finitos 2D, para resolver problemas relacionados com diques fluviais, característicos deste país. Ao longo dos anos, as capacidades foram alargadas a mais áreas da geotecnia, incorporando modelos constitutivos cada vez mais complexos e diversificados, mas mantendo sempre a objetividade e utilidade para estruturas e obras geotécnicas realistas. Em 2010 lançou-se no mercado a versão PLAXIS 3D; mais recentemente, o programa foi adquirido pela empresa americana Bentley Systems (Bentley, 2023).

3.2. PLAXIS 2D

O PLAXIS 2D é um programa que utiliza o método dos elementos finitos (FEM, na literatura anglo-saxónica, ou MEF, em português) para analisar problemas geotécnicos a duas dimensões. As capacidades permitem um estudo de deformabilidade e estabilidade em situações de estado plano de deformação ou de axissimetria (Bentley, 2023).

3.2.1. Métodos Numéricos e Modelos Constitutivos

O método dos elementos finitos (MEF) consiste em discretizar o modelo em vários elementos (finitos) que formam uma malha e que obedecem a leis constitutivas que possam resolver as necessidades de projeto geotécnico e análises de comportamentos hidro-mecânicos. Cada modelo que incorpore essas leis obriga ao conhecimento dos conjuntos paramétricos que caracterizam os materiais, que, juntamente

com a geometria e as condições de fronteira, procuram prever e (ou) reproduzir comportamentos tensão-deformação e hidráulicos de maciços, obras e estruturas geotécnicas. As variáveis são analisadas e integradas em equações diferenciais, tanto mais complexas quanto maior o número de elementos finitos (malha mais fina) e a dimensão espacial (2D ou 3D). Um sistema de equações permite a resolução algébrica do problema, com resultados globais consequentes da junção de vários resultados parciais e locais.

Este software, tal como referido, é baseado no MEF e, assim, define o modelo geométrico através de pequenas formas triangulares (forma mais flexível para ajustes de descontinuidades), cada uma constituída de elementos finitos (EF), em cujas fronteiras se compatibilizam os deslocamentos. Os triângulos contêm nós ("nodes"), que permitem aferir deslocamentos, e pontos de tensão ("stress points"), onde é possível averiguar esforços e tensões atuantes, fruto de solicitações externas.

O utilizador deverá escolher, além do estado de tensão – plano ("plain strain") ou axissimétrico ("axisymetry"), Figura 22 –, entre elementos de 15 ou 6 nós, sendo o primeiro logicamente mais preciso, mas também de cálculo mais moroso.

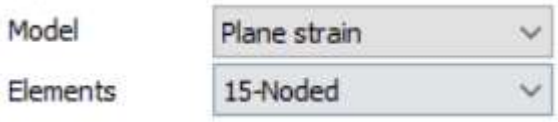

Figura 22 – Escolhas para a criação de um novo modelo – PLAXIS 2D

No que é referente ao número de "stress points" (pontos de Gauss), a escolha de 15 nós permite ter 12, enquanto a segunda escolha apenas contém 3 destes pontos, Figura 23. Uma discretização em 15 nós e 12 pontos de Gauss obriga a uma integração de quarta ordem (Santana, 2022), de onde advém a complexidade acrescida que reduz a velocidade de cálculo.

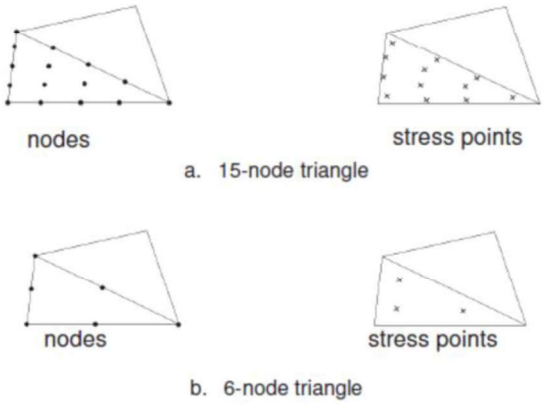

Figura 23 – Tipos de discretização dos elementos finitos – PLAXIS 2D

3.2.1.1. MOHR-COULOMB EM PLAXIS 2D

A parametrização de um solo no PLAXIS 2D segundo Mohr-Coulomb (MC) permite uma análise tensão-deformação, que exige 5 parâmetros de entrada, permitindo caracterizar um comportamento linear elástico perfeitamente plástico.

A fase linear elástica respeita a Lei de Hook através do Módulo de Young (E) e do coeficiente de Poisson (niu – υ); em alternativa ao E, é possível fornecer o módulo de distorção (G) e o módulo edométrico (E_{oed}). A fase perfeitamente plástica relaciona-se diretamente com a envolvente de rotura em tensões efetivas e é garantida pelos parâmetros da coesão efetiva, ou intercepto coesivo, (c'), ângulo de atrito (ϕ') e ângulo de dilatância (Ψ). Assim, a rotura de uma partícula ocorre segundo a equação:

$$\sigma_1' = \sigma_2' \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} - 2c' \cdot \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \tag{3.1}$$

No caso de o solo responder de forma não-drenada, há três formas de caracterizar o solo – não drenado do tipo A, B ou C. No caso A, o solo necessita dos mesmos parâmetros de entrada que no caso drenado e é assumida para a água uma rigidez quase infinita, garantindo a incompressibilidade do solo e gerando excessos de poropressão; o cálculo é realizado em tensões efetivas. O valor da resistência não-drenada, não sendo fornecido à entrada, torna-se um parâmetro resultante – uma vez que é dependente diretamente do ϕ', a sua avaliação é feita pelas formulações convencionais da mecânica dos solos. No caso B os parâmetros de plasticidade definem-se segundo o valor de resistência não-drenada (s_u) e o comportamento segue o Critério de Tresca (Figura 24), não se considerando explicitamente as relações atríticas e de dilatância; o cálculo é realizado em tensões efetivas. No caso C a parametrização é semelhante ao B, porém o excesso de poropressão e as tensões efetivas apenas estão implícitas no cálculo, feito em tensões totais.

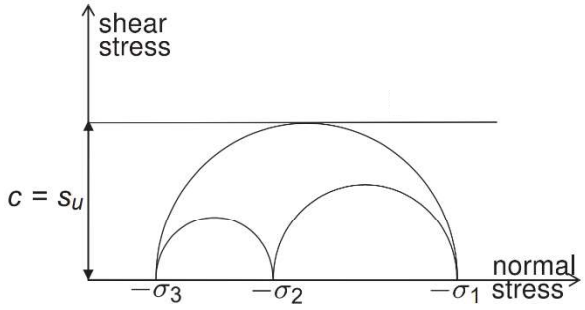

Figura 24 – Critério de Tresca para três direções de tensão (PLAXIS Material Models)

3.2.1.2. NorSand em PLAXIS 2D

O NorSand foi implementado no PLAXIS 2D para carregamentos monotónicos comuns, com ênfase na análise de liquefação estática, recorrendo à formulação explicitada em Jefferies and Been (2016), dos criadores deste modelo constitutivo.

O momento de caracterização de um solo permite definir o modelo do solo como "User-defined", esta opção permite ao utilizador parametrizar o solo de acordo com modelos constitutivos mais recentes e menos usuais.

A escolha mais específica faz parte da janela referente às propriedades mecânicas, onde é possível selecionar a .dll do NorSand – norsand64.dll. Ainda na janela inicial deve ser indicado o tipo de drenagem, de entre três hipóteses – drenado, não drenado do tipo A ou não-poroso.

Em drenado, os cálculos são realizados em tensões efetivas e não há lugar para a formação de excessos de poropressão. Não drenado do tipo A, a rigidez e a resistência são também definidas por tensões

efetivas, porém geram-se incrementos de poropressões, recorrendo ao mesmo método usado em MC – incompressibilidade dos vazios do solo. Não poroso caracteriza um comportamento sem poropressões, uma vez que sem porosidade a água não é capaz de se infiltrar. Estes são materiais rochosos ou de interface com as rochas.

O NS exige um maior número de parâmetros de entrada, de modo a ser possível caracterizar as propriedades de elasticidade (função do estado de tensão), as de resistência última atrítica (definida pelos estados críticos, uma linha no espaço de invariantes de tensões, *p' e q*) e intermédia, ou seja, o que define um comportamento mais ou menos dilatante ou contrátil, que tem implicação no endurecimento ou amolecimento.

A LEC pode ser linear (CSL-(a)), com os parâmetros de entrada Γ e λ_e, ou não-linear (CSL-(b)), sendo necessário informar os valores das constantes *a*, *b* e *c* (C_a, C_b e C_c). A dilatância é controlada diretamente pelo χ_{tc}, a resistência pelos parâmetros M_{tc} e N, e o endurecimento pelos H_0 e H_ψ. A elasticidade é caracterizada pelo G_{ref} (módulo de distorção elástico referenciado a um determinado valor de tensão efetiva de confinamento, p_{ref}'=100kPa), pelo n_G e pelo v. O parâmetro de estado inicial (ψ_0) e o grau de sobreconsolidação (OCR – "R") integram também os parâmetros de entrada. Estes parâmetros são abordados no capítulo 2.

Deste modo, o modelo constitutivo responde, perante testes triaxiais não-drenados, segundo a Figura 25 – demonstra visivelmente a aproximação do estado crítico, para parâmetros de estado inicial denso e solto.

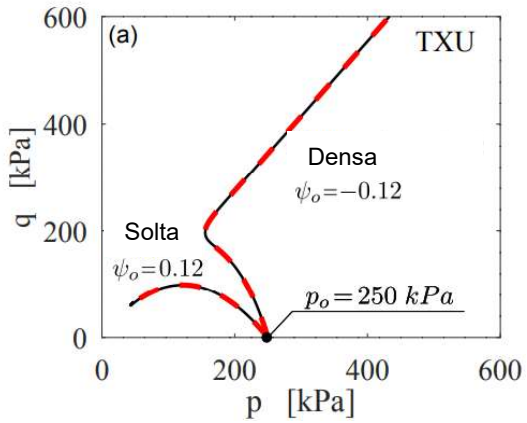

Figura 25 – Resposta do modelo constitutivo NorSand perante teste triaxial não-drenado para diferentes valores de parâmetro de estado inicial (adaptado de Manual "User Defined Soil Models – NorSand", PLAXIS 2D)

A modelação por NS tem ainda a possibilidade de impor uma resposta do solo sujeita a um parâmetro de amolecimento (*S*). A ativação deste parâmetro visa ter em conta que o carregamento de solos não-drenados pode originar um processo de resistência decrescente (amolecimento) que se dá sem enquadramento com as leis de plasticidade convencional, contrariando mesmo a lei de primeira ordem, cumprida só, nestes casos particulares, em condições drenadas (Ramos, 2013). Após a mobilização de um valor máximo de tensões de desvio, esta capacidade vai-se diminuindo de forma progressiva até a trajetória de tensões encontrar a LEC, mobilizando-se de novo um comportamento friccional.

Assim, para carregamentos drenados, deve ser desconsiderada a ativação deste parâmetro, o mesmo não sucede para carregamentos não-drenados. A aproximação da realidade, que a consideração do

amolecimento proporciona, é comprovável em resultados de ensaios de laboratório, sendo os mesmos usados para a calibração do modelo NS. O ajuste dos ensaios será testado pelo software, que os tem incorporados e é capaz de os simular, Figura 26.

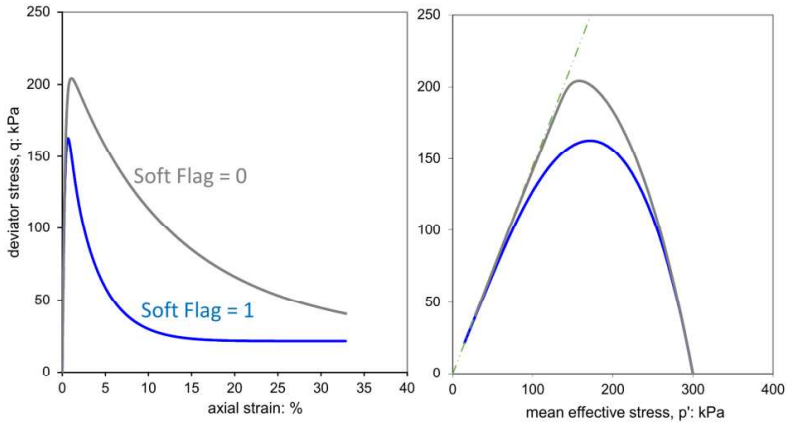

Figura 26 – Resposta do modelo constitutivo NorSand perante teste triaxial não-drenado com e sem o parâmetro de amolecimento S (Manual "User Defined Soil Models – NorSand")

3.2.2. Tipos de Análises

O PLAXIS 2D abrange, neste momento, um leque de ferramentas e de capacidades de grande dimensão, tornando possível a avaliação e modelação de problemas geotécnicos de variedade considerável.

As potencialidades estendem-se a 6 tipos de análise específica – análise plástica ("Plastic"), análise de consolidação ("Consolidation"), análise dos fatores de segurança ("Safety"), análise dinâmica com ou sem consolidação ("Dynamic", "Dynamic with consolidation") e análise de fluxo acoplado ("Fully coupled flow-deformation").

3.2.2.1. Análise Plástica

Genericamente, esta análise segue um protocolo elasto-plástico, desconsiderando a evolução dos parâmetros com o tempo, e portanto desconsiderando também a consolidação, quer em cenários drenados quer em cenários não-drenados.

O software segue um protocolo de incrementos de carga reduzidos, com pequenas deformações e respondendo à configuração inicial da malha – caracterizada por uma determinada matriz de rigidez. Resulta, assim, deste procedimento, uma compatibilização e acumulação de tensões e deformações, que geram uma disposição final dos elementos finitos e as suas condições e tensão, incluindo a evolução da poropressão.

A condição hidráulica estabelece-se segundo as condições de fronteira e o nível de água, induzido. Os cálculos da poropressão em cada fase realizam-se de três modos opcionais – "phreatic", que atenderá ao nível e geometria freática, "steady state groundwater flow", sem necessidade de descrever o nível de água, ou usando as pressões da fase anterior ("use pressures from previous phase").

A variante tempo apenas serve o cálculo plástico quando para uma análise de solos em "Soft Soil Creep", onde é tida em conta a fluência. Então, perante condições não drenadas, o resultado final aproxima-se do real essencialmente quando o carregamento é aplicado num curto período, onde a dissipação de excessos de poropressão são de ordem de grandeza desprezável. Por outro lado, uma análise em

condições drenadas pode representar, de um modo fidedigno, as condições estáveis da estrutura ("steady state") para um determinado tempo, que poderá convergir para um regime permanente a longo prazo.

3.2.2.2. Análise de Fluxo Acoplado

A análise de fluxo acoplado analisa a evolução das deformações e das poropressões totais com o tempo. Este cálculo permite o estabelecimento da rede de percolação condicionada pela permeabilidade adotada e pelo tempo em questão.

Uma vez que o valor de poropressão sofre atualização no tempo de análise, a análise de um solo não-drenado não corresponde a um comportamento sem qualquer dissipação de excessos de poropressão. Assim, a análise é parcialmente não-drenada, ou parcialmente drenada, e mais próxima da situação real, visto nenhum solo responder a nenhuma ação de forma totalmente não-drenada.

A esta análise também se pode designar análise hidro-dinâmica ("flow-deformation"), tal sucede pela simultaneidade e interação das poropressões com os deslocamentos no cálculo. As condições de fluxo são comunicadas pelo utilizador através de fronteiras hidráulicas e nível de água, e a análise é feita em pressões totais – incrementos e poropressões instaladas.

O cálculo contínuo, das poropressões (totais) e das deformações, integra a sucção (em partículas emersas) e as condições instantâneas de saturação de cada partícula (saturadas ou com um determinado grau de saturação).

3.2.2.3. Análise da Segurança

A análise de segurança realiza-se com o intuito de obter um valor de fator de segurança (FoS).

O FoS é calculado através da redução dos parâmetros de resistência; são os mesmos a tan ϕ, a coesão, ou no caso de um carregamento não-drenado a s_u. O processo segue sucessivos incrementos de redução dos parâmetros resistentes (M_{sf}), de valor e quantidade definidas pelo utilizador. O valor da sequência de M_{sf} vai acumulando até que seja formado (idealmente, dependendo dos parâmetros de análise escolhidos) um mecanismo de rotura. O estado final descreve-se, assim, de acordo com a equação 3.2 (Bentley, 2023).

$$\frac{available\ strength}{strength\ at\ failure} = FoS = \sum Msf = \frac{tan\ \phi_{input}}{tan\ \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{s_{u,input}}{s_{u,reduced}} = \frac{Tensile\ strength_{input}}{Tensile\ strength_{reduced}} \quad (3.2)$$

O valor desta análise reside, obviamente, na averiguação do fator de segurança, mas também na perceção do mecanismo de rotura.

3.2.2.4. Outras Análises

O cálculo de consolidação analisa, com carácter elasto-plástico, a deformação, os excessos de poropressão e sua dissipação, dependentes do tempo e do valor de permeabilidade introduzidos pelo utilizador. Consolidação com carregamento, consolidação de carregamento até um determinado valor de dissipação ou carregamento até um certo grau de consolidação são as três possibilidades de convergência. A maior utilidade desta ferramenta consta na sua aliança com a análise plástica não-

drenada, realizada em primeira instância e seguida da análise de consolidação sem carregamento, a fim de considerar e avaliar os efeitos da dissipação da poropressão (Bentley, 2022).

A análise dinâmica permite avaliar as consequências de vibrações na estrutura, quer sejam vibrações repentinas, de impacto (tais como explosões nas minas, induzidas por máquinas e equipamentos de construção e desconstrução, por exemplo para valas e escavações), ou sísmicas (de longo espectro). As vibrações são muitas vezes, e simplificadamente, no recurso a análises pseudo-estáticas, introduzidas no cálculo numérico através de um fator multiplicativo, aplicado aos deslocamentos ou às cargas, mas também com a introdução de séries temporais com deslocamento, velocidade ou aceleração. As condições de fronteira podem causar uma absorção da solicitação dinâmica, como se funcionassem como juntas viscosas (Bentley, 2022). Um processo de consolidação de curto prazo pode ser gerado pelas vibrações, assim, existe a potencialidade de análise dinâmica com consolidação.

3.2.3. Aspetos da Modelação

A modelação em PLAXIS 2D está sujeita a uma sequência de introdução de parâmetros, quer de escolhas de detalhe para a potenciação da abrangência do software, quer de caracterização dos materiais e representação da realidade, incluindo discretização para que a geometria e as fronteiras a representem convenientemente, quer de protocolos de cálculo que satisfaçam as exigências das análises que pretendem conduzir.

Inicialmente, aquando da criação de um novo modelo, é necessário definir, além do seu nome, os limites dos modelos numéricos em termos espaciais (Figura 27) – tais que, quando o corpo em análise sofrer alterações de geometria, estas se localizem dentro da janela que a modelação alcança. É também necessária a escolha relativa ao número de nós por elemento e o tipo de carregamento – axissimétrico ou em estado plano de deformação, Figura 22.

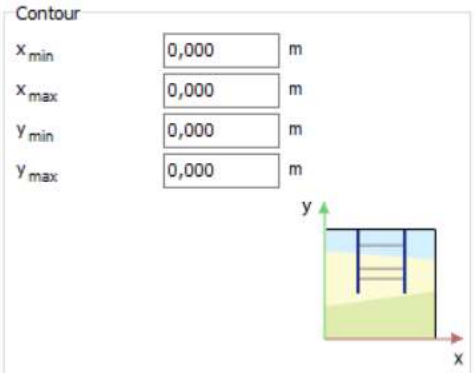

Figura 27 – Definição Inicial do Contorno do Modelo – PLAXIS 2D

Em ambiente PLAXIS 2D, após a criação de um novo modelo, surgem 5 abas/separadores – "Soil", "Structures", "Mesh", "Flow Conditions" e "Staged Construction".

3.2.3.1. Abas "Soil", "Structures" e "Mesh"

Os nomes são sugestivos por si só, como tal, a primeira aba destina-se à definição dos solos, quer das camadas e respetiva forma, quer da sua caracterização de acordo com o modelo constitutivo de cada camada. A estratificação é definida através de poços de sondagem ("borehole"), onde é indicada a

localização do nível de água (NA) e a profundidade e espessura de cada camada. O NA será caracterizado com pormenor na aba "Flow Conditions", pelo que não é vinculativa esta informação nos poços de sondagem.

Segue-se a parametrização do solo, janela onde é possível caracterizar não apenas solos mas também outros materiais, como os de dimensão estrutural – paredes ou ancoragens, por exemplo. São seis os passos para definir um determinado solo neste software: "General", "Mechanical", "Groundwater", "Thermal", "Interfaces" e "Initial".

Em "General" constam parâmetros mais gerais como o nome do material, o modelo constitutivo ao qual responde, as condições de drenagem (drenado, não-drenado tipo A, B, etc), o peso volúmico e o índice de vazios inicial. Em "Mechanical" expõem-se as propriedades mecânicas do solo requeridas, caso da rigidez e da resistência, que variam conforme o tipo de modelo, Figura 28. Como seria de esperar, em "Groundwater" é classificada a granulometria do solo, de modo a inferir a sensibilidade à sucção, e são estabelecidas as características de permeabilidade e de porosidade. A janela "Thermal" não será usada na presente dissertação, mas é útil quando há necessidade de ter em conta o efeito térmico – difusão térmica, de vapor, etc. Em "Interfaces" são abordadas questões de interação entre diferentes materiais: as propriedades de atrito, de rugosidade, de drenagem, entre outras. Por fim, em "Initial", é escolhido o modo de cálculo do coeficiente de impulso em repouso e, se aplicável, o seu valor.

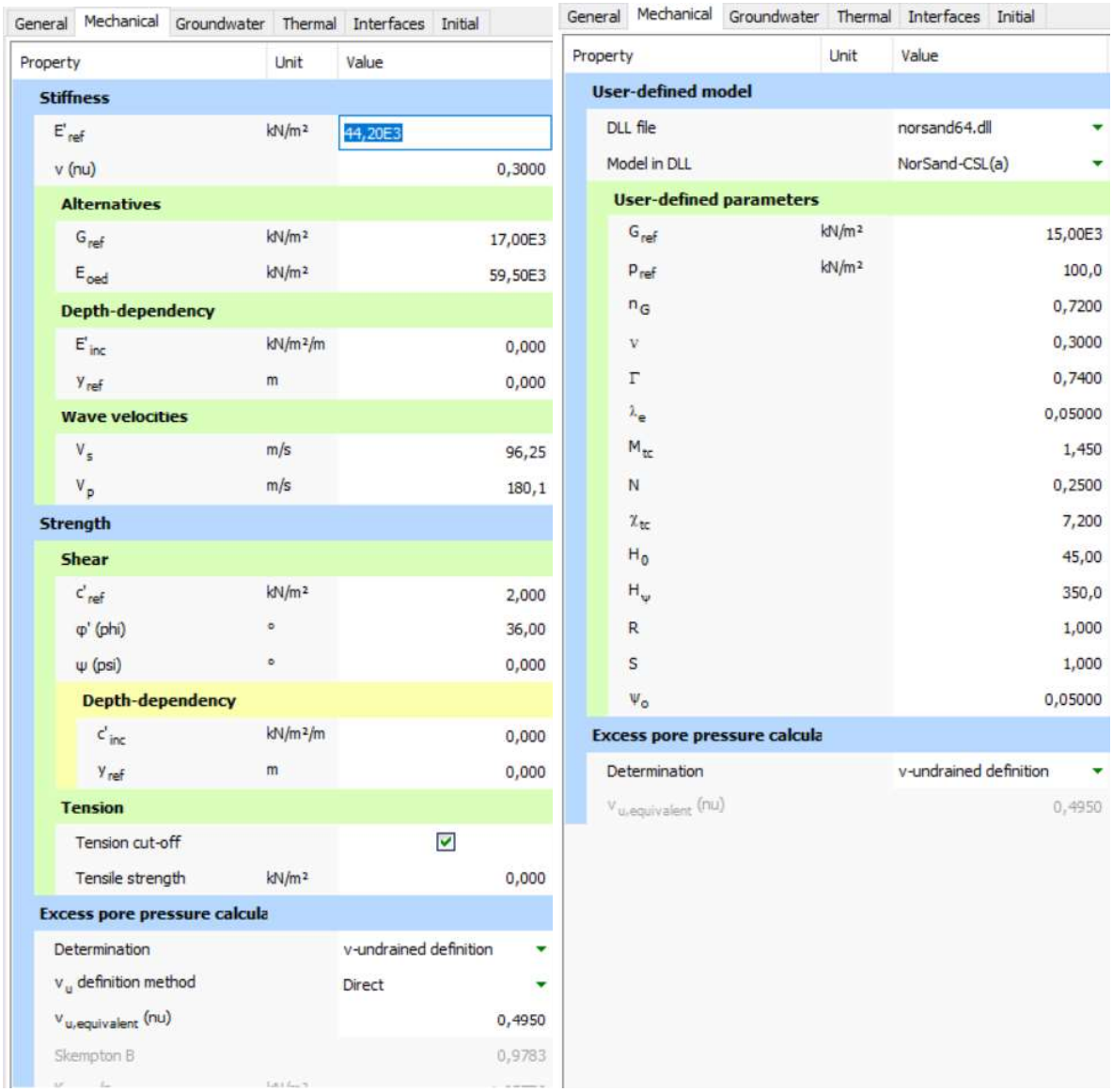

Figura 28 – Definição dos Parâmetros Mecânicos de um Solo segundo Mohr-Coulomb (à esquerda) e NorSand com LEC Linear (à direita) – PLAXIS 2D

Na segunda aba – "Structures" – podem ser modelados elementos estruturais, como sejam ancoragens, ou mesmo polígonos que poderão ver atribuído um material de solo. É possível também a criação de elementos de suporte geométrico: pontos, linhas de referência ou outros. O carregamento, a existência de túneis, drenos e fluxos termais integram igualmente esta aba. A importação de polígonos (Figura 29) permite que um desenho CAD seja implementado na modelação; estes polígonos não servem só características estruturais, podem também representar solos.

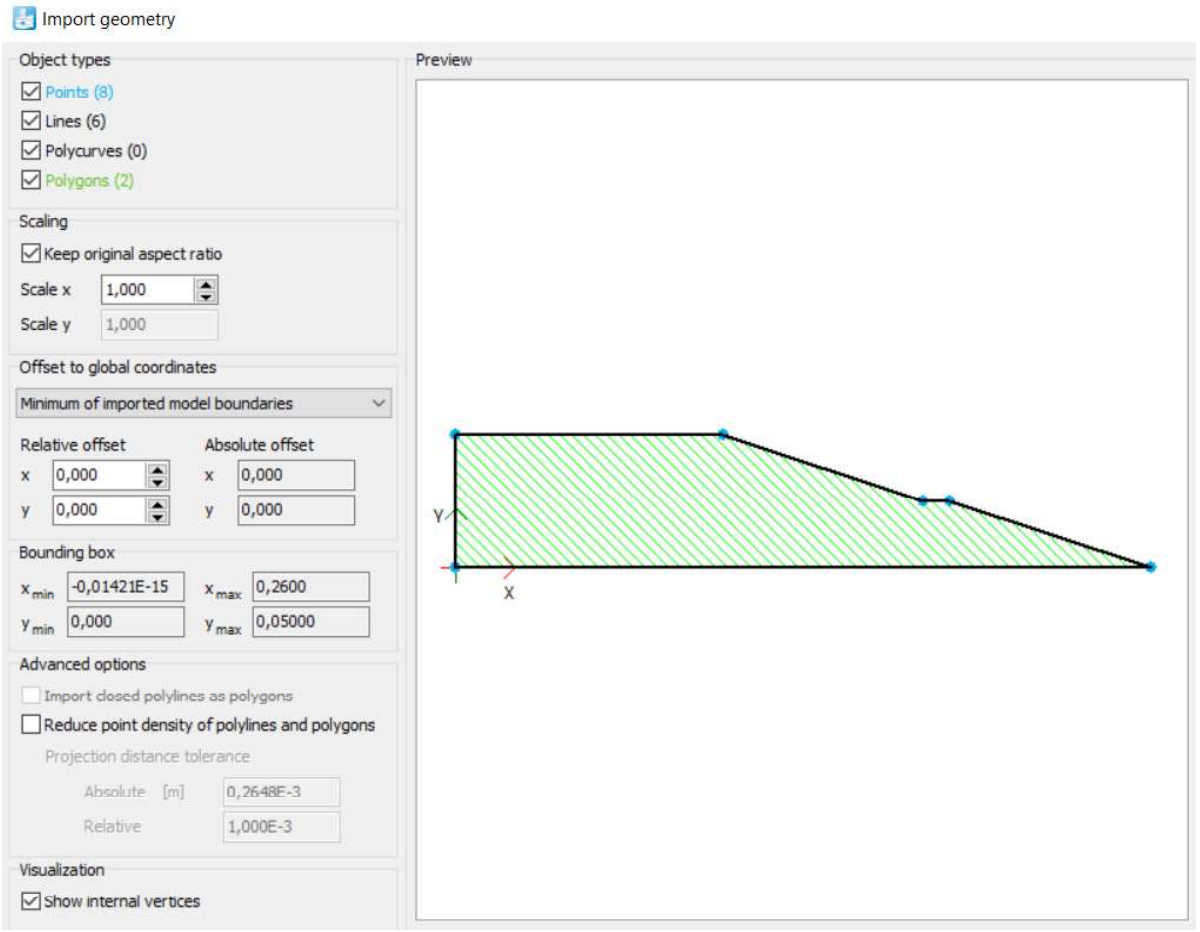

Figura 29 – Janela de Importação de Geometria exemplo de um caso estudado na presente dissertação - PLAXIS 2D

Em "Mesh" definem-se os termos de ajustes relacionados com a malha de elementos finitos – a sua criação (Figura 30), a pormenorização de zonas específicas, bem como o seu oposto, e selecionam-se pontos de tensão ou de deformação para gráficos de futuros resultados. A densidade de elementos finitos deve ter em conta a precisão de resultados pretendida, bem como o tempo de cálculo, tanto maiores quanto mais refinada for a malha, e portanto quanto maior o número de elementos finitos (EF).

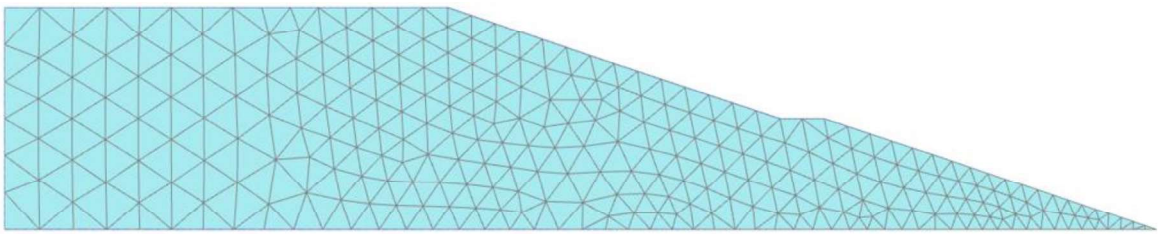

Figura 30 – Malha de Elementos Finitos Muito Fina exemplo - PLAXIS 2D

3.2.3.2. ABA "FLOW CONDITIONS"

A penúltima aba, "Flow Conditions", destina-se às condições de fluxo – fronteiras hidráulicas, drenos e nível de água ou freático.

A definição das fronteiras hidráulicas (condições de drenagem) permite indicar o percurso do fluxo, podendo ser classificada como "Seepage", "Closed", "Head", "Inflow", "Outflow", "Infiltration", "Constant value from previous phase" ou "Maintain function from previous phase". As três primeiras são as que detêm maior valor para o trabalho em questão nesta dissertação; "Seepage" indica a inexistência de barreira ao fluxo, "Head" simula a ação da água através de pressões de tração, equivalentes à altura de água definida na mesma fronteira, "Closed" impede a passagem a qualquer fluxo.

Neste passo da modelação, por vezes, torna-se necessário introduzir o faseamento (Figura 31), de modo a estabelecer as movimentações e oscilações hidráulicas, como seja a subida do NA ou a secagem completa do corpo, por hipótese. Novamente, a importação de CAD, desta vez com o traçado do NA, é uma ferramenta útil quando não está ao alcance ou se revela difícil o desenho do mesmo NA em ambiente PLAXIS 2D.

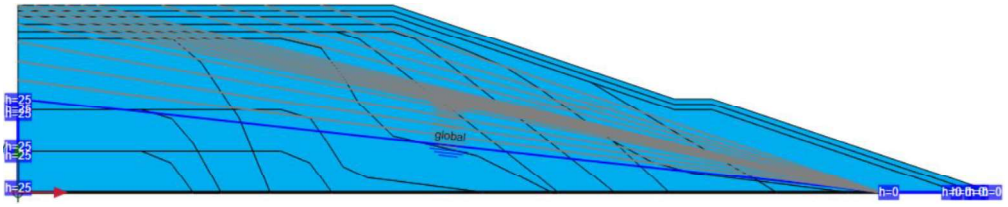

Figura 31 – Exemplo do Faseamento nas Condições de Fluxo com Nível de Água Global e Fronteiras Hidráulicas do tipo "Head" - PLAXIS 2D

3.2.3.3. ABA "STAGED CONSTRUCTION"

Por fim, na aba "Staged Construction" indica-se o faseamento construtivo. Uma nova fase indica, naturalmente, alterações relativamente à fase que a precede. O carácter destas alterações pode ser de índole diversa: alterações na geometria (escavações – Figura 32 –, aterros, etc), nas propriedades de um determinado material (caso do "jet-grouting"), nas condições hidráulicas e de fluxo (subida do NA, por exemplo), nas condições térmicas, introdução de elementos estruturais (como paredes moldadas) ou abordagens de cálculo.

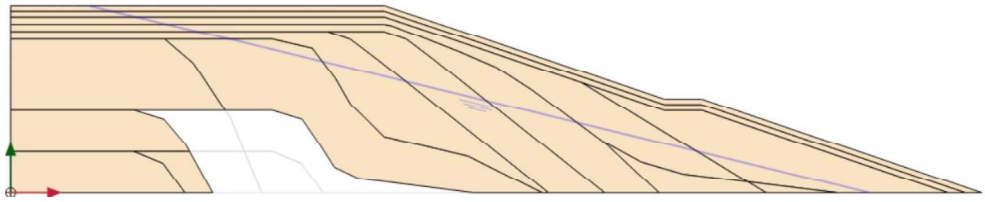

Figura 32 – Fase com Escavação Exemplo - PLAXIS 2D

As abordagens de cálculo tomam um papel bastante relevante no faseamento construtivo. A correta parametrização da fase inicial, que vai definir o estado de tensão inicial, de partida, é fulcral para a obtenção de bons resultados. São 4 as opções de inicialização do cálculo (Figura 33) – "K0 procedure", "Field Stress", "Gravity Loading" e "Flow Only".

Figura 33 – Símbolos definidores dos Tipos de Cálculo de Fase Inicial - "K0 procedure", "Field Stress" e "Gravity Loading" respetivamente - PLAXIS 2D

"K0 procedure" determina as tensões principais, horizontal e vertical (em 2D), através do valor do coeficiente de impulso em repouso (K_0) e deve ser utilizada apenas em secções com camadas e NA exclusivamente horizontais. "Field Stress" contabiliza a rotação das tensões principais, relevante em zonas fronteiriças com um firme, porém define um estado de tensão homogéneo no corpo. "Gravity Loading" (GL) é o método de inicialização geralmente aconselhável, pois define o estado inicial com base no seu peso volúmico material e, como indica a sua denominação, na atuação plástica da gravidade, adaptando-se à geometria específica, nomeadamente superfícies inclinadas. O modo como o GL calcula as tensões atuantes favorece a sua utilização em casos de não horizontalidade das camadas e NA. "Flow Only" não calcula tensões efetivas, apenas atende às condições de fluxo.

Nas restantes fases também é necessário escolher o método de cálculo, de entre os tipos de análise mencionados em 3.2.2 e de ícones representados na Figura 34.

Figura 34 – Símbolos definidores dos Tipos de Análise no Faseamento Construtivo – Plástica, Consolidação, Segurança, Dinâmica, Fluxo Acoplado e Dinâmica com Consolidação - PLAXIS 2D

Os cálculos podem ainda variar conforme os parâmetros que especificam a pormenorização e o protocolo a seguir, como sejam o número de iterações e de passos, o erro tolerado, o controlo de convergência ou até o modo de cálculo das poropressões ("Phreatic", "Steady state groundwater flow" ou "Use pressures from previous phase").

Esta aba permite também a edição das condições fronteira, de fixação de deslocamentos, que se deve ajustar à representação da realidade – sem movimentações bloqueadas ("fully free"), uma direção livre ("nomally fixed") ou todas as direções bloqueadas ("fully fixed").

3.2.4. OUTPUT

No final dos cálculos, os resultados são armazenados no "Output" e organizados de modo a poder consultar-se várias grandezas, em valores finais, e a sua evolução.

Os deslocamentos, as deformações e as tensões são essenciais ao tratamento dos dados finais. Incluem-se nestes menus a deformação relativa da malha, os valores totais e incrementais de deformação e as tensões cartesianas e absolutas, bem como as tensões efetivas e totais (cartesianas e principais), parâmetros de estado, poropressões (Figura 35) e caracterização do fluxo hidráulico, fluxo térmico e pontos plásticos – por exemplo, pontos de endurecimento, de liquefação ou de rotura.

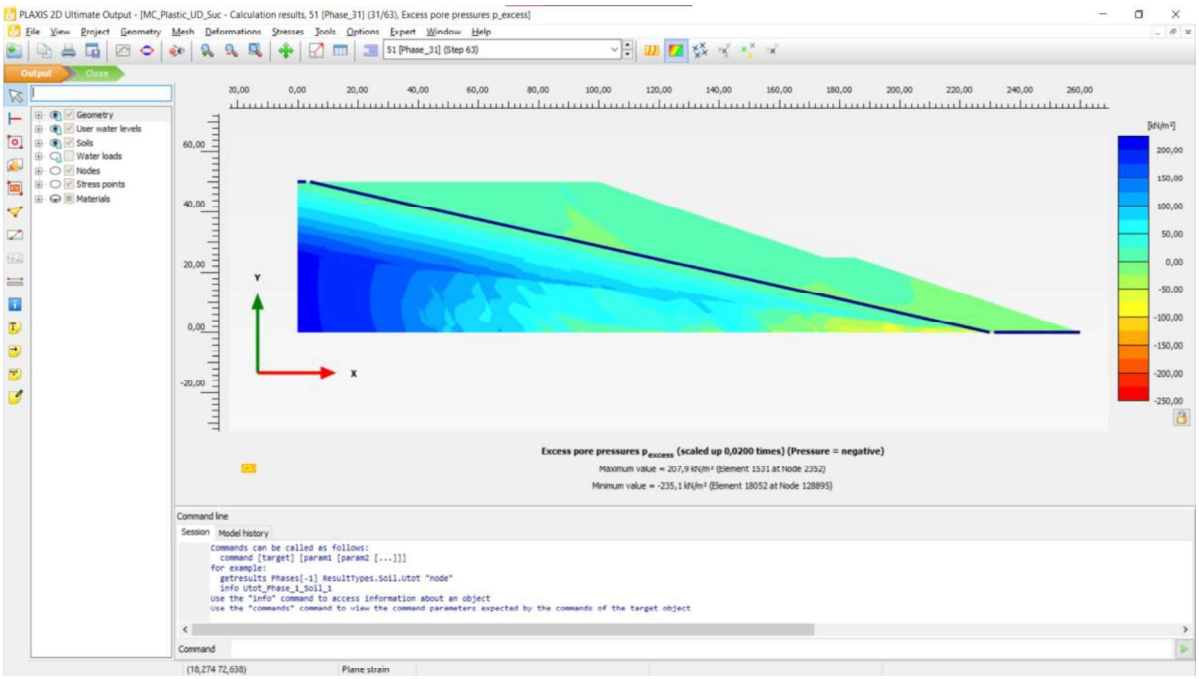

Figura 35 – Output Exemplo - Excessos de Poropressão - PLAXIS 2D

Para uma representação detalhada e técnica, mais aprofundada, com a utilidade da perceção do que acontece ao longo do faseamento, escolhem-se pontos de tensão ou de deformação a fim de estabelecer curvas que relacionem parâmetros (Figura 36) ou mostrem a progressão dos mesmos durante o faseamento.

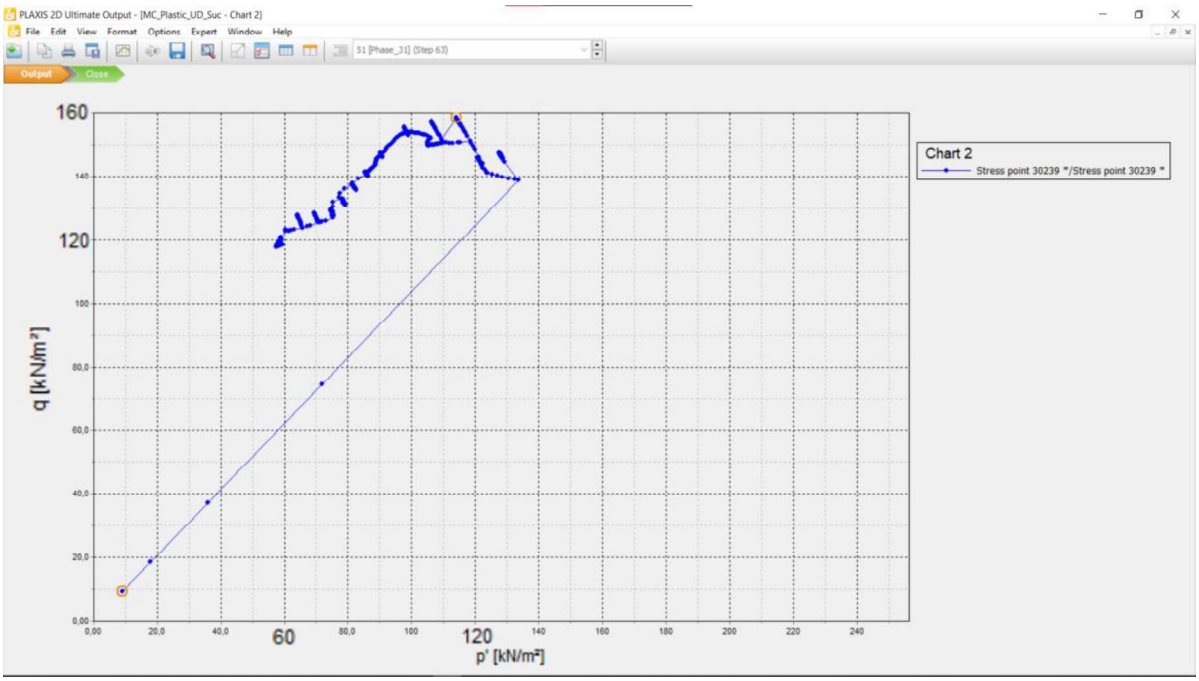

Figura 36 – Curva Exemplo - Gráfico q-p' ao longo do faseamento - PLAXIS 2D

3.3.PLAXIS LE

O software PLAXIS LE surgiu por forma a simplificar e acelerar a análise de segurança de taludes em equilíbrio limite – método tradicional, usado na engenharia geotécnica e que ocupava grande parte do tempo de projeto e análise, inicialmente feito manualmente. Uma verificação de 1000 superfícies de rotura, por exemplo, outrora requerendo morosas horas de trabalho de engenharia, é realizada por vários softwares, de que este é exemplo, processando em segundos estas análises.

De momento, o método é antiquado e pouco usado em novos trabalhos geotécnicos, inclusivamente este software está em vias de ser substituído pelo Geostudio, pela sua imprecisão e distanciamento da realidade. Por esta razão, a exposição sobre aquele recurso será breve.

Acrescenta-se que os módulos disponíveis versam não só a estabilidade de taludes ("Slope Stability") mas também a consolidação, a análise dinâmica, não relevantes neste caso. É possível ainda realizar análises de fluxo, porém, como não as concretiza simultaneamente com a análise de estabilidade de taludes, não são utilizadas nesta dissertação.

3.3.1.MÉTODOS NUMÉRICOS

O PLAXIS LE recorre a vários métodos para a determinação da superfície de rotura e do FoS; a escolha do método é feita pelo utilizador e pode recorrer a métodos bastante conhecidos e utilizados. A análise ao qual este trabalho recorreu é feita em duas dimensões, por se tratarem de secções em estado plano de deformação, porém as capacidades do programa permitem análises 3D.

O cálculo deste software baseia-se em iterações, supondo várias superfícies de deslizamento, circulares ou não circulares, estabelecendo um equilíbrio limite segundo métodos de fatias como o Método Geral de Equilíbrio Limite (GLE), Método de Fellenius, Método de Spencer, Método de Morgenstern-Price, Método de Bishop Simplificado, entre outros, retornando um valor final de FoS. Por defeito, o software calcula o FoS através do GLE, que veio a demonstrar dar resultados próximos dos obtidos pelo método de Bishop nos casos analisados nesta dissertação.

3.3.2.ANÁLISES POSSÍVEIS

A forma das superfícies é um parâmetro de escolha e que pode variar entre Circular, Circular Composta e Não-Circular; a direção do movimento é também objeto de opção – no sentido direita-esquerda ou esquerda-direita. O método de procura é igualmente um parâmetro de cálculo diferenciador, sendo os mais comuns "Grid and Tangent" e "Slope Search" (usado nesta dissertação), o primeiro limitando as iterações a um espaço restrito e o segundo fazendo uma busca independente pelas superfícies de deslizamento. Para uma forma circular, as iterações baseiam-se na definição de círculos com um determinado centro e raio (Figura 37) – indicada apenas para solos homogéneos.

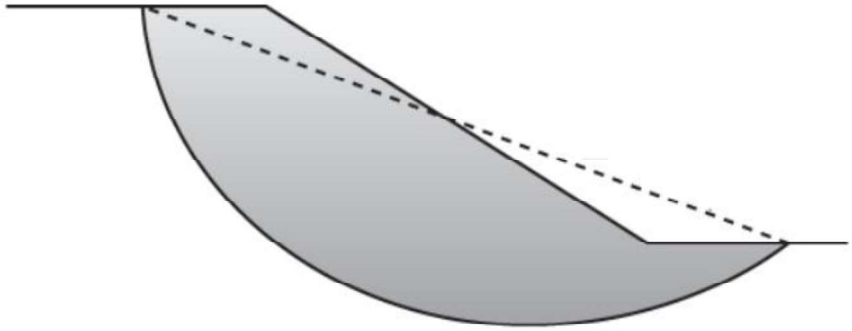

Figura 37 – Superfície de Rotura Circular Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021)

A forma circular composta obtém-se de modo semelhante ao utilizado para formas de superfície de rotura circulares, porém admite o contraste de resistência ao corte entre camadas. Discrepâncias acentuadas deste parâmetro levam a uma descontinuidade circular da superfície de rotura (Figura 38), contabilizadas nestas superfícies circulares compostas. Assim, este método é recomendado apenas para casos de homogeneidade, podendo haver existência de um firme.

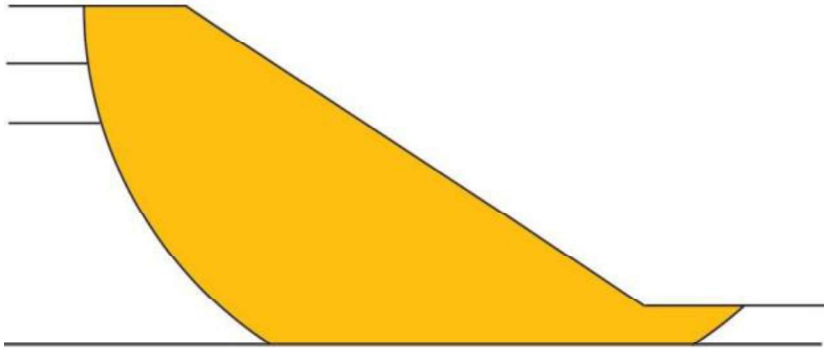

Figura 38 – Superfície de Rotura Circular Composta Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021)

O cálculo de superfícies não-circulares processa-se definindo um ponto de rotação comum às iterações, utilizado também como centro de equilíbrio de momentos, contrariamente ao que sucede no cálculo para superfícies circulares, em que cada uma é definida por um centro de rotação diferente. Um aspeto diferenciador destas superfícies assenta na delineação do seu formato, que é um conjunto de pontos (Figura 39).

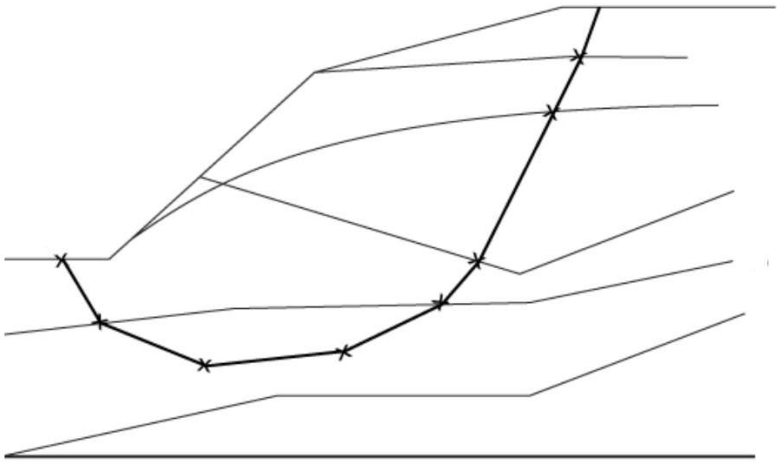

Figura 39 – Superfície de Rotura Não-Circular Exemplo, adaptado de The Bentley Systems Team (2021)

3.3.3. ASPETOS DA MODELAÇÃO – "SLOPE STABILITY"

A modelação em PLAXIS LE ("Slope Stability") do pretendido, e necessário para a análise realizada no âmbito em questão, é simples – análise da segurança de taludes à rotura por deslizamento global.

O processo inicia-se com a criação do modelo, escolhendo o módulo ("Slope Stability") e a ordem de dimensão do espaço (2D). Somam-se a seleção da direção de deslizamento e o nome pretendido para o modelo. Em ambiente de modelação, realça-se a preocupação primordial – eleição da forma da superfície e do método de rotura, tal como o método de equilíbrio limite, estabelecendo um protocolo analítico. A convergência toma lugar nesta janela, onde se impõe o número de fatias a ter em conta e a tolerância no cálculo.

A geometria é atribuída neste momento, desenhando-a diretamente no espaço destinado ou importando um ficheiro CAD, à semelhança do que é possível em PLAXIS 2D. Esta geometria gera polígonos cujo material requer atribuição; passa-se então à caracterização dos solos.

Um novo solo começa, na sua criação, pela atribuição de nome e de modelo constitutivo ao qual responde a sua parametrização. Os variados modelos constitutivos à disposição possibilitam caracterizar comportamentos drenados ou não-drenados, material rochoso, firme ou fluído. Destaca-se a utilidade maior (essencialmente neste trabalho) de dois modelos baseados em Mohr-Coulomb – "Mohr-Coulomb" para solos drenados e "Undrained Strength (phi=0)" para solos não-drenados. A parametrização segundo MC é bastante simples; são requeridos, além do peso volúmico do material, os parâmetros resistentes: ângulo de atrito e coesão efetiva (comportamento drenado) e resistência não-drenada (comportamento não-drenado). Acrescenta-se que, por razões de desajuste ao conceito de equilíbrio limite, **o modelo NS não pode integrar este software**, pelo que este trabalho utilizou Mohr-Coulomb.

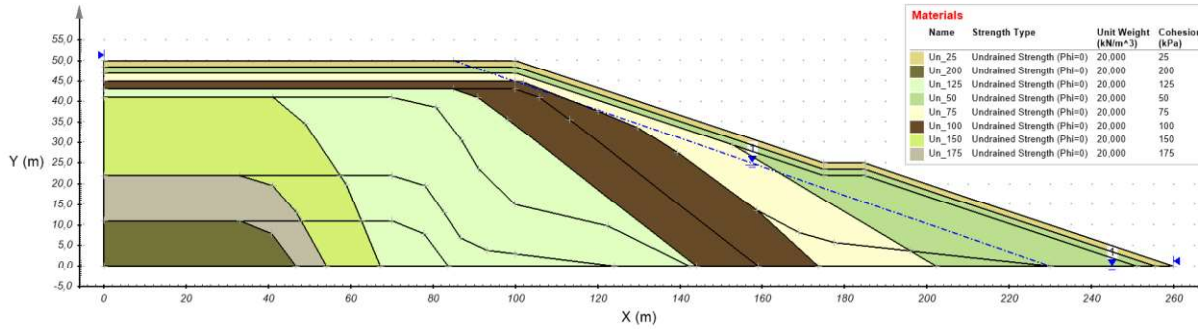

Figura 40 – Modelação Exemplo - PLAXIS LE

Outros menus dominam mais campos da modelação. Além do anteriormente referido, definem-se limites espaciais ou uma fenda de tração da superfície de deslizamento, o percurso do nível de água (Figura 40), cargas aplicadas e sistemas de suporte. É de enfatizar que esta análise não inclui a integração dos efeitos de fluxo e percolação, sendo a caracterização piezométrica somente originária de poropressões advindas da profundidade.

3.3.4. OUTPUT

O "Output" do PLAXIS LE é, como de resto o é este software, simples. Genericamente, permite a visualização das componentes de rotura e do cálculo, como sejam as fatias e as forças aplicadas ou as superfícies e o centro de cada iteração, com diagramas referentes aos valores de FoS.

A componente de carácter concretamente analítico é a possibilidade de formar gráficos de evolução dos parâmetros de cálculo com as iterações, Figura 41.

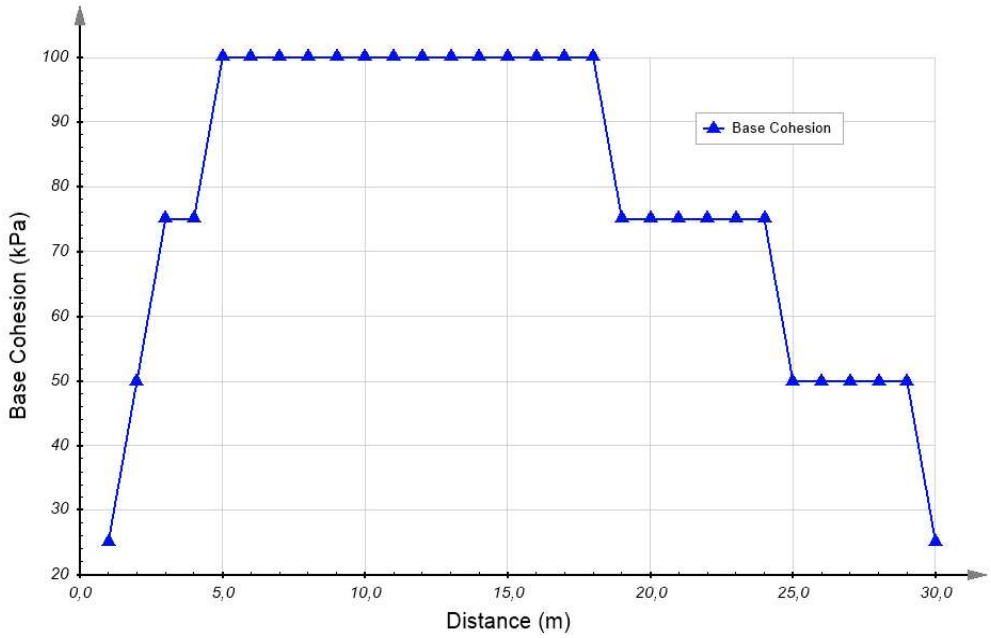

Figura 41 – Gráfico Exemplo da Evolução do Valor da Coesão da Base em função do Número da Fatia - PLAXIS LE

4
TAILLIQ Slope Stability Round Robin

4.1. O PROGRAMA

No ano de 2020, a University of Western Australia preparou um programa denominado "TAILLIQ Slope Stability Round Robin". O objetivo deste programa assentou em reunir as diferentes abordagens usadas na indústria e investigação, quando debruçadas sobre um problema de rotura de uma pilha de rejeitados (TSF – Tailings Storage Facility). O momento da rotura, associado a uma subida do nível de água no corpo da pilha, era o único resultado solicitado aos participantes.

O contexto descreveu uma pilha de rejeitados encerrada e com nível de água (NA) estabilizado durante anos, a uma determinada altura. Fatores externos, como por exemplo precipitações intensas, provocaram a subida do NA, o que poderia causar rotura do corpo da pilha.

Dois cenários de abordagem foram sugeridos: o primeiro, de solo com parâmetros característicos de um solo drenado, e o segundo, por oposição, com parâmetros característicos de um solo não drenado. Fazendo uma, outra ou ambas as abordagens, os participantes deveriam submeter uma resposta clara, justificada e conclusiva – a altura do nível de água para a qual a pilha rompe.

Nos dados fornecidos, constavam a geometria e o percurso do NA (Figura 42), comuns nos dois cenários, bem como resultados e localização de ensaios in situ (3 CPTu – Cone Penetration Test com medições da evolução da poropressão, Figura 42) e resultados de ensaios em laboratório.

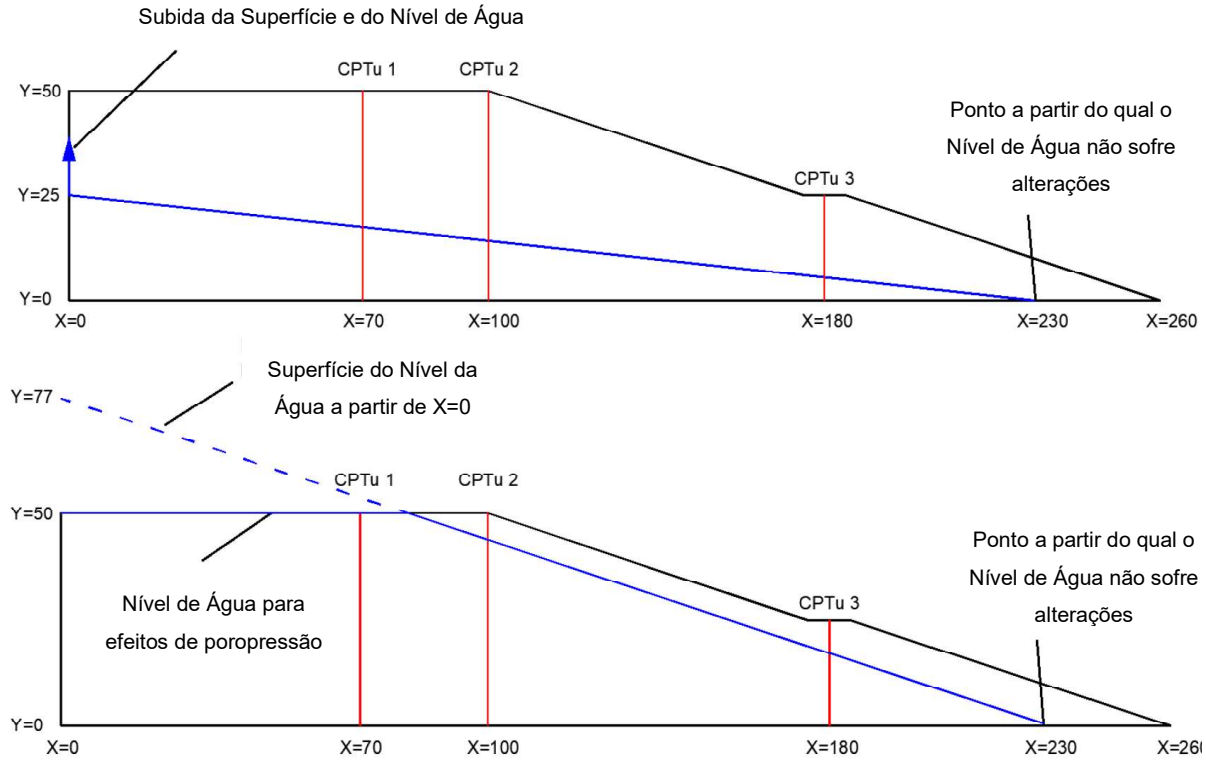

Figura 42 – Geometria da Secção e Subida do Nível de Água (Termos do Concurso "TAILLIQ Slope Stability Round Robin", The University of Western Australia, 2020)

A suposição de estado plano de tensão a que o programa obrigava – por se tratar de uma pilha com desenvolvimento transversal relevante – permitiu a análise em 2D. Outras assunções, para efeitos de melhor comparação de submissões, deveriam ser feitas, como seja a inexistência de sismos durante a subida da água, um solo de fundação de rigidez infinita (comparativamente com o solo da pilha) e um aumento genérico da poropressão de 9,81 kPa por metro de profundidade submersa.

O nível de água inicial, e constante ao longo de vários anos, é de 25m, na face esquerda da pilha. Esta altura sobe com o tempo até um máximo de 77m, porém, na coordenada x = 230m o NA mantém-se à cota y = 0, como se existisse um dreno nesta zona. Para alturas de NA superiores a 50m, a poropressão à superfície da pilha é nula (imposto pelos termos do concurso).

Acrescenta-se ainda que, no caso de o corpo não sofrer instabilidade em qualquer momento, a resposta "will not fail" é válida.

4.2.PREVIAMENTE REALIZADO

Uma vez que o LabGeo, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, participou neste programa, o ponto de partida para efeitos desta dissertação não foi o encontrado pelo LabGeo em 2020. Porém, o interesse de o mesmo programa ser abordado reside na reanálise do já realizado, na análise recorrendo a métodos constitutivos diferentes e numa análise por procedimentos de cálculo distintos.

O estado inicial, em que o autor da presente dissertação recebeu este Slope Stability Round Robin (RR), contava, evidentemente, com os termos e dados do concurso, com a submissão feita pelo LabGeo, as suas interpretações dos dados e os seus modelos.

4.2.1. TRATAMENTO DE DADOS

Os dados que serviram a análise do cenário 1 – solo de comportamento drenado – foram os dados do ensaio de laboratório, Quadro 3.

Quadro 3 – Dados de Laboratório para o cenário drenado (Scenario 1 CPT and lab data, TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

Parâmetro	**Valor Cenário Drenado**
Γ	0,92
λ_e	0,021
M_{tc}	1,45
φ'_{cs}	36
N	0,3
χ	6,3
H	125 - 690 ψ
G_0	50*(p'/100)^0.42
Notas	p' input kPa, G_0 output MPa

No cenário não-drenado, os resultados dos ensaios CPTu foram a chave para a parametrização. A sua interpretação, pelo método de Plewes, seguiu a folha de Excel NorTXL Release 2, Jefferies and Been (2015), que é referente ao NorSand. Este método/folha é hoje muito utilizado na simulação numérica do comportamento destes solos/materiais, sensíveis à liquefação, quando sujeitos a determinadas condições de carregamento. Serviu também esta folha para confirmar o valor de ângulo de atrito assumido no cenário drenado, Figura 43.

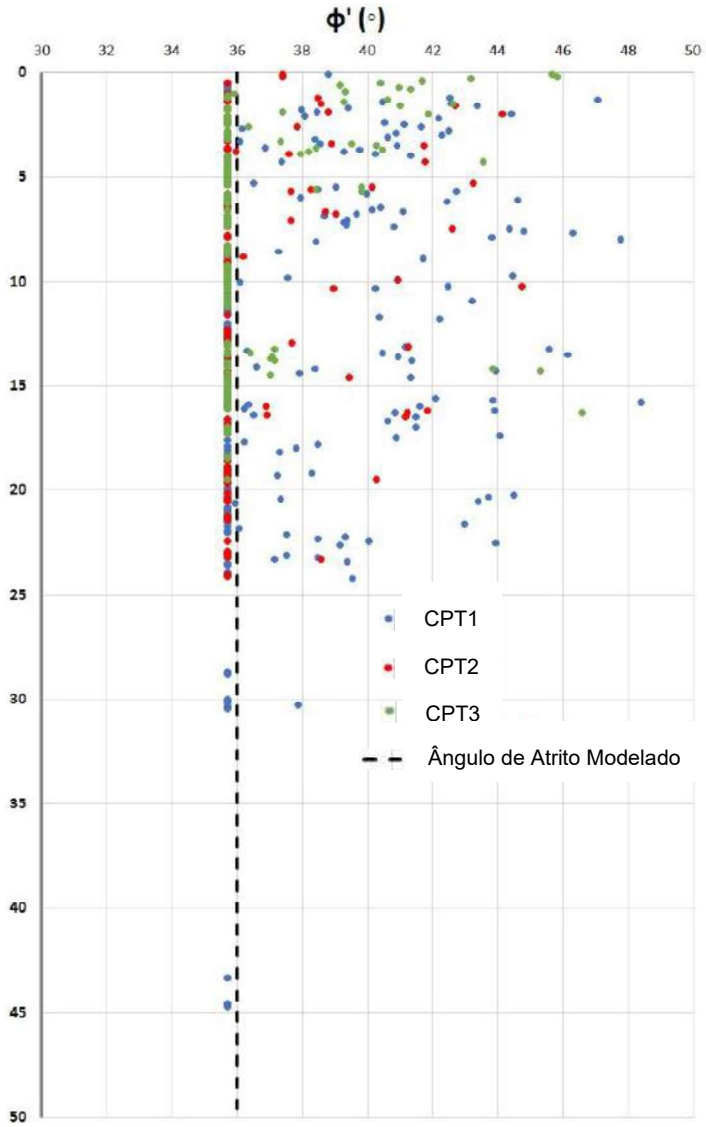

Figura 43 – Ângulo de Atrito modelado e resultante do tratamento de dados dos CPTu (Scenario 1 CPT and lab data, TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

O tratamento dos dados permitiu observar que há uma clara diferença entre o parâmetro de estado do solo submerso e o mesmo parâmetro para o solo emerso (Figura 44); válido somente para o cenário não-drenado – solo de comportamento não drenado. Provavelmente devido a efeitos de sucção, o solo acima do NA tem um comportamento de material denso, sobreconsolidado, com um parâmetro de estado negativo, abaixo da LEC. Diferentemente, o solo abaixo do NA apresenta características de solo solto, normalmente consolidado, e um parâmetro de estado positivo, acima da LEC.

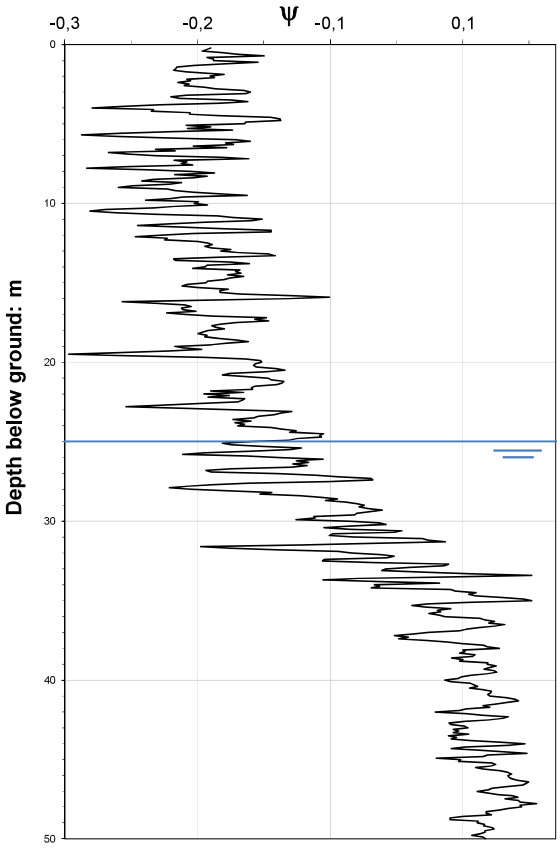

Figura 44 – Parâmetro de Estado Incial em Profundidade (Tratamento de Dados CPTu de TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

Assim, foram estabelecidos 2 valores de s_u/σ'_{v0} – para o solo enquanto submerso ou emerso – através de valores com 50% de hipótese de ocorrência e excluindo outliers, valores fora do intervalo compreendido entre 0,15 e 0,40. Da mesma forma, foram analisados os valores de resistência pós-pico, residual, s_r. Transpondo esta informação de forma discreta, definiram-se várias camadas de resistência diferente, Figura 45.

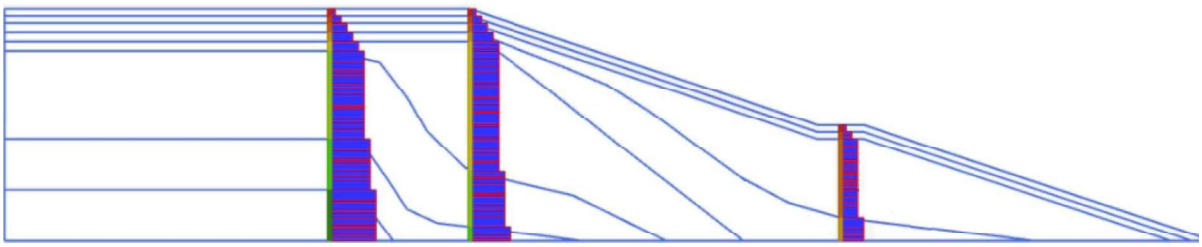

Figura 45 – Disposição das Camadas por Resistência não drenada para o cenário não-drenado (modelação para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

4.2.2. ANÁLISES

A subida do NA foi contabilizada através de fases sequenciais com alturas de água, na face esquerda, sucessivamente 5m maiores.

No cenário drenado, os modelos constitutivos usados foram Mohr-Coulomb (MC), com análise por via de Elementos Finitos (EF) em PLAXIS 2D e de Diferenças Finitas (DF) em FLAC, e "Soft Soil", com análise por via de EF em Plaxis 2D, com o intuito de comparação dos dois modelos.

No cenário não-drenado, MC também constou numa análise em PLAXIS 2D (EF), porém, em FLAC (DF), o modelo constitutivo usado foi o "Strain-Softening", que incorpora uma relação deformação-amolecimento.

Uma transição dos valores de resistência não drenada em função da profundidade foi implementada diretamente na análise em FLAC, tendo sido incluído um comportamento conivente com a mesma resistência em pós-pico, uma vez atingido o pico em cada partícula, Figura 46.

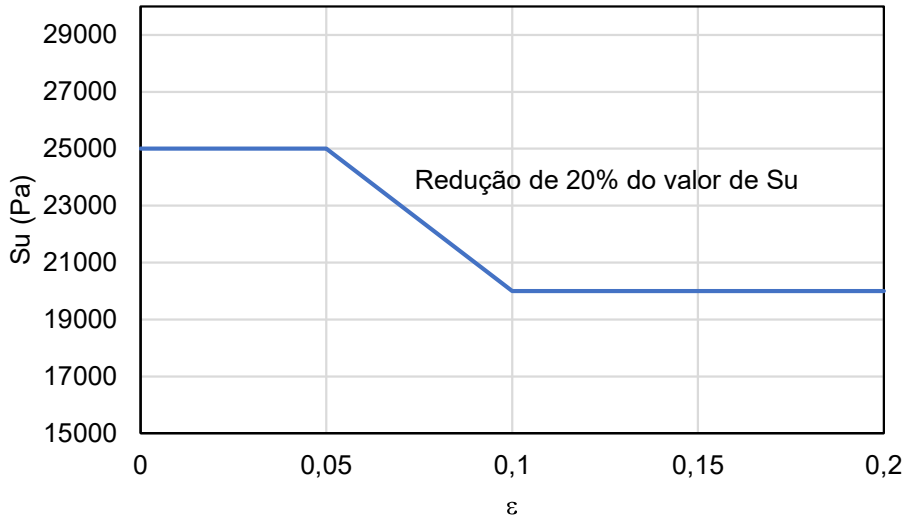

Figura 46 – Comportamento pós-pico do solo do modelo para o cenário não-drenado do RR – FLAC

Na análise feita em PLAXIS 2D, não sendo possível definir a transição de resistência em pontos de plastificação instabilizados, assumiu-se uma diminuição da área das camadas mais resistentes. A geometria das camadas (Figura 47) é alterada no momento em que se considerou existir plastificação numa quantidade significativa de partículas.

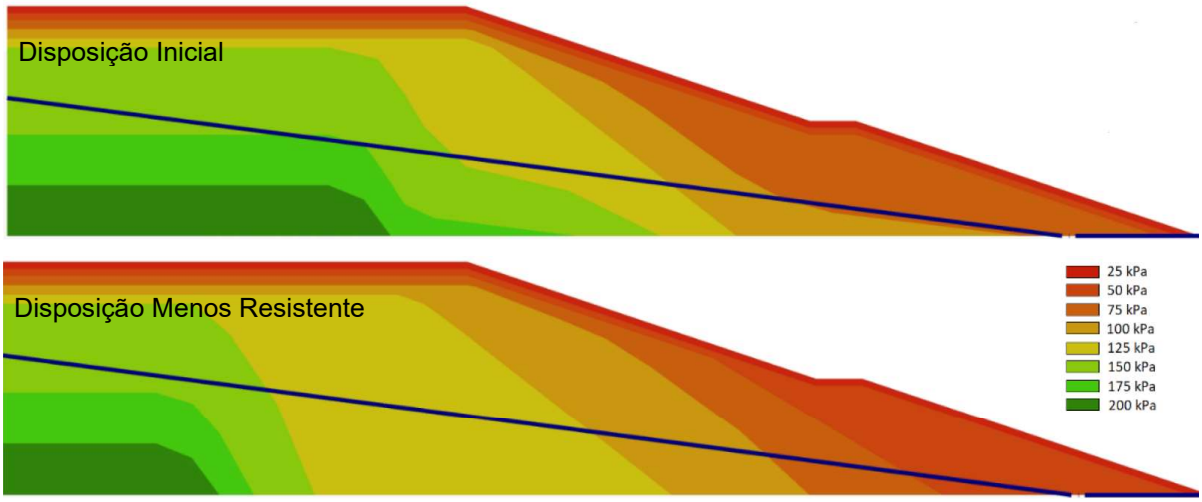

Figura 47 – Disposição das Camadas segundo a resitência ao corte não drenada (modelação do cenário não-drenado para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

4.2.3. RESULTADOS

Ambos os softwares – PLAXIS 2D e FLAC – obtiveram o mesmo resultado a nível de rotura e de segurança, no cenário drenado. Embora os resultados do PLAXIS 2D em MC prevejam o dobro dos deslocamentos (200mm), em "Soft Soil" verifica-se metade da deformação (50mm), comparativamente com os resultados do FLAC (100mm), usando MC (Figura 48 – esquerda). Esta discrepância de informações secundárias não se reflete nem na estabilidade do corpo, que se mantém para a altura do NA máxima (77m), nem no fator de segurança final, superior a 1,70 (Figura 48 – direita).

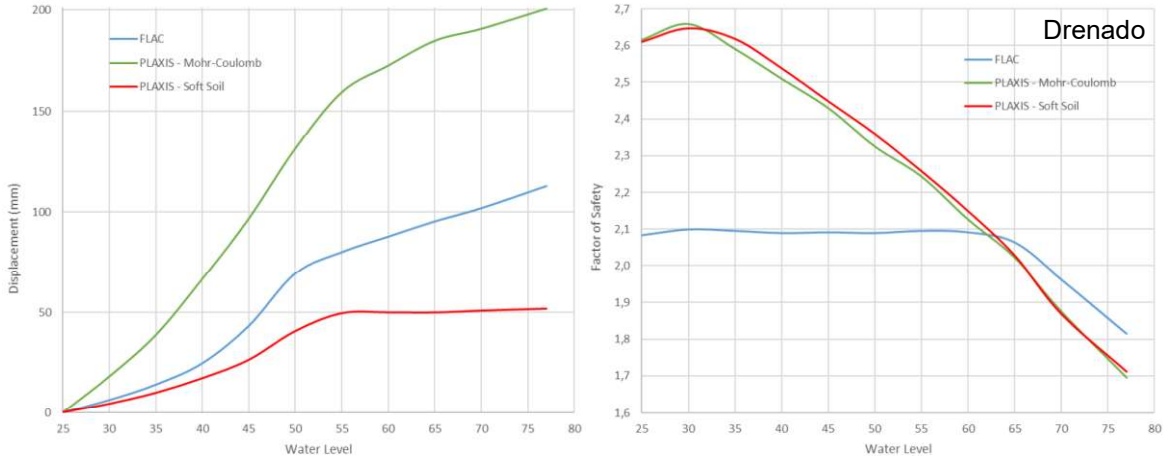

Figura 48 – O deslocamento máximo das partículas (esquerda) e o fator de segurança (direita) em função da subida do nível de água (cenário drenado previamente realizado, para TAILLIQ Slope Stability Round Robin, The University of Western Australia, 2020)

No cenário com o solo de comportamento não drenado, a rotura ocorreu para uma altura de NA de 50m em FLAC e 47m em PLAXIS 2D, resultando numa resposta final de 50m.

Estes resultados são concordantes com as conclusões de alguns dos participantes no programa, ou seja, a não rotura da pilha para o cenário drenado e a rotura para um NA de cota 50m no cenário não-drenado.

4.3.NOVOS OBJETIVOS

O material disponível, realizado no ano de 2020, parecia pedir uma reanálise, mas acima de tudo despertava o interesse em refazer a análise, quer seja usando um modelo constitutivo diferente e, à partida, mais avançado, quer seja numa análise diferente. O final culminaria em comparações entre os resultados submetidos pelo LabGeo no RR e os resultados obtidos com as novas abordagens.

O modelo seguido foi o NorSand (NS) que, contrariamente ao momento de realização do programa, está atualmente bem implementado no PLAXIS 2D, software à disposição para a elaboração desta dissertação. A utilidade de usar este modelo constitutivo em particular reside na caracterização baseada no parâmetro de estado e na LEC, que facilita a modelação. Assim, a análise tem em conta os estados críticos (últimos), definidos no espaço de invariantes de tensão (q–p') e volume (e) pela LEC (CSL na literatura anglo-saxónica). Reside também, e essencialmente, na consideração de uma resistência pós-pico, residual, sem necessidade de ajustar a geometria das camadas de solo ou as suas características, como feito no modelo em MC. Acrescenta-se ainda a disponibilidade dos parâmetros, já fornecidos inicialmente ou obtidos na análise de dados.

Um complemento à análise comum, e até então praticada neste problema, passou pela ferramenta "Fully Coupled Analysis" – análise de fluxo acoplado, hidromecânica, também disponível no software PLAXIS 2D. Deste modo, seria tida em conta a variável tempo, em caso contrário desprezada, respondendo à subida da água de forma parcialmente drenada, ou parcialmente não drenada.

Na tentativa de enriquecer o estudo do RR e a comparação com o obtido anteriormente, recorreu-se à utilização do PLAXIS LE – software de análise em equilíbrio limite, simples e sem integração de fluxo na análise de estabilidade, ao qual se estende a licença do PLAXIS em questão. Associa ao resultado final, e portanto ao corpo de fatias deslizante, um fator de segurança e uma superfície de rotura/deslizamento.

Aliado aos resultados do PLAXIS LE, é de interesse o paralelismo com a superfície de rotura originada pela verificação de segurança em ambiente PLAXIS 2D, com o mecanismo de redução dos parâmetros de resistência.

4.4.REANÁLISE COM MOHR-COULOMB

O passo inicial baseou-se em estudar o que estava finalizado, como seja o tratamento de dados, a modelação em PLAXIS 2D ou o relatório final. Seguidamente, requeria-se um novo cálculo dos modelos, com os ajustes que se encontraram necessários.

Um dos fatores de ajuste destas estruturas, que se considerou importante para a boa reprodução da realidade, foi a metodologia que se deve seguir para inicializar o estado de repouso/estacionário da obra de aterro, na sua geometria antes de qualquer ação induzida, que é objeto de estudo. No ponto seguinte discute-se este assunto.

4.4.1.MODIFICAÇÕES

Foi considerado que poderia haver um erro no estabelecimento do estado de tensão inicial, que era analisado seguindo o protocolo "K0 procedure" – não aplicável quando as camadas e o NA não são horizontais.

O modelo exige uma fase inicial de resultados assentes num procedimento "Gravity Loading" (GL), próprio quando perante uma geometria composta não somente, ou de todo, por camadas horizontais.

Taludes, como os naturais ou os das pilhas de rejeitados, inserem-se neste âmbito. Uma alternativa, que viabilizaria uma fase inicial com "K0 procedure", seria partir de uma geometria de formato retangular e escavar o "extra-secção" na primeira fase (após a inicial). Artificiosamente, garantir-se-ia a horizontalidade das camadas (no modelo de apenas uma camada de solo) e assim a possibilidade de partir de "K0 procedure". Contudo, esta opção não é a que melhor representa a realidade, uma vez que realiza um passo de impacto muito relevante, num momento mais precoce e de passagem do estado instalado para a primeira fase. Também, e principalmente, porque ao retirar um bloco estrutural originam-se ações expressivamente gravosas, que não se verificam na realidade, desaconselhando-se assim um cálculo baseado num artifício de reprodução de fase inicial, estacionária.

Na generalidade, não constavam nos modelos erros crassos, sendo o mais gravoso o descrito acima. Outra inconformidade detetada é referente à relação do tipo de solo, a sua permeabilidade e a sucção. A definição da granulometria do solo influencia a curva de evolução da sucção com a variação do nível da água, pela qual se guia o algoritmo do software. Ainda que o valor da permeabilidade estivesse correto, o solo definia-se como "Coarse", grosso, portanto pouco sensível à sucção. Os rejeitados, como descrito, são particularmente abundantes em partículas finas; neste caso, o ideal seria caracterizar a curva de sucção definindo o solo como "Silt", silte, mais sensível a efeitos de sucção, Figura 49.

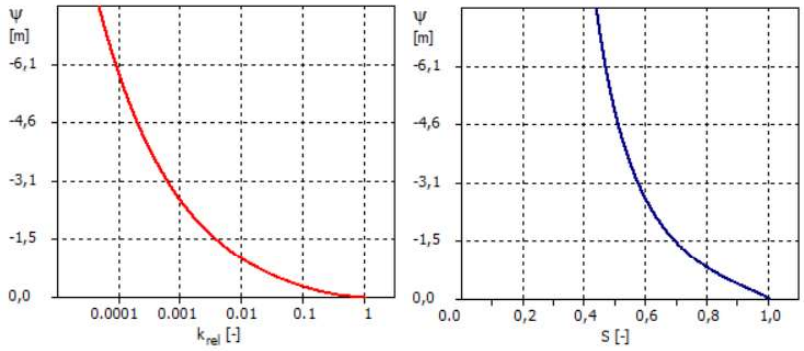

Figura 49 – Curva de Sucção para Silte – PLAXIS 2D

As fronteiras hidráulicas também continham um erro. Além das fronteiras hidráulicas onde se impõem as alturas de NA (quer na face esquerda quer na zona do dreno), é necessário considerar impermeável a fronteira de y = 0m, de modo a não existir drenagem para baixo da geometria.

4.4.2. RESULTADOS

Os principais parâmetros de caracterização do solo para os dois cenários, apresentam-se no Quadro 4.

Quadro 4 – Parametrização do Solo segundo Moh-Coulomb para os dois cenários do RR

Propriedades	Unidades	Valor	Cenário
Modelo do Solo	-	Mohr-Coulomb	-
Tipo	-	Drenado/Não Drenado	1/2
γ_{unsat}	kN/m³	18,00	-
γ_{sat}	kN/m³	20,00	-
e_{init}	-	0,5000	-
E'_{ref}	kN/m²	44,20E3	-
nu	-	0,3	-
c'	kN/m²	2	1
ϕ'	º	36	1
$s_{u,ref}$	kN/m²	conforme Figura 47	2
Classe do Solo	-	Silt	-
$k_x = k_y$	m/day	0,0864	-

A coesão não é considerada nula, apesar de ser o valor real deste parâmetro, a fim de evitar problemas numéricos originados pelo software de EF. Todos os restantes parâmetros foram inferidos segundo os dados e seu tratamento.

Ao cálculo realizado para o cenário drenado precedeu uma análise "Gravity Loading" (com a secção definitiva). Realça-se ainda que o solo não sofre alterações à sua constituição, introduzidas pelo utilizador, e que cada fase representa uma subida de 5m de altura do NA (generalizado para todos os anteriores e seguintes modelos).

Em concordância com os resultados prévios, a pilha manteve-se estável, inclusivamente para a altura máxima de 77m do NA (em x = 0m), com deslocamentos da ordem dos 180mm (Figura 50). O valor do fator de segurança (FoS = 1,72) também revela a mesma confirmação, Figura 51. A diferença no valor dos deslocamentos deve-se às alterações ao modelo anteriormente referidas; embora este resultado seja mais correto, do ponto de vista das suposições, não se distancia significativamente do obtido anteriormente.

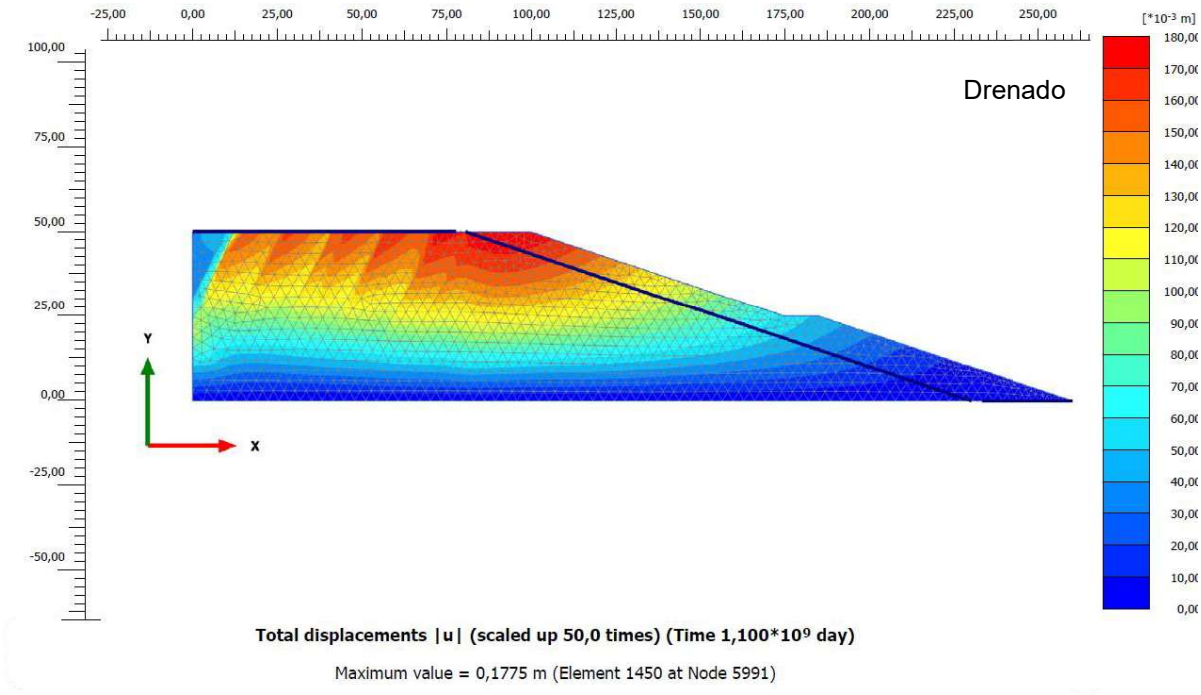

Figura 50 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D

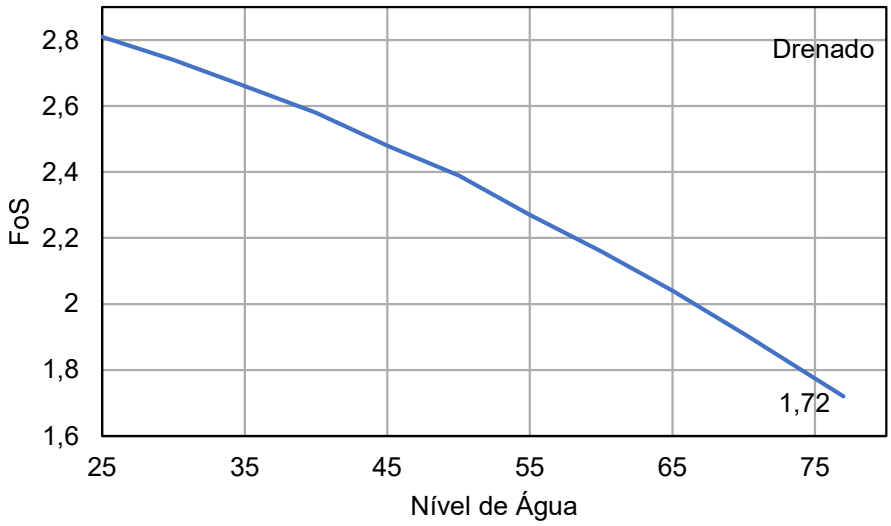

Figura 51 – Evolução do Fator de Segurança com a subida do NA para o cenário drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D

A título de curiosidade, o mesmo modelo, parametrizado de igual modo, com valores iguais, foi calculado com a inicialização realizada segundo "K0 procedure" com escavação. Apesar de aparentar não possuir deficiências, sendo a generalidade dos resultados semelhante às do modelo baseado em GL, a rotura acontece para uma altura de NA de 60m.

A conclusão do modelo, precoce face ao anterior, embora com a evolução do valor de deslocamentos e do fator de segurança muito idênticos, reafirma os efeitos gravosos irreais que o escavar da secção pode gerar. Acresce ainda ao desincentivo a este procedimento, a comparação com o modelo que usa, inadequadamente, uma análise "K0 procedure" com a secção definitiva. A convergência de resultados, entre o cálculo feito em 2020 ("K0 procedure") e o refeito com "Gravity Loading", demonstra-se bastante maior que a convergência dos dois novos resultados (GL e "K0 procedure" aplicado corretamente).

O cenário não-drenado, contrariamente ao que acontece para o modelo de solo com comportamento drenado, contempla modificações na composição do solo, ordenadas pelo faseamento, durante o cálculo, Figura 47. Isto sucede, tal como referido anteriormente, a fim de integrar a redução de resistência depois da instabilização das partículas.

A transição acontece aos 30m de altura de NA, por se verificar uma plastificação de uma mancha de pontos alargada (Figura 52); acrescenta-se que os deslocamentos máximos nesta fase são da ordem dos 5mm. O procedimento consta numa repetição desta fase, primeiramente com a configuração mais resistente e posteriormente com a menos resistente.

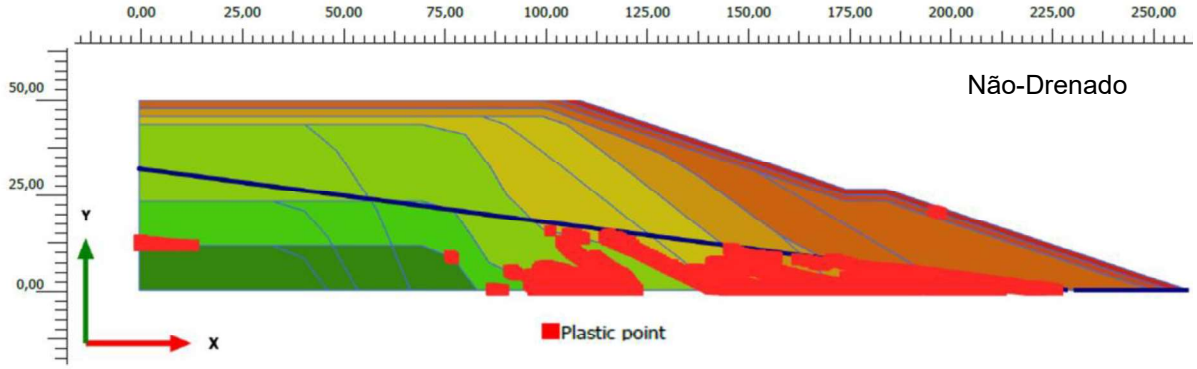

Figura 52 – Pontos plastificados para NA de altura 30m na configuração mais capaz para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D

Neste cenário, a diferença relativamente ao modelo de 2020 foi maior, embora devido às mesmas razões (fase inicial e sucção). A rotura manifesta-se para um NA de 51m de altura (Figura 53), frente a 47m previstos anteriormente.

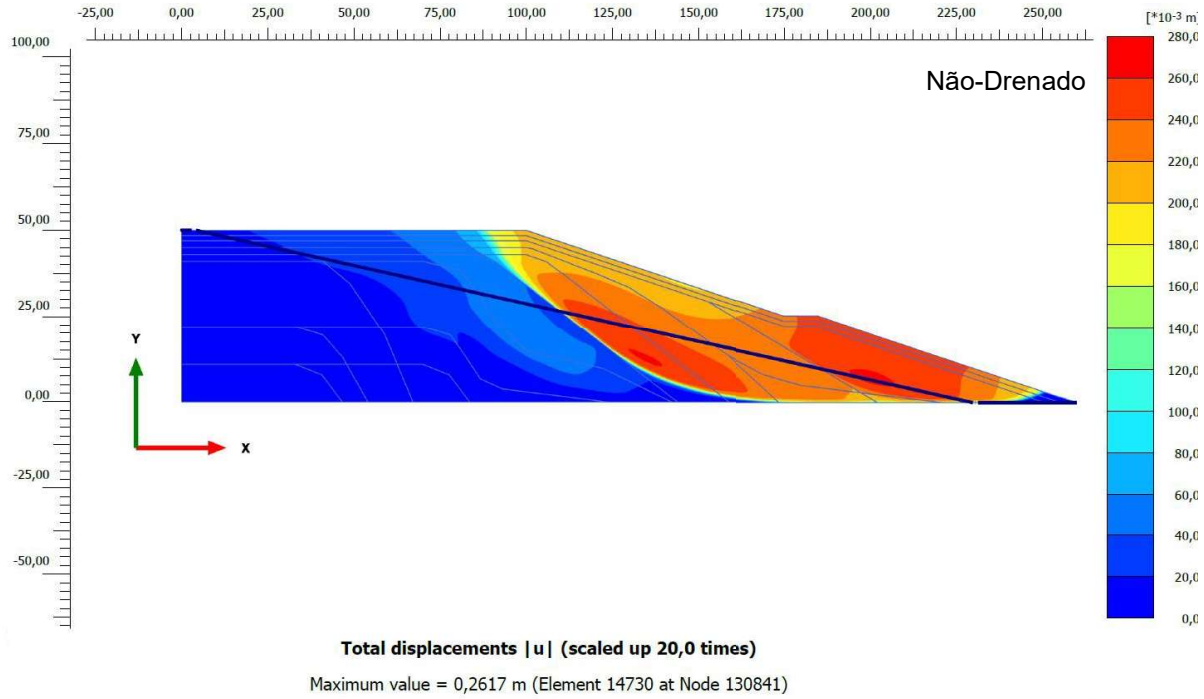

Figura 53 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 51m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise plástica – PLAXIS 2D

4.5. ANÁLISE COM NORSAND

A análise com NS mostrou-se desafiante, exigindo dezenas de modelos para controlo dos parâmetros de cálculo e perceção da influência de cada um; bem como a interpretação de resultados inesperados.

4.5.1. PARAMETRIZAÇÃO

A interpretação dos ensaios CPTu realizados in situ possibilitou estabelecer um reajuste dos dados obtidos em laboratório. Uma definição da LEC pela equação não-linear somou-se à equação linear que os dados de laboratório permitiam aferir de forma direta, porém agora ajustada, Quadro 5, tendo ambas sido simuladas.

Quadro 5 – Parâmetros de caracterização do solo através de NorSand para os dois cenários do RR

Propriedade	**Valor Cenário Drenado**	**Valor Cenário Não-Drenado**	**Notas**
Modelo do Solo	NorSand		-
Tipo	Drenado	Não Drenado	-
Γ	0,92	0,74	Equação Linear
λ	0,021	0,050	
a	0,97	0,97	Equação Não-Linear
b	0,21	0,21	
c	0,28	0,28	
M_{tc}	1,45	1,45	-
N	0,30	0,25	-
χ_{tc}	6,30	7,20	-
H_0	125	45	-
H_ψ	690	350	-
G_{max}	50	15	MPa
G_exp	0,42	0,72	-
p_0	100	100	kPa
ν	0,3	0,3	-
ψ_0	0	0,05	-
OCR ("R")	1,00	1,00	-
S	0	1	-
Classe do Solo	Silt		-
kx = ky	0,0864		m/dia

O parâmetro de estado inicial utilizado foi o encontrado em solo submerso, positivo, de material solto ou médio, confiando ao programa a capacidade de simular a evolução deste parâmetro com as fases, através das condições de tensão-deformação em cada instante.

Relativamente à escolha da LEC, linear ou não-linear, ambas foram utilizadas para o cálculo de cada caso, porém a análise final prioriza a lei linear, uma vez que era já fornecida como dado inicial de cada participante. Não serão apresentados resultados segundo a LEC não-linear, visto não demonstrar diferenças nos resultados, comparativamente com a LEC linear. A discrepância é da ordem das décimas de milímetro de deslocamento, e com exatamente a mesma plastificação (em ambos os cenários).

4.5.2.FASE INICIAL

A fase inicial poderia ser calculada de duas formas diferentes, tal como referido – "K0 procedure" com uma secção retangular, posteriormente escavada, ou "Gravity Loading" com a secção real.

O PLAXIS 2D, quando com solos caracterizados recorrendo ao NorSand, tem dificuldade na análise GL, originando problemas numéricos e inviabilizando o cálculo da fase inicial. Assim, é recomendado utilizar uma caracterização das camadas de solo segundo Mohr-Coulomb para a fase zero (inicial). Questões numéricas, que facilitam a posterior mudança para NS na primeira fase, impõem que seja realizada unicamente uma parametrização em MC por futura camada NS. Isto é, a divisão por camadas, como no cenário não-drenado, não é favorável – camadas diferentes geram estados de tensão diferentes e deslocamentos entre si, difíceis de compatibilizar aquando da mudança de MC para NS. A fase inicial passa então por MC drenado, do cenário drenado. O comportamento drenado, e portanto a inexistência de excessos de poropressão, pode representar perfeitamente as condições iniciais de ambos os cenários, visto estarem instaladas desde "sempre", o que permite a dissipação de qualquer excesso de poropressão.

Em contrapartida, a alternativa que inicializa o cálculo "K0 procedure" permite que o modelo não sofra alterações na parametrização do solo, durante o faseamento.

A integração, no NS, da evolução da resistência não drenada de pico para residual e, portanto, a existência virtual de uma linha de instabilidade, é passível de originar problemas de falsa rotura precoce. O mesmo sucede devido à definição do estado inicial das partículas, com algumas destas desde logo, na primeira fase, inseridas entre a linha de instabilidade e a envolvente de rotura. A incorreção gerada pode ser acautelada caracterizando o solo, na fase inicial, como mais débil e, assim, detendo uma área de estados de tensão possíveis com valores menores. Este controlo é feito através do valor do ângulo de atrito a volume constante (em MC) ou do M_{tc} (em NS), diretamente relacionado com ϕ'_{cv}. Posteriormente, na primeira fase, o ponto de partida contém unicamente pontos estáveis, idealmente.

Confirmada a debilitação do software ao analisar "Gravity Loading" com NorSand, foram testadas as duas alternativas. Não houve necessidade de controlar a instabilidade inicial das partículas, visto que nos dois cenários o corpo da pilha se manteve estável e sem deslocamentos ou rotura anormalmente alarmantes. Tal sucede porque a inclinação do talude é bastante mais suave que o ϕ'_{cv} do material.

4.5.3.RESULTADOS

Em ambos os cenários, perante uma estabilidade persistente, optou-se por desconsiderar a sucção.

No cenário drenado, para as duas alternativas relativamente à fase inicial, não houve rotura em nenhum momento de subida do NA, tal como esperado. O valor do deslocamento máximo, inesperadamente, reduziu cerca de 85%, rondando a ordem dos 27mm (para GL), Figura 54, e dos 23,5mm (para "K0 procedure").

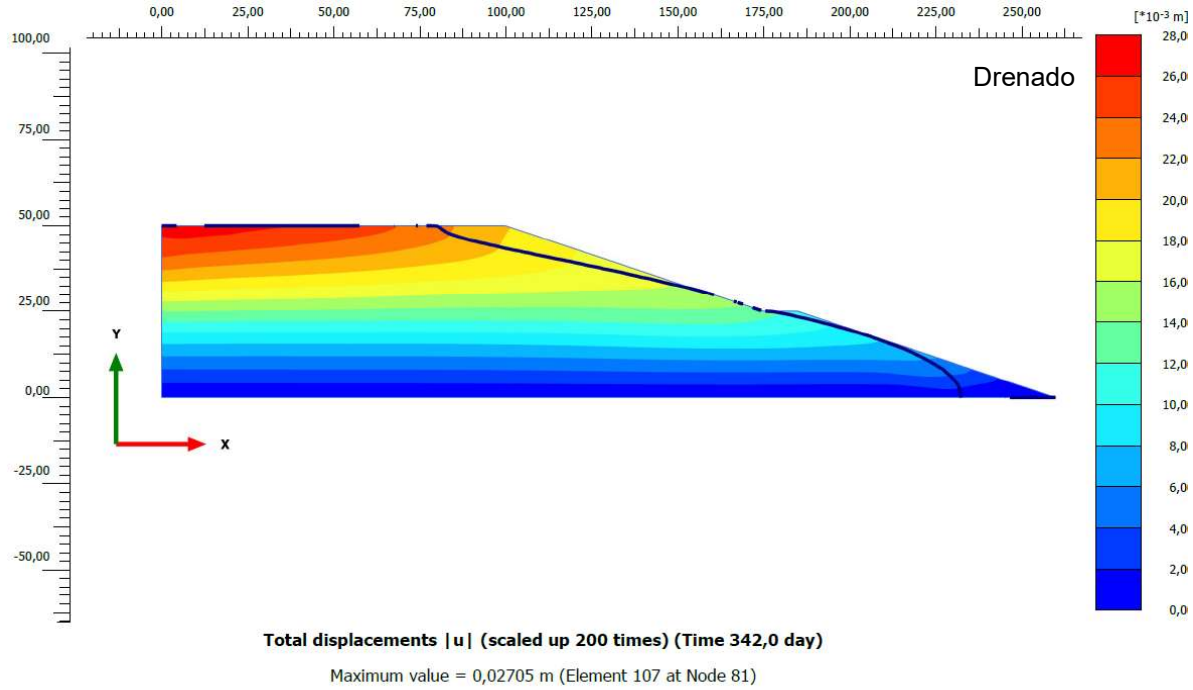

Figura 54 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D

Os resultados não denotam pontos de liquefação ou de rotura em quantidades relevantes, apenas alguns pontos de endurecimento (Figura 55) e apenas no modelo GL.

No que se refere ao FoS, não é possível calcular o seu valor em NS. Contudo, no sentido de deter alguma perceção deste fator, adicionaram-se duas últimas fases à altura de NA de 77m. A primeira analisando em Mohr-Coulomb (drenado), usando as pressões da fase anterior e procurando evitar geração de novas instabilizações (considerando a sucção, de modo a garantir maior resistência, e ignorando o comportamento não drenado, de forma a evitar excessos de poropressão) e a segunda um cálculo do fator de segurança.

Os valores de FoS obtidos foram também semelhantes – 1,280 para GL e 1,246 para "K0 procedure".

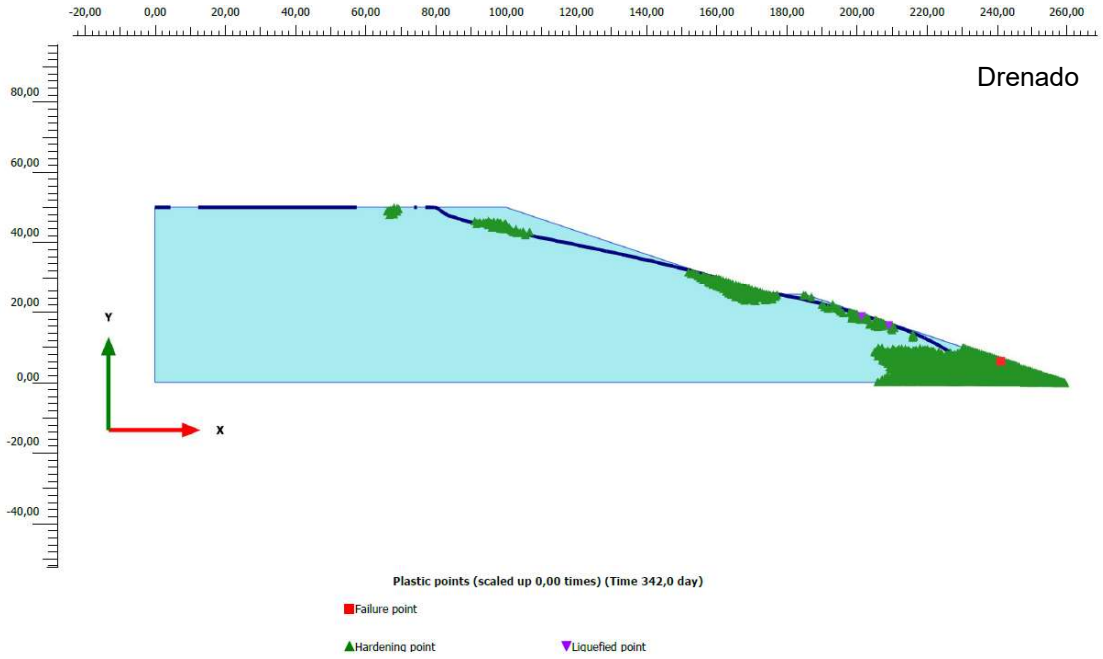

Figura 55 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D

No cenário não-drenado, o solo caracterizado por NS, mostrou-se ainda mais resistente comparativamente com o mesmo solo caracterizando segundo MC. O corpo não atingiu a rotura, sujeito a deslocamentos máximos que rondam os 14,8mm (Figura 56), menores que os que ocorrem no cenário anterior.

Ainda que o resultado cause alguma perplexidade, a estabilidade final da pilha de rejeitados também foi prevista por alguns dos participantes do RR. Contudo, relembrando o resultado para o cenário drenado, parece difícil refutar a ideia de que a parametrização do solo de acordo com este modelo constitutivo tem efeitos resistentes no cálculo numérico do PLAXIS 2D.

A alternativa que contempla a fase inicial com "K0 procedure" foi também modelada, porém descartada, uma vez que os deslocamentos finais eram originados, praticamente na sua totalidade, na primeira fase (NA a 25m). Esta fase não deve ter resultados muito divergentes dos da fase inicial, afinal as condições são as mesmas.

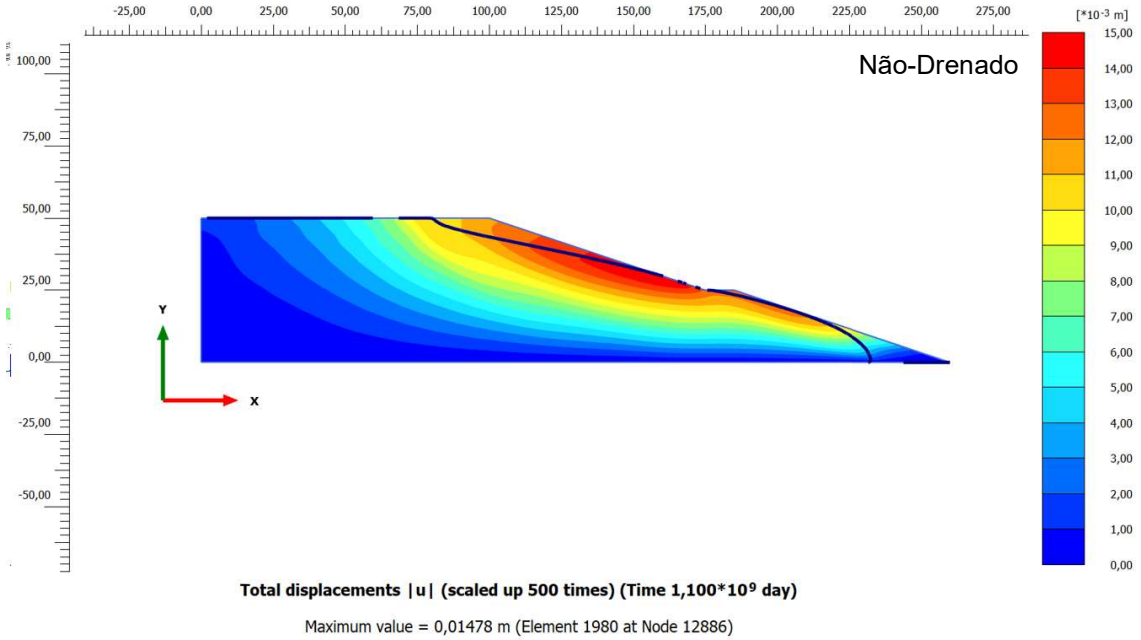

Figura 56 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D

O reduzido valor de deslocamentos é previsível num modelo como o NS, uma vez que a instabilização e rotura têm carácter frágil. Porém, é possível verificar que a pilha está perto de instabilizar, com uma quantidade muito significativa de pontos em liquefação, Figura 57. Esta proximidade à rotura confirmou-se alterando tenuemente o valor de M_{tc} – verificou-se uma rotura, tanto mais cedo quanto maior a modificação deste parâmetro. Afere-se assim, à semelhança da equiparação dos dois cenários em MC, a maior suscetibilidade à subida do NA, por parte da pilha de características não drenadas.

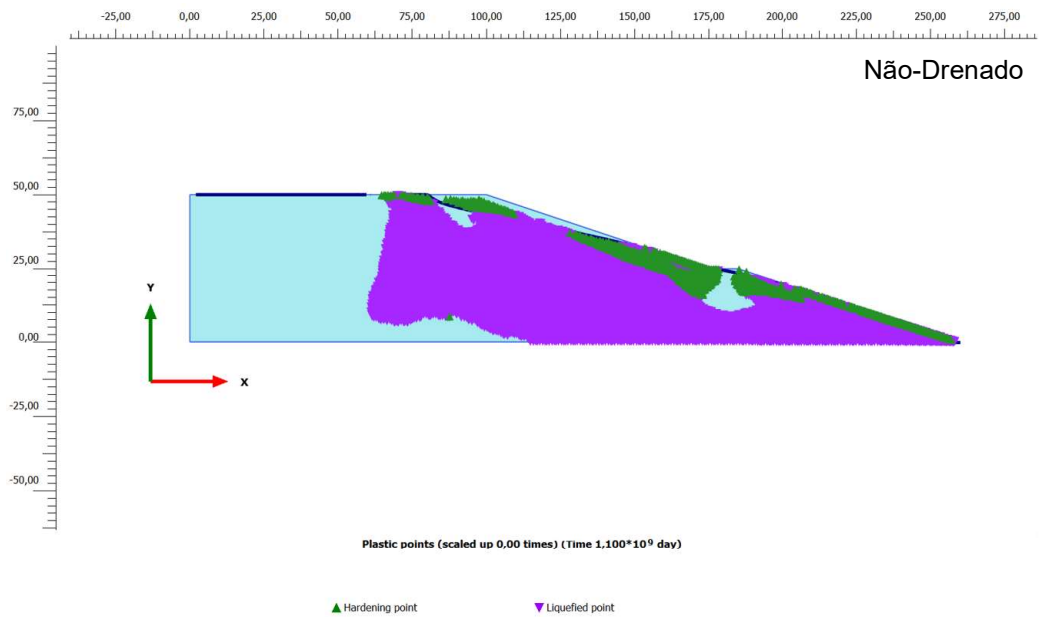

Figura 57 – Pontos Plastificados da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e GL em MC com análise plástica – PLAXIS 2D

O valor do FoS, meramente indicativo, como referido, é de 1,839.

Resultados mais concordantes com o modelo em MC, e antevisto, foram obtidos por meio de procedimentos de correção menos refinada, provocando de certo modo a instabilização da estrutura. Assumindo erroneamente uma fase inicial "K0 procedure", em NS com a secção definitiva, resultou do cálculo um colapso por liquefação aos 48m de altura de NA (Figura 58).

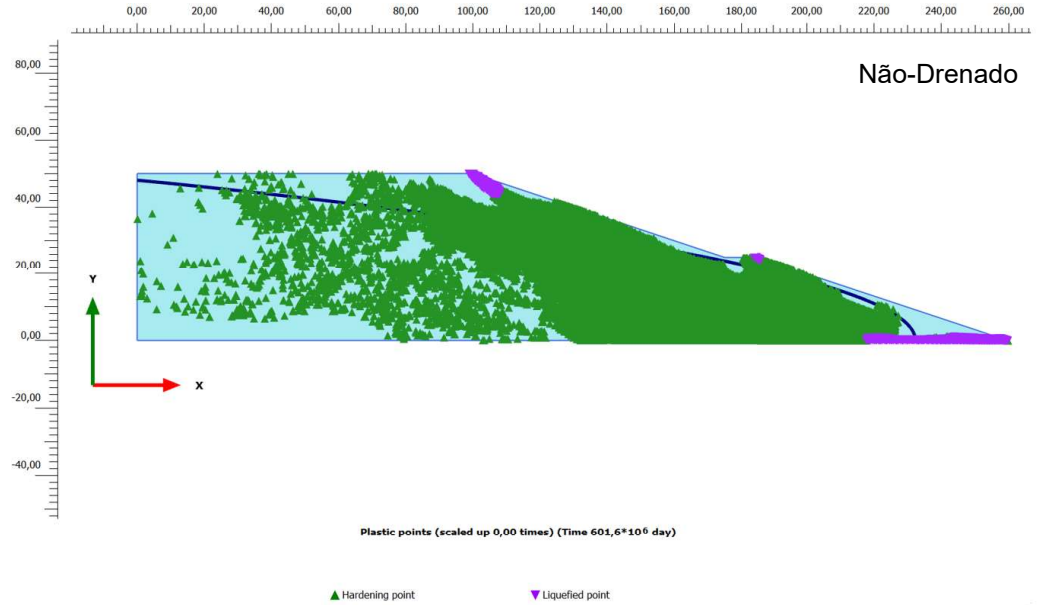

Figura 58 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 48m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e "K0 procedure" em NS com análise plástica – PLAXIS 2D

Apesar de o valor do deslocamento máximo rondar os 100mm apenas, Figura 59, o software antevê uma rotura.

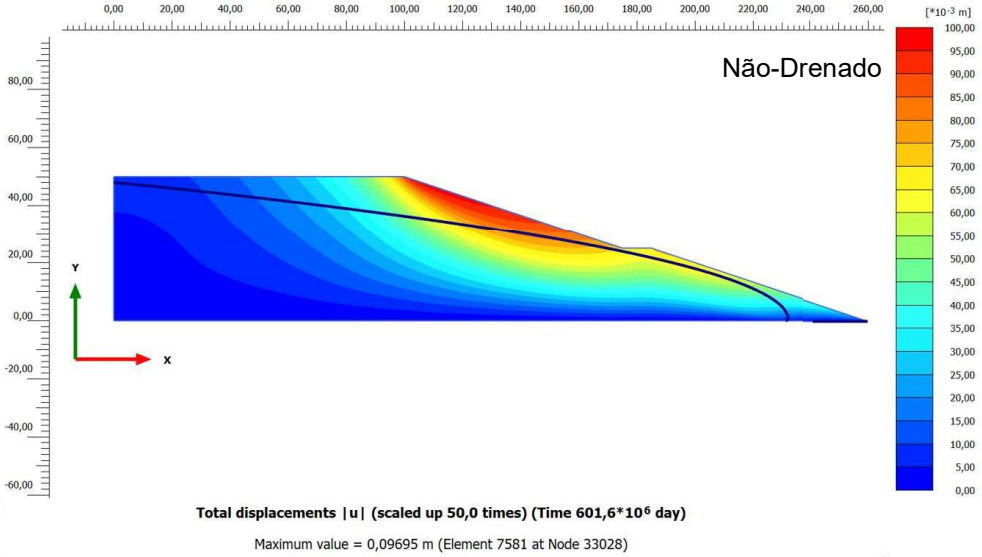

Figura 59 – Deslocamentos das partículas na pilha de rejeitados com NA de 48m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e "K0 procedure" em NS com análise plástica – PLAXIS 2D

A confirmação de que a rotura acontece para este modelo é obtida desativando o arc-lenght control, parâmetro de convergência. O resultado foi a criação de uma clara superfície de rotura na fase seguinte à do anterior colapso, bastantes pontos liquefeitos e de rotura (Figura 60) com deslocamentos da ordem dos 300mm (Figura 61).

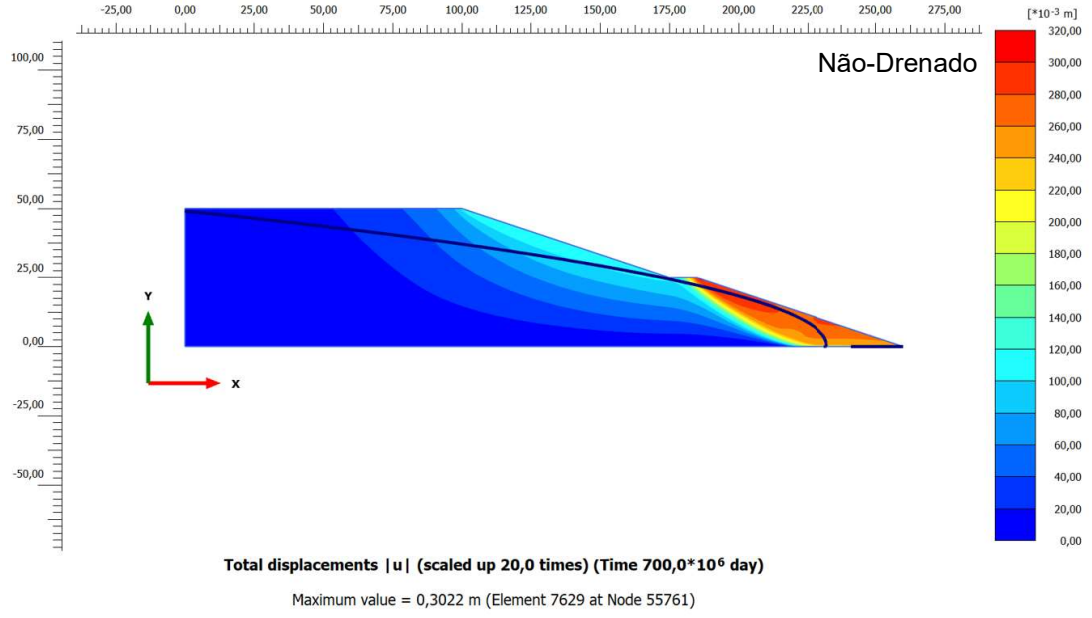

Figura 60 – Deslocamentos das partículas da fase pós-rotura da pilha de rejeitados com NA de 49m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e "K0 procedure" em NS com análise plástica – PLAXIS 2D

Este resultado é interessante, por se enquadrar no expectável, porém partindo de pressupostos errados. O modelo torna-se inválido, sendo a instabilidade causada por um estabelecimento de estado de tensão inicial errado e gravoso. Errado pelo protocolo que segue e gravoso por não acautelar o afastamento inicial das partículas da zona de instabilidade, através da redução do valor paramétrico do ângulo de atrito.

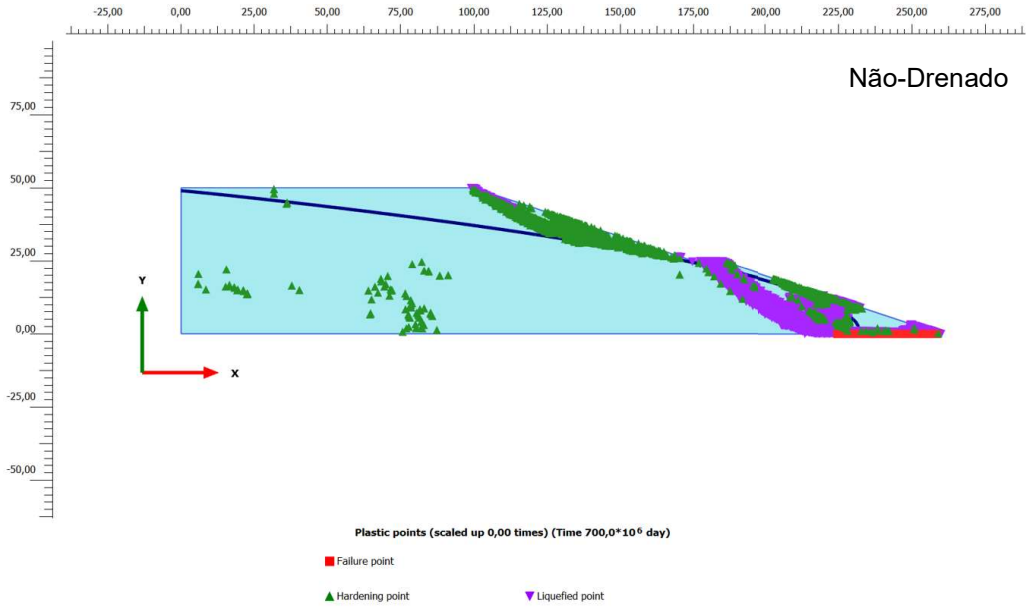

Figura 61 – Pontos plastificados da fase pós rotura da pilha de rejeitados com NA de 49m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand e "K0 procedure" em NS com análise plástica – PLAXIS 2D

4.6. Análise Hidrodinâmica – Fluxo Acoplado

A variável tempo, que passa a integrar o cálculo do modelo, pode resultar numa diferença significativa ao nível dos resultados. O facto de o comportamento do solo não ser absolutamente não drenado, nos casos em que o seria em análise plástica, implica à partida uma estabilização, por haver dissipação de poropressão.

A análise em fluxo acoplado exige a definição de um tempo de fluxo, este tempo deve ser tal que permita o estabelecimento de um percurso claro da água. Isto significa que a rede de percolação deve estar suficientemente bem definida. No caso deste modelo, devido à permeabilidade baixa e à longa distância, a ordem de grandeza do tempo necessário é bastante elevada. O parâmetro varia com a altura do NA, uma vez que a geometria condiciona o percurso da água.

4.6.1. Análise de Fluxo Acoplado em Mohr-Coulomb

No caso em condições drenadas, os deslocamentos máximos, para esta análise, assemelham-se aos obtidos via análise plástica, em valor ligeiramente menor – cerca de 160mm (Figura 62). O fator de segurança, além de evoluir também linearmente com a subida do NA e com declive muito semelhante ao da análise plástica, culmina num valor idêntico – 1,74 face a 1,72.

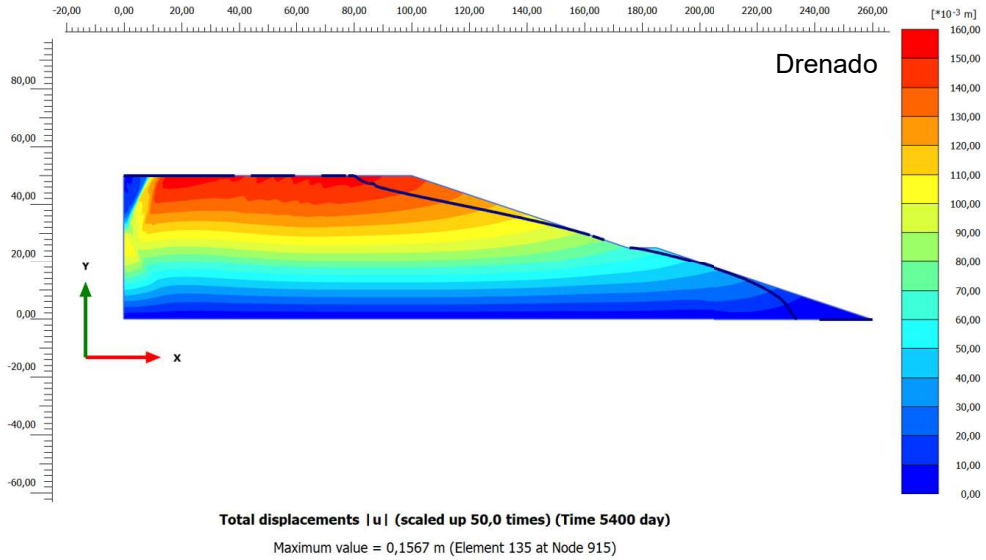

Figura 62 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 5400 dias – PLAXIS 2D

Como expectável, os resultados para um solo não drenado, analisado à luz do conceito de fluxo acoplado, demonstram um comportamento manifestamente menos frágil. A rotura não é atingida para a maior altura de NA, porém, para a fase de 50m, o deslocamento máximo atinge quase 500mm, Figura 63, mais que no cálculo plástico.

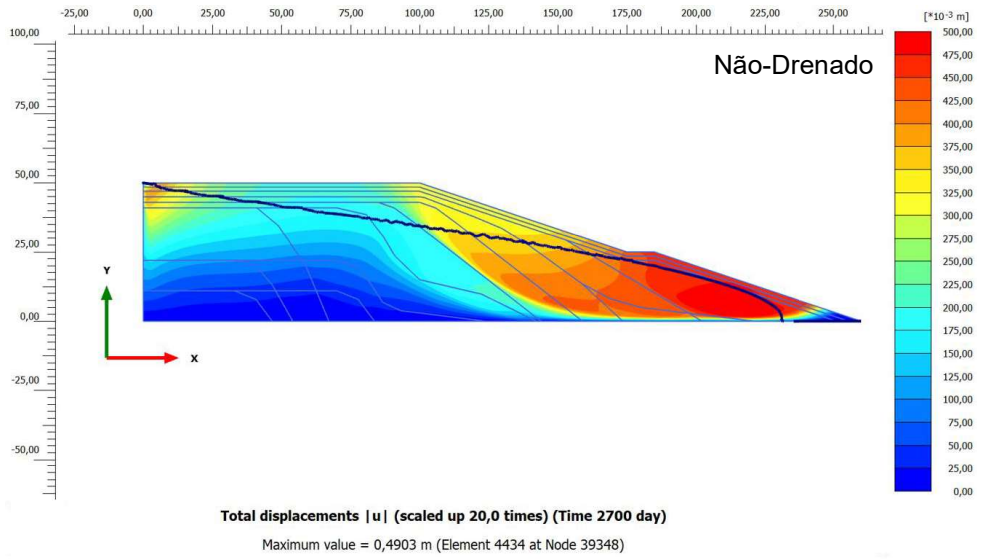

Figura 63 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 50m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 2700 dias – PLAXIS 2D

Quando o NA atinge os 77m, o corpo encontra-se definitivamente em colapso, com deslocamentos máximos que ultrapassam o metro, Figura 64.

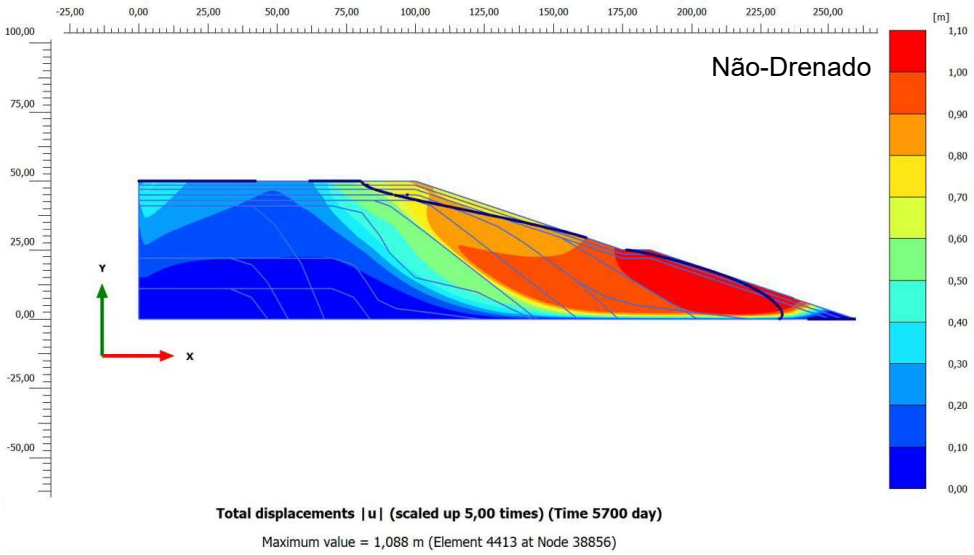

Figura 64 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados na rotura com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 5700 dias – PLAXIS 2D

Os resultados finais da análise plástica, que denunciam uma rotura para um NA perto dos 50m, são validados por este modelo quando analisados os pontos plastificados para a mesma altura de NA. Uma mancha considerável e não ignorável de pontos parece desenhar uma, ou mesmo duas, superfícies de deslizamento, Figura 65.

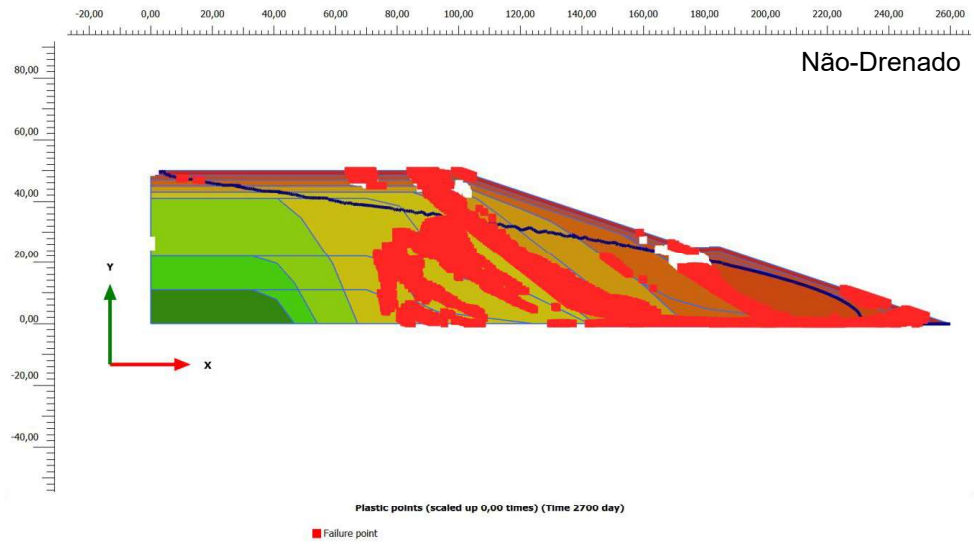

Figura 65 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados na rotura com NA de 50m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado para um período de 600 dias perfazendo um total de 2700 dias – PLAXIS 2D

A rotura, não antevista numericamente, é afirmável fazendo uma leitura rápida da evolução do FoS com a subida do NA. Além da curiosidade da queda da segurança, na mudança da geometria de modo a contabilizar a plastificação de algumas partículas e a redução da sua resistência para residual, consta da

interpretação do gráfico a instabilidade da pilha desde muito cedo. Valores de FoS inferiores a 1,00 vigoram para alturas de NA superiores a 30m, Figura 66.

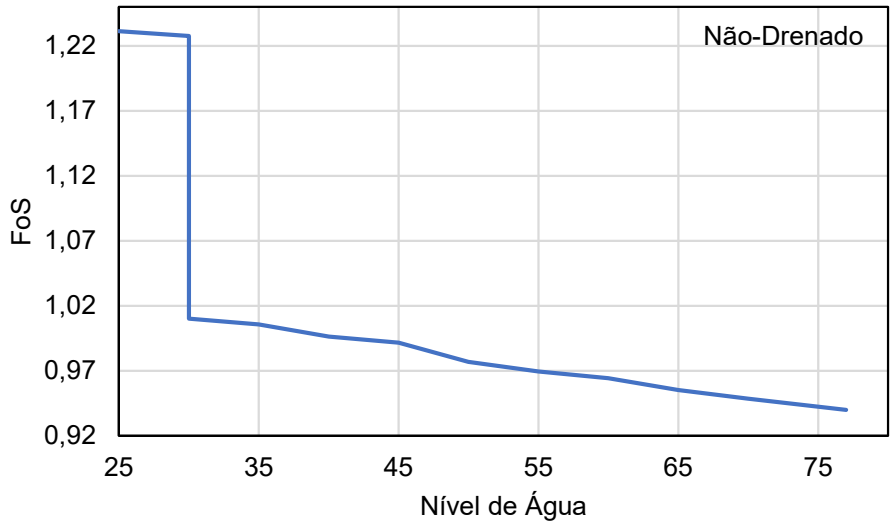

Figura 66 – Evolução do Fator de Segurança com a subida do NA para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de fluxo acoplado – PLAXIS 2D

4.6.2. Análise de Fluxo Acoplado em NorSand

Analisando o cenário drenado por fluxo acoplado em NS, há uma diferença no valor dos deslocamentos, mas sem ameaçar a estabilidade, que se mantém para qualquer nível de água. A diferença nos deslocamentos máximos é da ordem dos 30%, atingindo um valor em torno dos 38mm (Figura 67). Falhas numéricas indicam deslocamentos mais elevados (0.04736m) num EF específico.

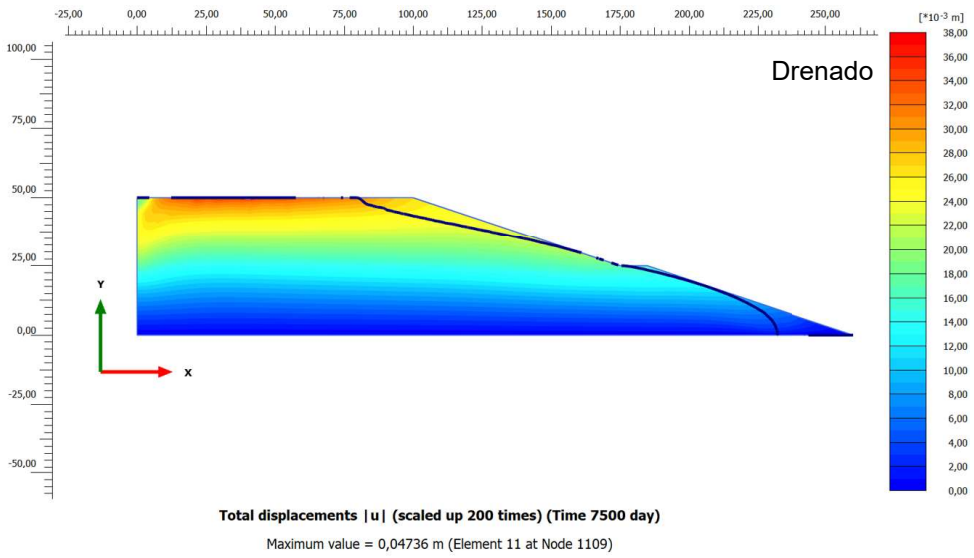

Figura 67 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 7500 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D

Relativamente aos pontos de endurecimento, surgem em quantia menor que na análise plástica (Figura 68) – em ambos os casos sem expressão alarmante.

O FoS é de 1,30, para NA de 77m.

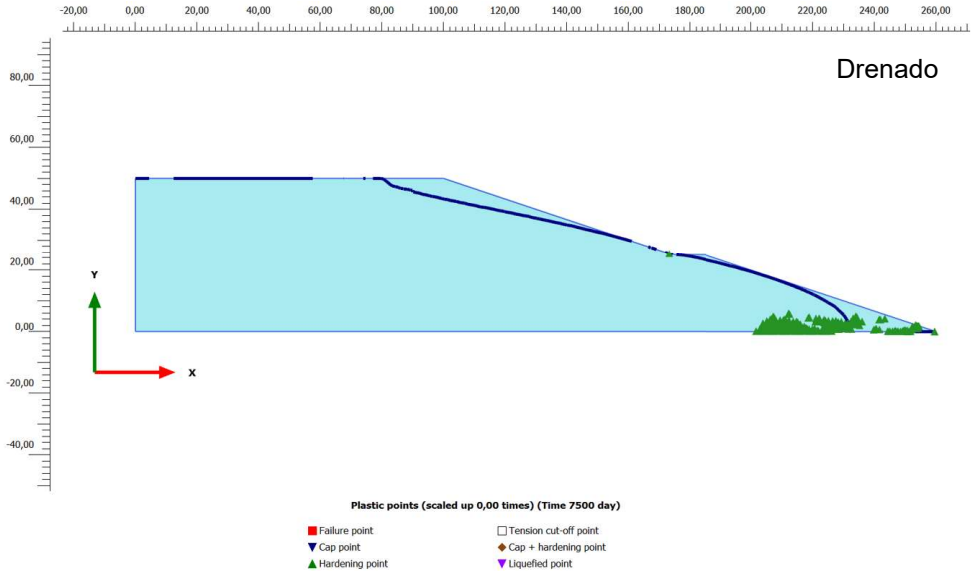

Figura 68 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 7500 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D

No cenário não-drenado, importa realçar que a ativação do parâmetro S não foi possível, uma vez que o corpo colapsava para a primeira altura de água. Tal fenómeno poderá acontecer devido às forças de percolação que o fluxo gera nas partículas, tornando-as mais frágeis e particularmente sujeitas a uma

rotura precoce. Por outro lado, desativando o parâmetro de amolecimento (cujos resultados serão descritos abaixo), obtém-se resultados característicos de um corpo estável.

Passando então aos resultados, há deslocamentos de ordem relevante (meio metro), porém apenas superficiais (Figura 69), logo não originam preocupação. A estabilidade mantém-se, tal como previsto.

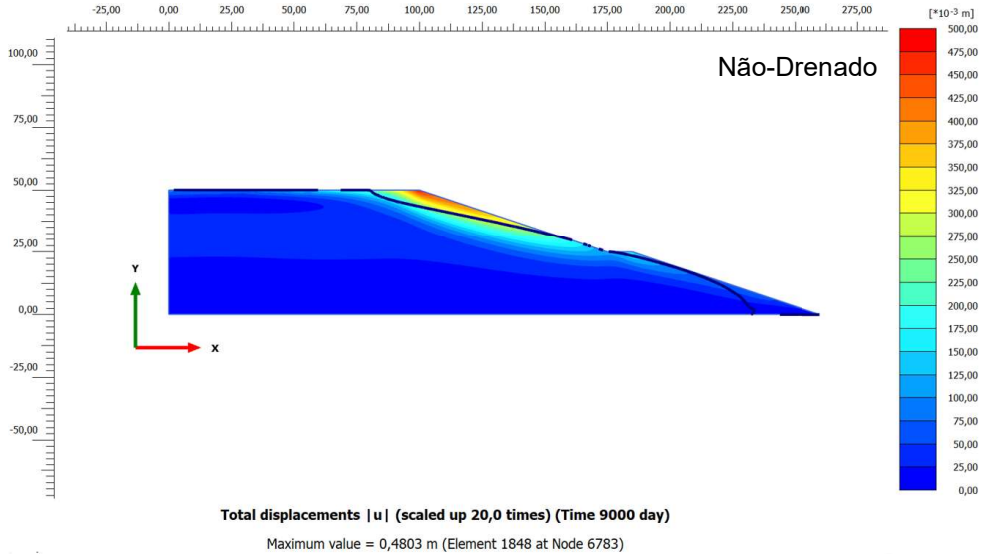

Figura 69 – Deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 9000 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D

Nesta análise, a localização dos pontos liquefeitos aproxima-se do esperado, embora escassos mesmo para a altura de NA máxima (justificável, sem a integração do parâmetro S), Figura 70.

O valor de FoS, tal como no cenário drenado, para as mesmas condições, é de 1,30. Isto comprova o carácter indicativo deste parâmetro, pelo modo como é obtido.

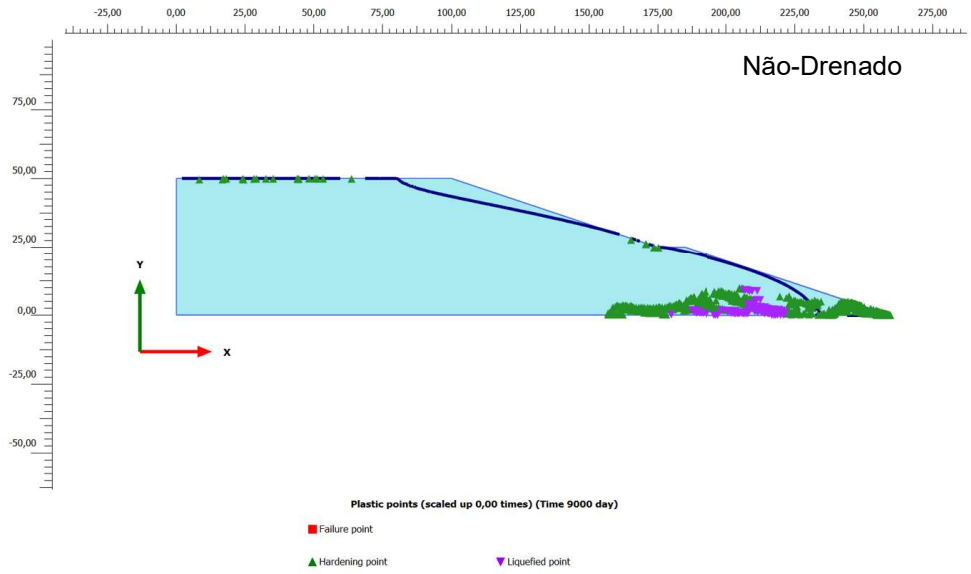

Figura 70 – Pontos plastificados na pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário não-drenado do RR usando NorSand com análise de fluxo acoplado (para um período de 1200 dias perfazendo um total de 9000 dias) e fase inicial com GL em MC – PLAXIS 2D

4.7. ANÁLISE EQUILÍBRIO-LIMITE – PLAXIS LE

Foram analisadas por equilíbrio limite superfícies de rotura circulares e não-circulares, descartando superfícies de rotura circulares compostas por não apresentarem vantagens qualitativas relativamente às segundas. O método de equilíbrio utilizado foi o Método Geral Equilíbrio Limite, proposto por Fredlund. Os mesmos resultados foram posteriormente obtidos recorrendo ao Método de Bishop simplificado, porém os resultados eram manifestamente idênticos, de discrepância da ordem da centésima, no valor do FoS, como tal dispensou-se a sua exposição.

Por fim, os resultados foram comparados com a verificação de segurança realizada em PLAXIS 2D.

4.7.1. ANÁLISE DE SUPERFÍCIE CIRCULAR

O cenário drenado para alturas de NA abaixo de 50m, analisado por equilíbrio limite, define uma superfície de deslizamento de pequenas dimensões, localizada no talude, na zona acima da banqueta, e de fator de segurança de 2,361. O corpo torna-se mais instável para alturas de NA mais elevadas, onde o FoS atinge o valor de 1,896 (Figura 71).

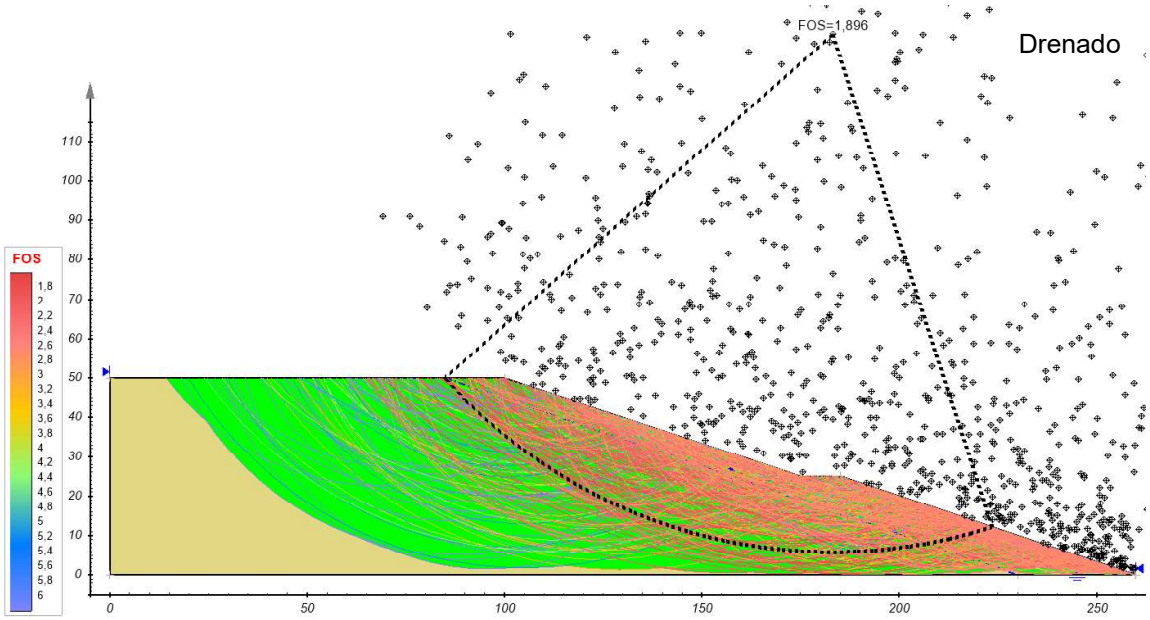

Figura 71 – Superfície de deslizamento circular determinada por equilíbrio limite para o cenário drenado com NA de 77m do RR em MC - PLAXIS LE

O equilíbrio limite para o cenário não-drenado origina, como esperado, um FoS menor, comparativamente com o caso não drenado. Desde logo, aos 25m de altura de NA, o FoS toma um valor de 1,304, com superfície crítica semelhante à final. Quando o NA sobe aos 50m, o corpo denuncia uma proximidade da rotura, com FoS de 1,099, muito próximo da unidade, Figura 72, em parte devido à mudança da geometria das camadas. A mesma superfície de rotura é válida para a altura mais elevada e o FoS baixa para 1,038.

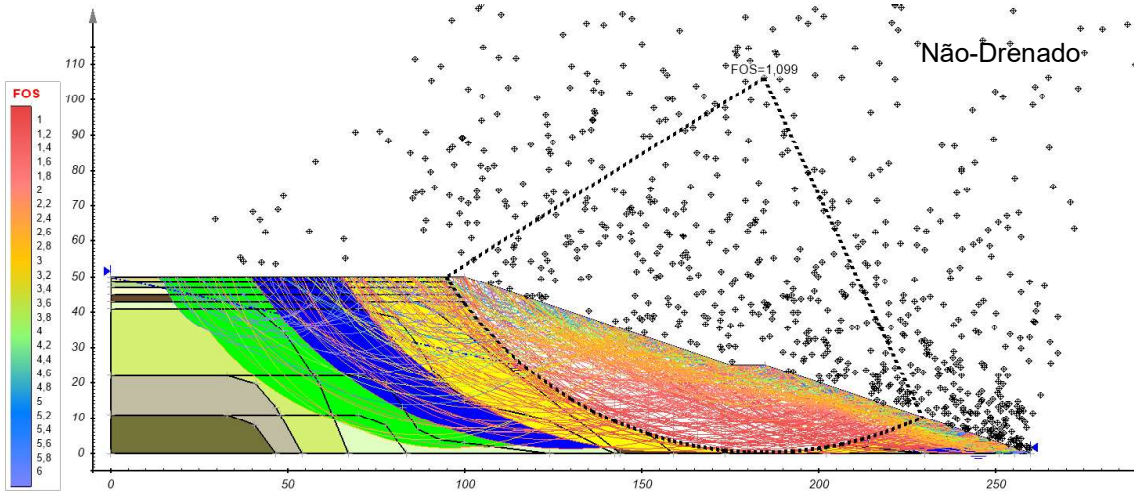

Figura 72 – Superfície de deslizamento circular determinada por equilíbrio limite para o cenário não-drenado com NA de 50m do RR em MC - PLAXIS LE

4.7.2. Análise de Superfície Não-Circular

A opção "Path Search" permite ao software procurar as superfícies de deslizamento sem intervenção do utilizador. Assim como na análise anterior, para uma menor intervenção da água, a superfície de rotura não varia, sendo também de abrangência espacial reduzida, e mantém-se com o mesmo fator de segurança. Neste caso, a superfície de deslizamento inicial é localizada na zona do talude abaixo da banqueta e tem um valor de FoS de 2,392. Na fase final o FoS é de 1,912 (Figura 73).

Os resultados, para ambos os tipos de superfície de rotura, assemelham-se e validam a análise realizada no PLAXIS 2D – estabilidade perpétua para a subida do NA.

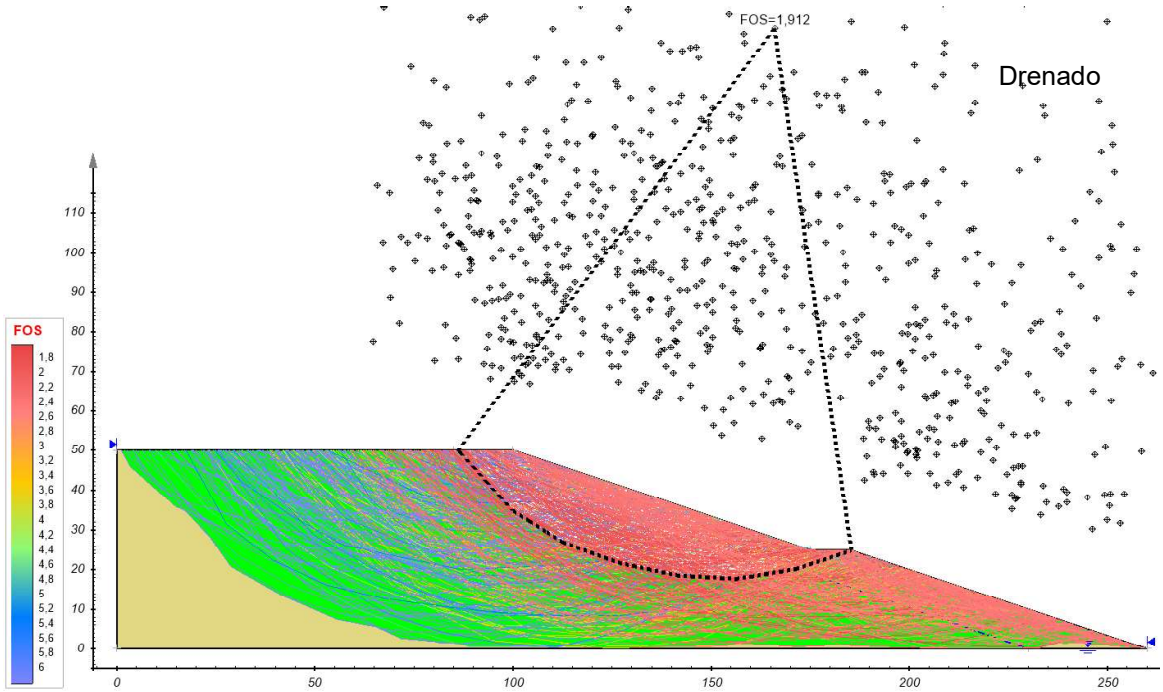

Figura 73 – Superfície de deslizamento não circular determinada por equilíbrio limite para o cenário drenado com NA de 77m do RR em MC - PLAXIS LE

No cenário não-drenado, o aumento do FoS relativamente ao da superfície circular é mais significativo, iniciando com o valor de 1,453, reduzindo para 1,174 aos 50m de altura de NA (Figura 74) e para 1,101 aos 77m.

A análise com superfície não circular demonstra-se menos conservativa, neste modelo específico, essencialmente para este cenário.

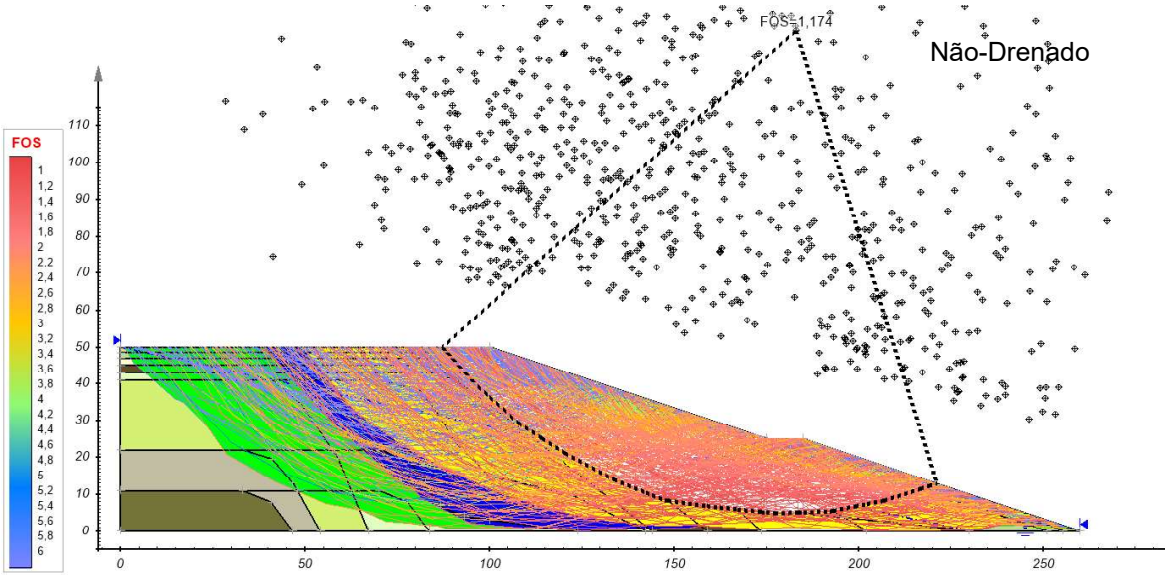

Figura 74 – Superfície de deslizamento não circular determinada por equilíbrio limite para o cenário não-drenado com NA de 50m do RR em MC - PLAXIS LE

4.7.3. Superfície de Rotura pelo Método de Redução dos Parâmetros Resistentes – PLAXIS 2D

A rotura por redução dos parâmetros resistentes, conseguida em ambiente PLAXIS 2D, detém uma fiabilidade maior que a obtida pelo PLAXIS LE, uma vez que integra o fluxo no cálculo. O efeito do nível da água no recurso em equilíbrio limite é meramente o efeito da pressão hidroestática, enquanto que no PLAXIS 2D é também contabilizado o fluxo. Acresce ainda, à valerosidade dos resultados deste software, que a forma da superfície de deslizamento não é predefinida nem imposta, gerando a redução dos parâmetros resistentes um formato de superfície que este mesmo procedimento originar.

Para o cenário drenado torna-se claro, o formato da superfície de deslizamento, quando são representados os incrementos de deformação por corte das partículas, Figura 75. Este diagrama é lido para a fase de segurança para o último NA, com FoS = 1,72.

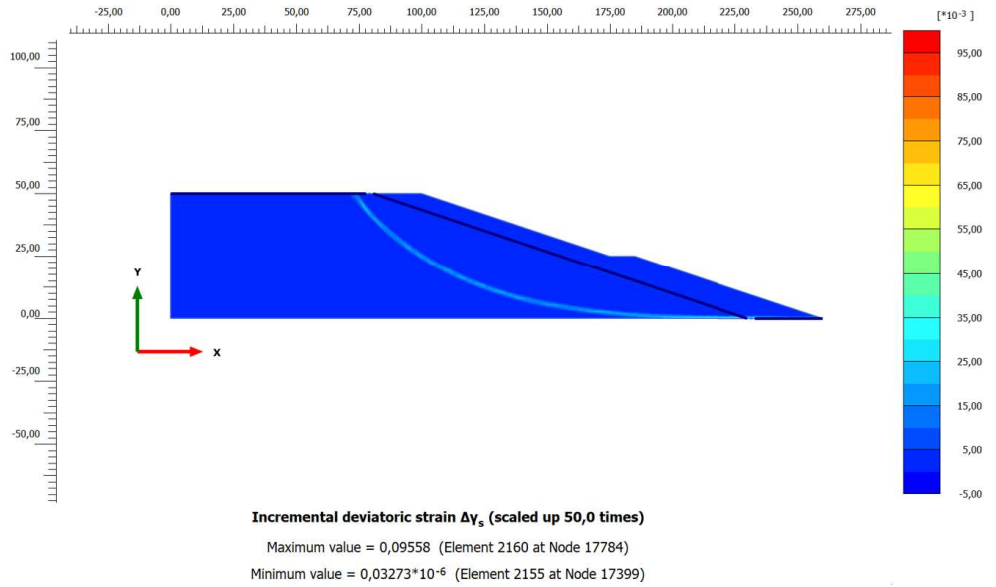

Figura 75 – Incrementos de deformação por corte das partículas da pilha de rejeitados com NA de 77m para o cenário drenado do RR usando MC e análise de segurança – PLAXIS 2D

Apesar da representação dos deslocamentos na fase de rotura ser suficiente para a perceção da forma do deslizamento para o cenário não-drenado, pelo diagrama de incrementos de deslocamentos das partículas fica mais explícito, Figura 76. O FoS da fase anterior (50m de NA) é de 0,998.

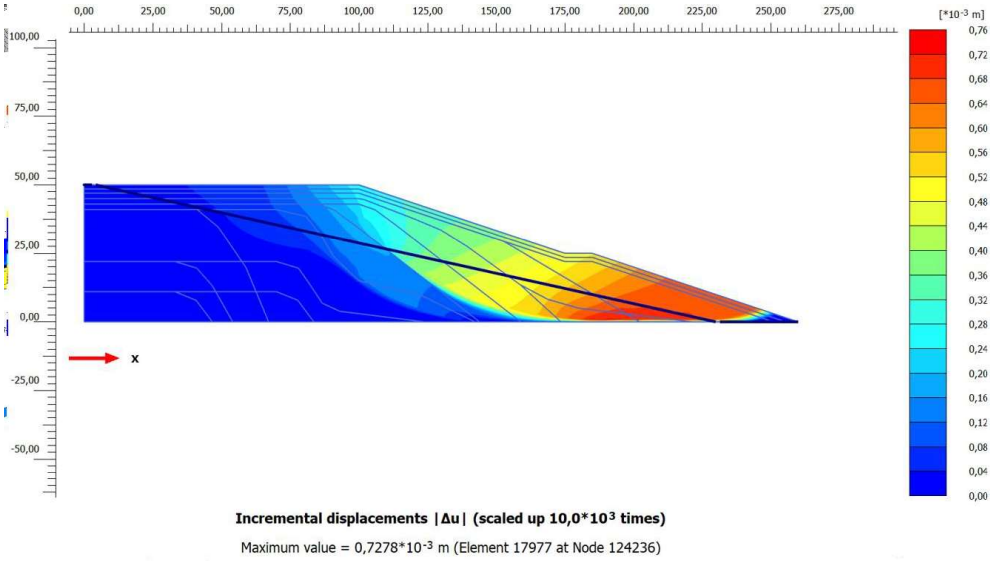

Figura 76 – Incrementos de deslocamentos das partículas da pilha de rejeitados com NA de 51m para o cenário não-drenado do RR usando MC e análise de segurança – PLAXIS 2D

4.8. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE EM PLAXIS

As análises realizadas no âmbito do RR proporcionaram, não somente, obter resultados relevantes para o RR, mas também inferir aspetos relacionados com a modelação em PLAXIS 2D e os parâmetros e procedimentos.

4.8.1. CONCLUSÕES PARA O ROUDROBIN

As alterações levadas a cabo nos modelos em Mohr-Coulomb, que originaram a submissão do LabGeo no programa RR, não se expressaram de modo a invalidar as conclusões que constam naquela submissão. O mesmo não é possível afirmar dos modelos parametrizados em NorSand, que sugerem resultados pouco concordantes em geral, e menos concordantes ainda com os resultados em MC.

A análise de fluxo acoplado confirmou o previsto, os resultados diferem frente à análise plástica, porém sem estranheza e enquadrando-se no esperado.

Os resultados que os modelos em PLAXIS LE permitiram obter, confirmam, de um modo mais simplificado, as considerações relativas referentes ao RR.

4.8.2. CONCLUSÕES SOBRE O PLAXIS

As dezenas de modelos calculados permitiram observar que o software é passível de gerar alguns problemas numéricos.

Estes problemas, quando relacionados com a malha de EF, geralmente nos pontos da zona de fronteira geométrica, poderão ser acomodados usando uma camada de solo drenado. A camada deverá ser caracterizada por um peso volúmico reduzido, de modo a não causar solicitações ao corpo em análise, e de resistência muito elevada, livrando o modelo de incompatibilizações de EF na malha. A utilização deste acautelamento não fez parte de nenhum dos modelos finais e que originaram os resultados aqui expostos; apenas serviu algumas tentativas não definitivas.

Outros problemas numéricos podem estar relacionados com as fronteiras de deformação. Neste caso, é importante bloquear o deslocamento vertical ("normally fixed") da base da pilha, bem como o deslocamento horizontal da face esquerda, uma vez que a geometria representa uma metade simétrica de todo o corpo. As restantes fronteiras devem estar livres ("fully free").

Fronteiras hidráulicas devem também ser bem definidas de acordo com as condições do caso, como referido anteriormente.

Relativamente ao problema numérico, resta abordar a ativação (ou desativação) do "arc-length control". O parâmetro em causa faz um controlo da convergência no cálculo, acelerando-o; tal controlo pode antecipar demasiado a convergência, comunicando um colapso da estrutura antes do momento certo. Beneficia-se, assim, da sua desativação, o que poderá confirmar a existência de uma rotura ou revelar que só acontecerá numa fase mais avançada.

No que depende de escolhas de tipo de análise, é relevante abordar as opções "ignore suction" e "ignore undrained behaviour", para solos não-drenados em análise plástica.

A sucção confere maior resistência às camadas emersas, por razões claras, mecânicas e de capilaridade. A opção "ignore suction" pode ser ativada quando os resultados mostram uma resistência do solo demasiado elevada e irrealista. Realça-se que este parâmetro tem influência, essencialmente, perante

solos não drenados, tipicamente mais finos e por isso mais sujeitos a efeitos de sucção, contrariamente a solos drenados, de um modo geral mais grosseiros.

O desconsiderar do comportamento não drenado, ignorando nomeadamente os excessos de poropressão, parece, em primeira instância, inconcebível. O impacto deste parâmetro foi alvo de análise; ativando a opção "ignore undrained behaviour", o software define o comportamento do solo não drenado através do Critério de Tresca, com ângulo de atrito nulo e coesão de valor igual a s_u. Evita a criação de um novo solo com as mesmas características mas comportamento diferente. A trajetória de tensões é alterada e, assim, o modo e rapidez como as partículas se aproximam da envolvente de rotura são também alterados. A utilidade do mesmo parâmetro reside na averiguação do fator de segurança, no sentido em que este comportamento modificado pode originar um FoS menor e por isso mais conservativo.

O PLAXIS LE mostrou-se menos conservativo, em termos de valor de FoS, mas com superfícies de rotura relativamente precisas.

5
Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo

5.1. INTRODUÇÃO

A indústria mineira está bem assente em Portugal, contando com inúmeras minas desativadas e algumas ainda ativas. Segundo os dados da Associação Portuguesa da Indústria dos Recurso Minerais (ASSIMAGRA) (2021), a atividade mineira resultou numa exploração anual de valores entre as 45 e as 80 milhões de toneladas na década 2010-2019, das quais 300 a 650 mil são devidas a exploração de minérios metálicos (cerca de 0,4% a 1,2%).

Apesar da baixa parcela, em volume, os minérios metálicos constituem uma boa parte do valor económico que este setor económico agrega. Em 2019, dos 809 mil milhões de euros gerados por aquela indústria, 425,5 mil milhões (52,5%) pertencem à comercialização dos minérios metálicos. Além do impacto económico à escala nacional, as minas e o tratamento dos minérios metálicos ferrosos e não-ferrosos abrangem 27 empresas distribuídas por 10 locais de exploração e empregam, diretamente, perto de 2000 pessoas.

A exploração cuja presente dissertação aborda é parte significativa da exploração destes minérios. Localizada no Baixo Alentejo, em Castro Verde, a mina de Neves-Corvo é alvo de atividade industrial mineira pela Sociedade Mineira de Neves Corvo (SOMINCOR). A SOMINCOR é empresa subsidiária da Lundin Mining – empresa de mineração Canadiana assente no Brasil, Argentina, Chile, EUA, Suécia e Portugal que adquiriu a mina de Neves-Corvo em 2006.

Em fusão com a EuroZinc Mining, a Lundin Mining e particularmente a SOMINCOR levam a cabo a exploração desta mina subterrânea, com extração de cobre (Cu), zinco (Zn), chumbo (Pb) e prata (Ag), principalmente. O Processo de Expansão de Zinco (PEZ), aprovado em 2017, e já implementado, tem como objetivo aumentar o processamento de minério zinco para 2,5 milhões de toneladas por ano, complementando a capacidade de processamento anual de minério cobre de 2,6 milhões de toneladas ano.

Figura 77 – Vista Aérea da Exploração da Mina de Neves-Corvo, retirada de Google Earth

Como sempre, grandes explorações mineiras estão acompanhadas de estruturas de deposição de rejeitados, sem valor comercial. A SOMINCOR desloca os rejeitados até uma barragem – Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo (IRCL) –, onde é depositado o material em estado de polpa ou espessado. A IRCL (Figura 77) tem sofrido diversas ampliações ao longo dos anos, por forma a assegurar capacidade de armazenamento compatível com o plano de produção da mina.

A IRCL não está isenta da possibilidade de ocorrência dos problemas de estabilidade geralmente associados a barragens de rejeitados, como seja a rotura global, nomeadamente causada por liquefação dos rejeitados. O processo de alteamentos, quando não realizado cuidadosamente e à velocidade certa, pode ser altamente potencializador de instabilidades. Assim, torna-se indispensável simular o problema real com recurso a cálculo numérico, facilitado e com boa precisão quando realizado pelo Método dos Elementos Finitos. A análise levada a cabo nesta dissertação segue o trabalho que tem sido preconizado pela TPF, que supervisionou e acompanhou a modelação realizada pelo autor.

5.2. Expansões e Estado Prévio

A produção de minério e do consequente material sem valor comercial, nomeadamente rejeitados, é quase incessante; assim, ainda em 1990, o dique de partida inicial – estrutura de contenção perimetral que constituía a primeira fase da IRCL –, não se mostrou suficiente para acompanhar a capacidade produtiva da mina.

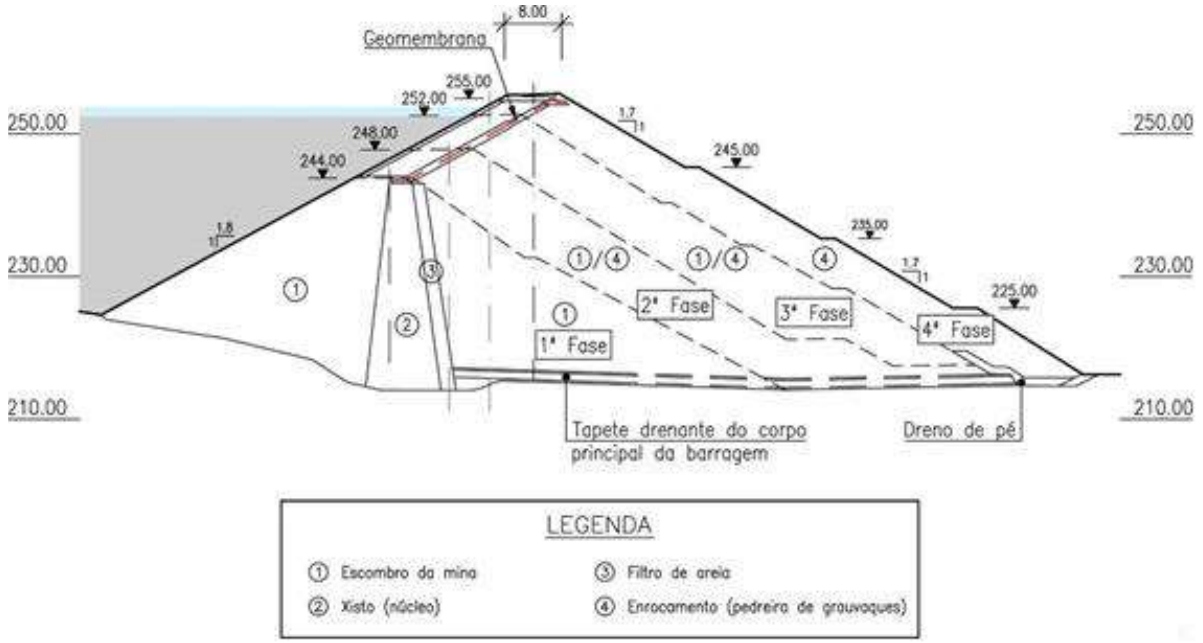

Figura 78 – Perfil transversal tipo do Corpo Principal do Dique de Partida da IRCL, adaptado de SOMINCOR (2008)

De modo a não se interromper a produção, elaborou-se um projeto que previa um processo de alteamento do próprio dique de partida, dividido em 3 fases de alteamento para jusante, Figura 78. A última fase concluiu-se em outubro de 2005, Quadro 6, com uma cota de coroamento final de 255m (SOMINCOR, 2008) , resultando numa altura total máxima de 42m. O talude de montante apresenta uma inclinação de 1V:1,8H e o talude de jusante uma inclinação de 1V:1,7H. A construção do dique é acompanhada de uma impermeabilização da face interna, com a colocação de uma geomembrana, interna, em PEAD, ligada ao núcleo argiloso da 1ª fase de construção.

Quadro 6 – Fases de Alteamento do Dique de Partida

Fase	Alteamento	Cota de Coroamento [m]	Ano de Conclusão
1ª Fase	-	244,0	1988
2ª Fase	1	248,0	1990
3ª Fase	2	252,0	1993
4ª Fase	3	255,0	2005

A deposição dos rejeitados que se seguiu, preconizada desde o início, consistiu na bombagem de rejeitado em lama, em estado de polpa. O material era bombeado com elevado teor em água e com grau de saturação de 100%, sendo depositado de forma submersa; tal modo de deposição causou um acompanhamento da cota de polpa pelo nível de água. O volume disponível preencheu-se com lama até alcançar um valor perto do limite (cerca de 17E6 m³).

Dado o plano de produção da mina prever a continuidade da exploração, com produção de rejeitados, foi necessário aumentar a capacidade de armazenamento da IRCL. Assim, em 2010, foi alterado o

processo de deposição de rejeitados em polpa de forma submersa, para deposição de rejeitados espessados depositados de forma emersa.

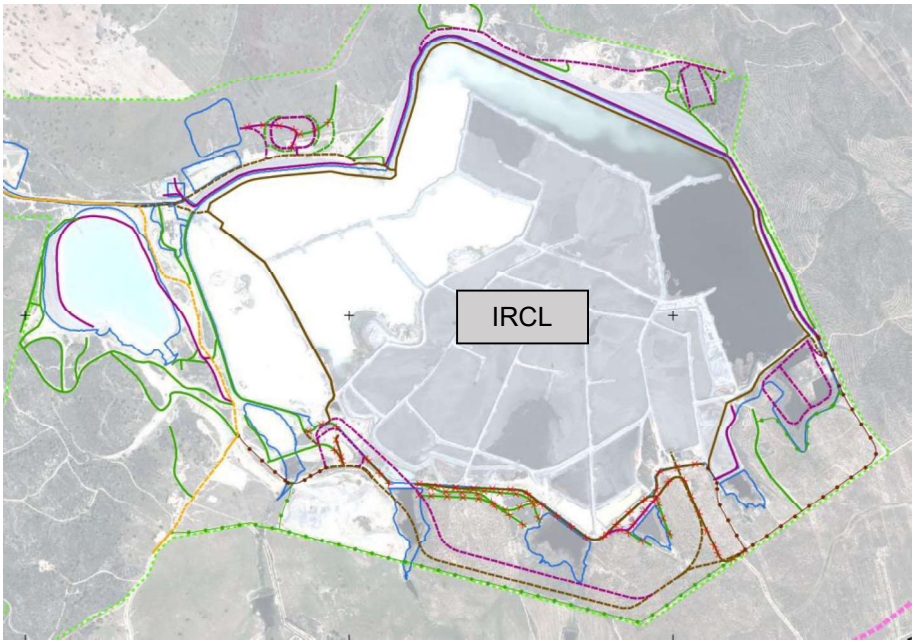

Figura 79 – Expansão da IRCL por deposição de Pasta em Células, adaptado de Comissão de Avaliação do PEZ (2019)

Esta nova fase de deposição iniciou-se, primeiramente, com o enchimento por células (Figura 79), passando pela delimitação de perímetros menores dentro do reservatório da IRCL, através de diques de escombro. A construção dos diques de aterro realizou-se pela técnica de lançamento em ponta de aterro – maquinaria pesada transporta escombro para o local, onde é empurrado por bulldozers em direção à polpa (neste caso).

Dada a reduzida capacidade de suporte da polpa, este método construtivo gera uma onda de polpa que emerge, sendo o volume antes ocupado por estas partículas substituído por escombro; há formação de "barrigas" abaixo da cota de fundação de projeto da célula, Figura 80.

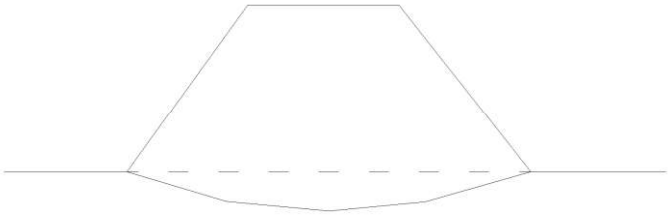

Figura 80 – Dique de Escombro com Barriga

Numa fase já avançada do enchimento das referidas células, verificou-se, novamente, a necessidade de aumentar a capacidade de armazenamento da IRCL, tendo-se passado para a deposição de rejeitados espessados contida por diques perimetrais, em escombro. Estes diques têm um desenvolvimento paralelo ao coroamento da IRCL.

Os diques, à semelhança do aterro das células, foram construídos empurrando o escombro, inicialmente em ponta aterro, sobre a polpa (primeiro nível), e posteriormente (segundo nível em diante) para cima das camadas de rejeitados espessados abaixo do nível em questão, com o escombro a ser empurrado na direção transversal ao desenvolvimento da berma de contenção. Do mesmo modo, e pela mesma razão que acontece com os diques das células, o escombro afundou gerando uma barriga por falta de resistência de fundação, mesmo no caso de ser fundado em pasta.

Para além da berma de contenção, é ainda realizada uma cobertura em escombro, entre duas bermas consecutivas, com cerca de 1m de espessura, Figura 81. A dimensão dos diques é de aproximadamente 2m de altura, com taludes externos de inclinação 1V:2,5H e internos de inclinação 1V:4H e um afastamento de 40m, criando uma superfície com inclinação média de 5%.

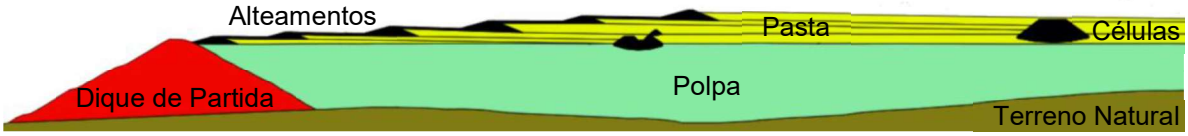

Figura 81 – Secção da IRCL que ilustra 6 alteamentos subsequentes à deposição por células, adaptado de desenho de modelação PLAXIS

Esta 1ª fase de expansão por nível previa a realização de 5 níveis, com uma capacidade de armazenamento de 16,3E6m³, que, contudo, não era suficiente para o atual plano de produção da mina, levando a uma nova expansão, conforme exposto no subcapítulo seguinte.

5.3. Estado de Expansão Atual

A exploração da mina de Neves-Corvo e o PEZ continuou, bem como o aumento de volume de rejeitados gerado por esta atividade; outro projeto de expansão da Instalação de Resíduos foi concebido e aprovado (GOLDER, 2021). A nova expansão contempla um aumento de 8 níveis de alteamento perimetral (passando para um total de 13 níveis), construídos igualmente pelo método de montante até à cota 282,5m, o que se traduz em mais 16,7hm³ e 18,5ha, perfazendo um total de 50hm³ (deposição imersa e emersa) e 206,4ha e 66,2m de altura. A geometria da deposição é igual à adotada para os primeiros 5 níveis.

O aumento da área ocupada pela deposição deve-se a uma expansão horizontal no sentido sul, tirando partido do relevo desta zona, onde a cota do terreno natural é mais elevada. Ainda assim, este avanço sobre o lado Sul exige a construção de um novo dique de grandes dimensões, capaz de conter as camadas de rejeitado a depositar até ao oitavo nível de alteamento (cota 262m), Figura 82.

Figura 82 – Dique Sul da Fase Atual de Expansão, adaptado de desenho de modelação PLAXIS

O novo dique, embora de grandes dimensões, não ultrapassa os 20m de altura; a altura varia com o relevo da fundação, inclusive, a zona Sudoeste (também envolvida nesta necessidade) sofreu escavação

do maciço rochoso. Os taludes do novo dique têm uma inclinação de 1V:2H, externamente, e de 1V:2,5H, internamente.

Como realizado nos alteamentos perimetrais anteriores, a pasta é bombeada a partir das bermas dos diques, criando praias sem segregação com pendente de 1,5% a 2,5% (Figura 83), devido ao espessamento sofrido. Quando se atinge o limite de cada alteamento, é empurrado escombro a partir das bermas (1m de espessura), servindo de base ao próximo alteamento.

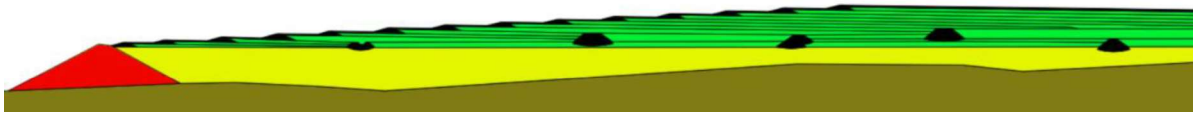

Figura 83 – Fase Final do PEZ da IRCL, adaptado de desenho de modelação PLAXIS

Os diques perimetrais têm dimensões semelhantes aos primeiros – 2,5m de altura, afastados de 40m entre cristas e com inclinações de talude de 1V:4H e 1V:2,5H, na face interna e externa, respetivamente, Figura 84.

Figura 84 – Processo de Construção de Alteamentos, adaptado de modelação em PLAXIS

O processo em questão está previsto terminar em 2035, com deposição de rejeitados apenas até 2033. A velocidade de deposição, embora com variações, manter-se-á constante até 2028, onde abrandará significativamente devido à redução da área que os sucessivos alteamentos delimitam para acumular de volume de material, Figura 85.

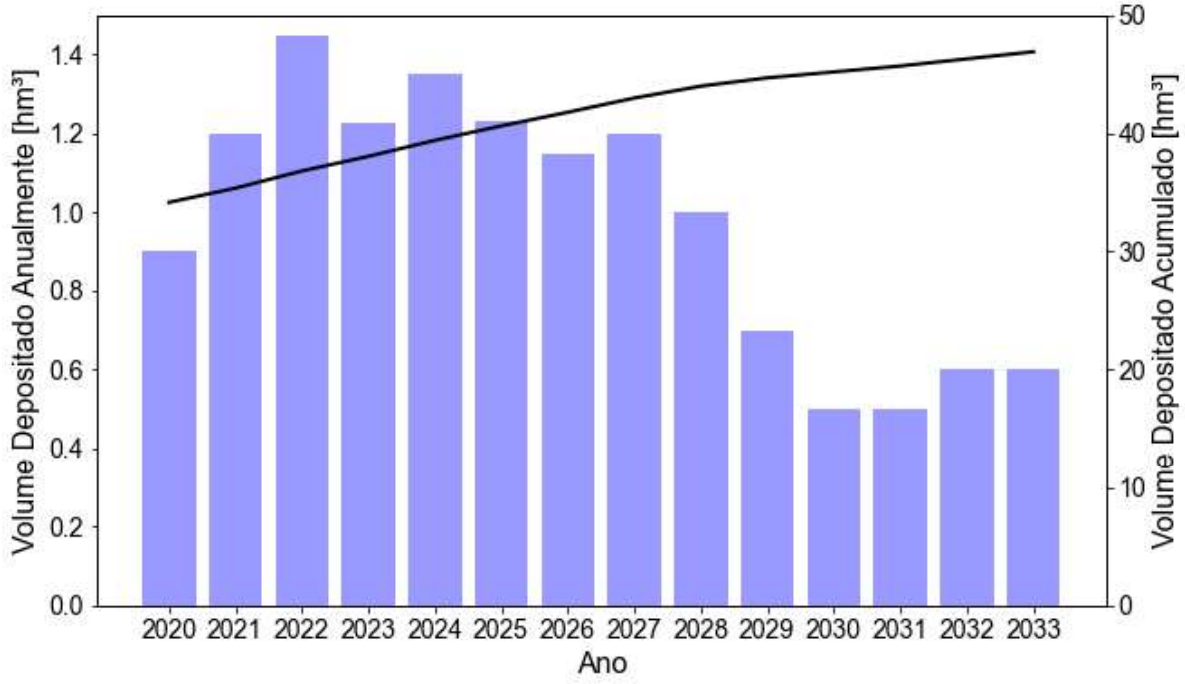

Figura 85 – Gráfico de Deposição em função do Tempo da Atual Fase de Expansão da IRCL, adaptado de GOLDER (2021)

Aquando da deposição de novo material, saturado, há formação de excessos de poropressão, seguidos de um alívio do nível da água, quer por infiltração no terreno natural, quer por evaporação, quer ainda por meio de um dreno anóxico interno junto ao dique Sul, com a única função de manter constante (à cota do topo dos rejeitados) o NA. A dissipação, lenta, dos excessos de poropressão e o rebaixamento do NA gera uma consolidação, consecutivamente menor e mais lenta, visto que o seu efeito propicia a redução da permeabilidade dos rejeitados, pasta e polpa, e que esta é a via de maior fluxo.

Com a consolidação criam-se assentamentos, visíveis à superfície, que se preveem atingir os 2m, com evolução mitigada ao longo do tempo, resultado da redução da consolidação de novo material; apesar disto, o decorrer dos trabalhos de deposição vai "compensando" estes assentamentos, numa espécie de manutenção geométrica. Os assentamentos diferenciais não se mostram relevantes, acontecendo um assentamento de topo próximo do uniforme, embora possa a vir a haver necessidade de alguma correção das linhas de drenagem superficial (a realizar com as coberturas finais, a realizar com material sem potencial de drenagem ácida).

5.4.MODELAÇÃO – PLAXIS 2D

5.4.1.CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A expansão descrita no subcapítulo anterior exigiu uma análise prévia e a sua descrição detalhada, para que o PEZ pudesse ser licenciado pelas entidades competentes. Assim, esta dissertação procura integrar, ou simular, parte do processo de avaliação de viabilidade estrutural, através de análises de estabilidade global e local. Realizaram-se análises em PLAXIS, para as quais foram de grande utilidade os conhecimentos adquiridos com a experiência de modelação do Round Robin.

Figura 86 – Sobreposição da Planta de Encerramento da IRCL com a Imagem do Google Earth e a Secção A a Analisar

Uma estrutura destas dimensões é estudada não na sua globalidade, mas por secções; coube a esta dissertação a análise da secção A-A' (Figura 86) – secção mais elevada na zona Norte-Leste e uma das maiores. A divisão da IRCL por secções permite que seja assumida a simplificação de estado plano, no cálculo numérico.

A vista do corte desta secção está representada na Figura 83, onde é possível verificar a polpa, a amarelo, que preenche o espaço que culmina no dique de partida; os diques em escombro das células, a preto, com os rejeitados espessados, a verde, mais localizadas na zona central (lado direito da figura); e os alteamentos contemplados na última fase da expansão, com a cobertura em escombro.

5.4.2. Material e sua Parametrização

Foram já mencionados três dos materiais constituintes da barragem – a polpa, que preenche o volume contido pelo dique de partida, o rejeitado espessado com características resistentes melhoradas e que constitui o enchimento por células e perimetral, e o aterro, que compõe a estrutura dos diques.

A escombreira da mina (Figura 77) permite o aproveitamento e a sustentabilidade do escombro que o processo de lavra acumula, utilizando este material para a construção dos diques de variadas dimensões. Assim, os diques, de solo-enrocamento, têm baixo teor de finos e portanto boa capacidade de drenagem. Realça-se que o cuidado na seleção do material, inclusivamente com empréstimo, para o dique de partida foi mais refinado, o qual está sujeito a forças horizontais relevantes. Nesse sentido dividem-se os diques em duas categorias – dique, para o de partida e com divisões de resistência em profundidade, e escombro, para os restantes.

Quanto ao terreno natural, consiste em rocha pouco alterada e pouco fraturada, com permeabilidade reduzida.

Com o propósito de perceber o comportamento e as condições em que os materiais se encontram, no âmbito do acompanhamento da deposição, foram realizados vários ensaios, quer *in situ*, como CPTu, quer laboratoriais, encontrando-se também em exploração um sistema de monitorização com leitura de poropressões, estado de tensão e deformações. Com o intuito de simular a secção A da barragem de rejeitados, utilizaram-se os parâmetros de caracterização dos solos já obtidos (GOLDER, 2021), descritos no Quadro 7.

Para uma melhor leitura do quadro, acrescenta-se que o valor de $s_{u,ref}$ indica a resistência não-drenada no topo da respetiva camada de solo e que $s_{u,inc}$ é referente à resistência não-drenada crescente com a profundidade.

Quadro 7 – Parametrização dos Materiais da Secção A da IRCL (GOLDER, 2021)

Material	**Modelo**	**Drenagem**	**Peso Vol Sat [kN/m³]**	**E [kPa]**	υ	**c' [kPa]**	ϕ **[º]**	$s_{u,ref}$ **[kPa]**	$s_{u,inc}$ **[kPa/m]**	$k_x = k_y$ **[m/s]**
Terreno Natural	MC	D	25	500E3	0,2	16,7	36	-	-	10^{-8}
Dique	MC	D	21,5	80E3	0,3	0	<11m -> 29 11m-22m -> 28 22m-44m -> 26	-	-	10^{-5}
Escombro	MC	D	21,5	80E3	0,3	0	28	-	-	10^{-5}
Pasta	MC	UD	23	50E3	0,4	-	27	0	2,62	10^{-7}
Polpa	MC	UD	23	20E3	0,4	-	27	0	2,096	10^{-8}

5.4.3. ASPETOS DA MODELAÇÃO

Integrada a geometria em ambiente PLAXIS 2D e parametrizados os diferentes tipos de material, procedeu-se à modelação e às tomadas de decisão relativas à mesma. A modelação apenas contemplou solos caracterizados segundo Mohr-Coulomb, visto que o tratamento de dados disponível apenas assim o permitia.

Uma vez que a consolidação no tempo tem uma importância preponderante na estabilidade estrutural, beneficiando da dissipação da poropressão e do consequente aumento de resistência do material, assumiu-se que não seria sensato realizar apenas análises de estabilidade "plásticas", em condições absolutamente drenadas ou não drenadas (dependendo do material). Deste modo, cada fase foi repartida em duas – análise "plástica" prévia seguida de análise de "consolidação". A primeira serve a representação de um estado gravoso, essencialmente em caso de carregamento não-drenado, uma vez que as solicitações não dependem do fator tempo e que o material adquire incompressibilidade, originando excessos de poropressão. A segunda visa ter em conta o faseamento preconizado no local, com espaço para consolidação, tendo sido, por isso, uma preocupação definir tempos de consolidação próximos àquilo que é a realidade do processo de deposição da IRCL.

Inicialmente, parece ser possível transformar estes dois tipos de análise numa análise de fluxo acoplado, no entanto, a opção em causa inviabiliza-se por não ser possível adicionar no decorrer das fases uma camada em estado submerso. Em vez disso, a análise de fluxo acoplado define a massa de material e procede a uma transição do nível da água (NA) a partir da fase anterior, gerando neste caso um empolamento do solo depositado (novo) com a subida do NA. Ora, não representando a realidade, impossibilitando que se integre a evolução da tensão-deformação com o fluxo (na integridade das fases), optou-se pela conjugação analítica supracitada, aliás recomendada pelo próprio manual do PLAXIS.

A questão mencionada em 5.2 – formação de uma barriga abaixo dos diques (por expulsão de partículas de rejeitado) na sua deposição – tem de ser atentada na modelação. Este fenómeno não é compatível com o controlo de rotura realizado pelo cálculo do software, por se traduzir em deslocamentos e pontos de rotura de ordem considerável, com "atropelo" e sobreposição de elementos finitos devido ao movimento de "afundar" do material. Além de mais, há consolidação superficial dos rejeitados depositados, por dissipação de excessos de poropressão mas essencialmente por evaporação da água, o que não é considerado pelo programa de cálculo, resultando numa incapacidade generalizada das camadas, que não constituem suporte suficiente para a deposição do nível seguinte, principalmente do escombro dos diques.

Pelas razões apresentadas, modelou-se uma camada fina, de capacidade resistente elevada (parâmetros de caracterização expostos no Quadro 8) que fosse capaz de auxiliar o suporte do aterro dos diques e, por vezes, se necessário, das camadas de rejeitados.

Quadro 8 – Camada Resistente de Auxílio Numérico

Material	Camada Resistênte (AjNum)
Modelo	MC
Drenagem	D
Peso Vol Sat [kN/m³]	23
E [kPa]	200E3
υ	0,3
c' [kPa]	100
ϕ **[º]**	40
$s_{u,ref}$ **[kPa]**	-
$s_{u,inc}$ **[kPa/m]**	-
$k_x = k_y$ **[m/s]**	10^{-3}

Veja-se que aquela camada é definida iterativamente, de modo a acrescentar capacidade resistente apenas em medida do estritamente necessário para que não ocorram roturas locais. Estas roturas locais podem ser indesejáveis para o cálculo, do ponto de vista de que o interrompem; as roturas locais, como a da Figura 87, ou são dado adquirido de que não sucedem em campo, ou sucedendo não representam uma ameaça à segurança e estabilidade global da estrutura.

Como fase inicial ("Gravity Loading") tomou-se o momento de finalização de deposição da polpa; assim, ainda que no momento da redação desta dissertação estejam já construídos vários alteamentos (os contemplados no processo de expansão anterior), a modelação parte do momento prévio à construção do dique da primeira célula. O procedimento procurou atender a que uma fase inicial baseada na atuação da gravidade não representaria corretamente o estado de tensão criado pela evolução da deposição e da expansão, durante os vários anos de história da IRCL. Embora não regressando aos primórdios da construção da barragem, assumiu-se que as sucessivas mudanças no estado de tensão provocadas pela deposição por células e pelos alteamentos (já construídos e depositados) é de relevância maior na aproximação à realidade, no estudo de estabilidade da nova expansão da Instalação de Rejeitados do Cerro do Lobo.

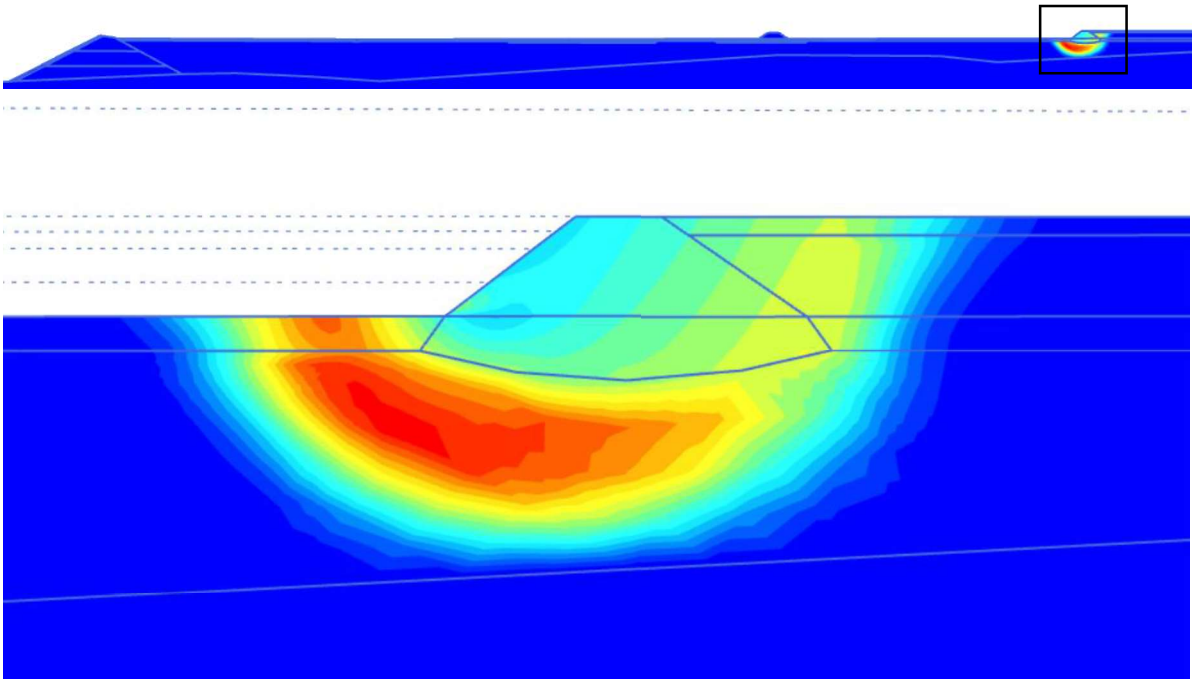

Figura 87 – Rotura Local do Dique de uma Célula a evitar no Cálculo de Estabilidade da IRCL, adaptado de resultados da simulação em PLAXIS

Foram elaborados três modelos; o modelo inicial baseou a caracterização da resistência dos rejeitados na dependência com a profundidade, sem atualização da referência para a qual é calculado este valor (da profundidade), resultando numa independência da resistência não drenada com o estado de tensão efetiva instalado. Então, mesmo minimizando a influência da camada resistente, reduzindo-a ao suficiente, não foi possível prescindir da modelação de uma espécie de laje, deste material resistente, localizada no topo da polpa, que se mostrou incapaz de receber as deposições das células e dos alteamentos.

Uma questão de grande importância, cuja aplicação necessitou de alguma reflexão, é precisamente a atualização da resistência das camadas com a evolução da tensão efetiva, não integrada pelo PLAXIS. Nesse sentido surgiram dois modelos, cada um estabelecendo esta atualização da resistência de modo distinto. O primeiro destes, mais trabalhoso, cumpria aquele requisito através de um processo manual, dividindo as camadas horizontais também em camadas verticais, cada uma respeitante a tensões efetivas diferentes, como exposto na Figura 88. Assim, a cada alteamento instala-se um novo estado de tensão efetivo nas camadas subjacentes, sendo alterados manualmente os parâmetros resistentes ($s_{u,ref}$), concordantes com a nova configuração; esta modificação da parametrização é na verdade a substituição do material por um material idêntico, com as diferenças pretendidas.

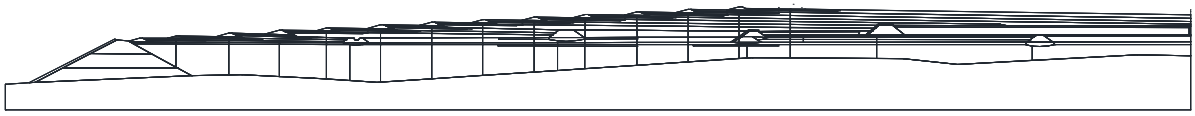

Figura 88 – Divisão das Camadas da Secção A da IRCL segundo Diferentes Tensões Efetivas

O segundo modelo recorreu à parametrização não drenada do tipo A (no PLAXIS), em que a resistência não drenada é caracterizada pelo ângulo de atrito, dependendo, portanto, do estado de tensão efetiva em

cada instante; este método é de fácil aplicação, uma vez que é necessária somente uma caracterização do solo.

Importa referir que, por serem as cotas superficiais mantidas através da deposição (que prossegue até que a geometria final seja obtida), os deslocamentos são repostos no fim de cada fase.

O nível da água acompanhou desde o início a deposição de material de rejeitado, respeitando sempre as condições de fronteira hidráulicas (fronteira fechada na face interna do dique de partida, por simplificação, e na base do modelo), como se poderá observar de seguida. O faseamento do primeiro modelo (sem atualização da resistência) também foi alternado com verificações de segurança para a análise "plástica", quantificando o valor de FoS.

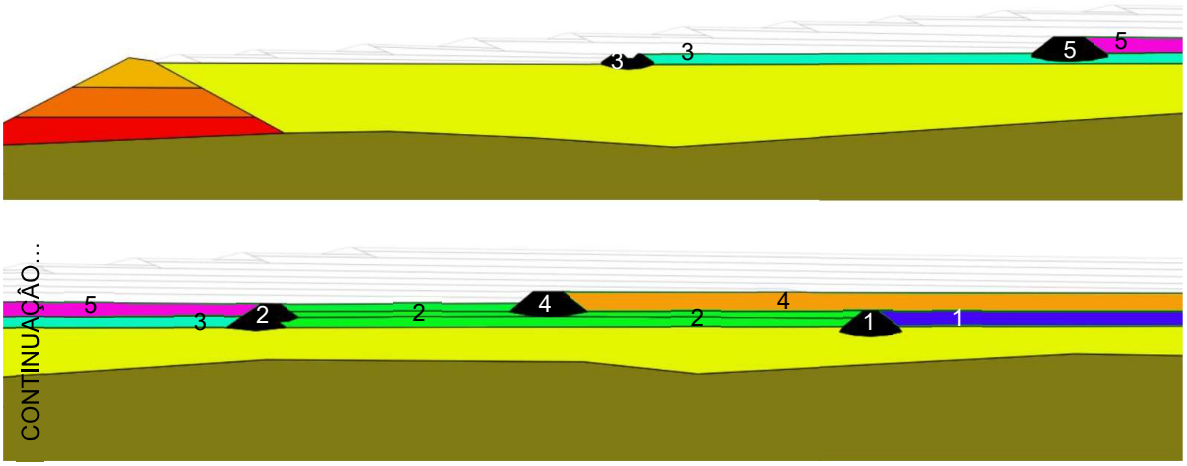

Figura 89 – Faseamento de Deposição por Células (IRCL), adaptado de desenho de modelação PLAXIS

A sequência de deposição das células encontra-se explicitada na Figura 89. A sequência de alteamento expõe-se na Figura 90.

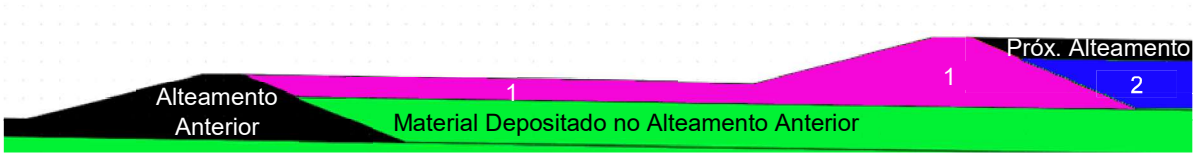

Figura 90 - Faseamento dos Alteamentos para Montante (IRCL), adaptado de desenho de modelação PLAXIS

Os tempos de consolidação, próximos ao real, são de 4 meses para construção dos diques, 2 a 3 meses para a deposição das células e 5 meses para a deposição dos alteamentos.

Por fim, realizou-se um modelo em PLAXIS LE, recorrendo ao equilíbrio limite, que, por não contemplar o faseamento com consequente dissipação de excessos de poropressão e consolidação do material, originou fatores de segurança muito gravosos.

5.4.4. RESULTADOS

Os cálculos prosseguiram com sucessivos acautelamentos de instabilidades locais, tirando partido da introdução de camadas resistentes.

No primeiro modelo, a rotura ocorreu para a análise "plástica" de deposição do dique do oitavo alteamento (Figura 91); subdividiu-se a mesma fase em fases menores, tendo sucedido a instabilidade para a primeira fase parcial; noutra tentativa de estabilização, aumentou-se o tempo de consolidação da fase anterior (deposição do material do sétimo alteamento), originando o mesmo resultado final, o que comprova que o tempo de consolidação é suficiente para que se dê consolidação "total", com eficiente dissipação de excessos de poropressão. O mecanismo acionado envolve apenas a massa de pasta e descreve uma superfície que acompanha a interface entre a laje resistente e a polpa, com deslocamentos totais máximos de 110mm (Figura 92). É, assim, denunciada a ocorrência de rotura através da quebra por corte da camada de auxílio numérico, a que acresce uma concentração de pontos de rotura no topo da camada de polpa, por incapacidade resistente que se deve à não atualização da sua resistência com a tensão efetiva. Os deslocamentos parecem, numa primeira análise, reduzidos, no entanto, esta pequena ordem de grandeza deve-se ao reiniciar do valor dos deslocamentos em cada fase.

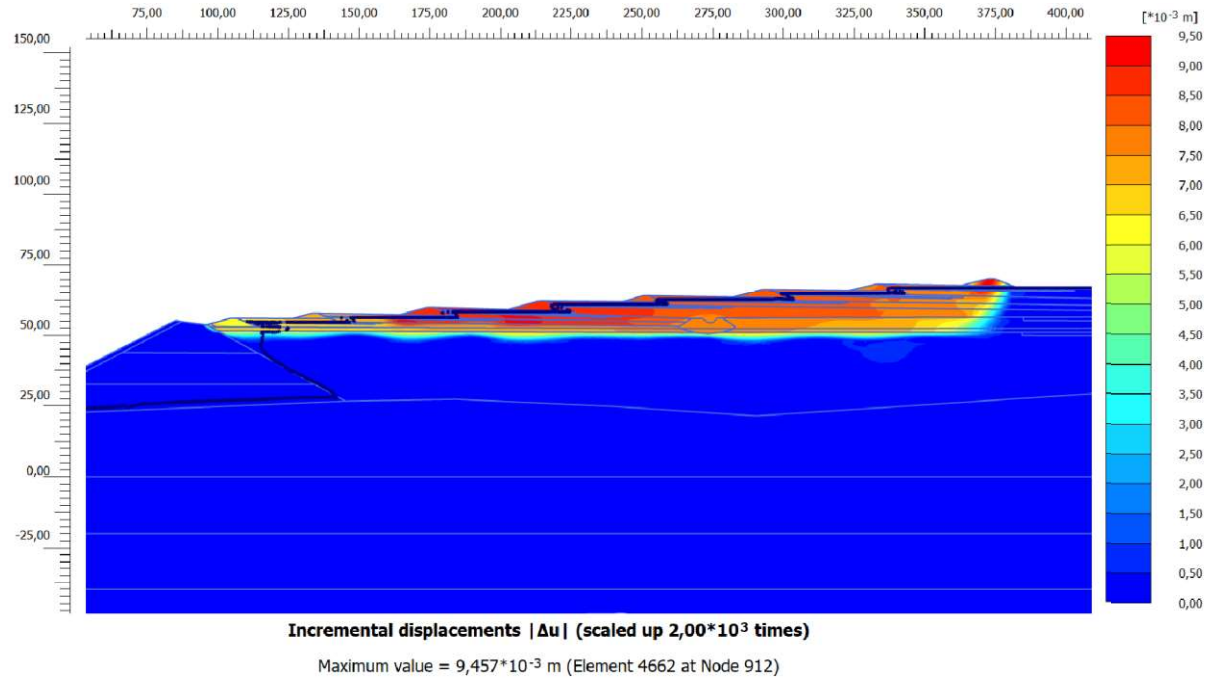

Figura 91 – Deslocamentos Incrementais na Fase de Rotura da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS

Realça-se o traçado da linha do NA, que segue a superfície dos rejeitados submersos e respeita as restantes condições hidráulicas.

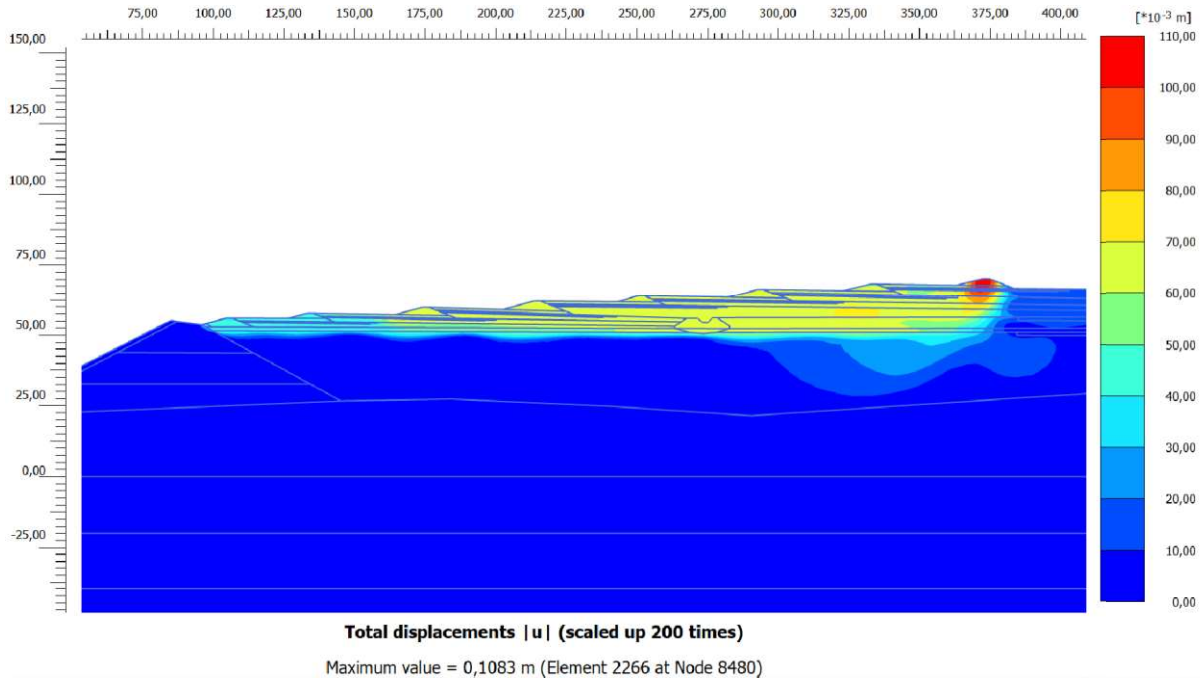

Figura 92 – Deslocamentos Totais na Fase de Rotura da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS

A evolução do coeficiente de segurança com a deposição e os alteamentos apresenta-se na Figura 93. Os valores do FoS são tendencialmente menores com o faseamento, como expectável; há no entanto variações e valores (menores que a unidade) que podem causar perplexidade, porém, devem-se a mecanismos de rotura locais, ou de vértices (imperfeições numéricas), induzidos pelo processo de redução dos parâmetros resistentes – protocolo do PLAXIS na verificação de segurança.

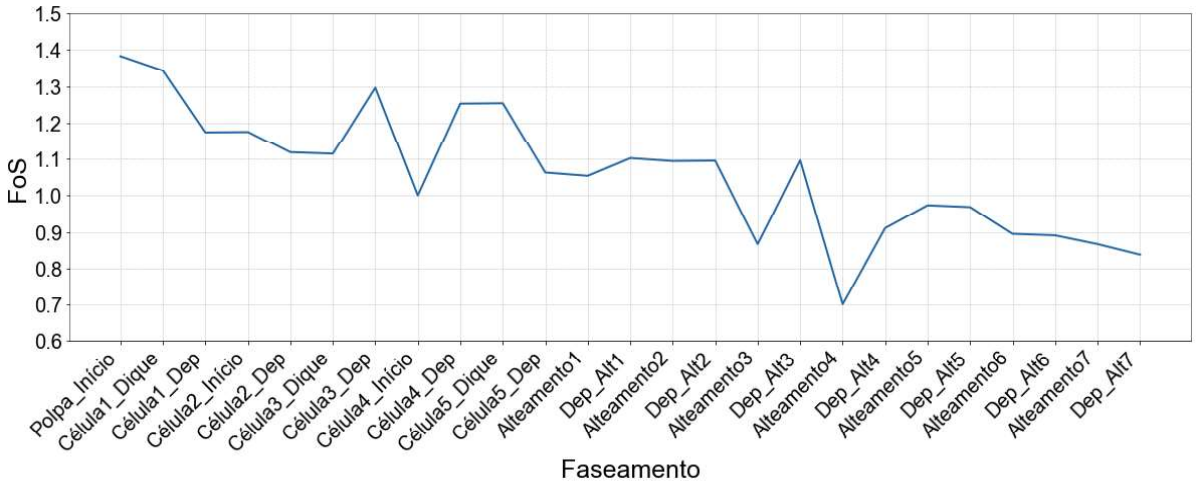

Figura 93 – Evolução do Fator de Segurança com o Faseamento da IRCL para o modelo sem atualização da resistência não drenada com a tensão efetiva – PLAXIS

Para os dois modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva, a estabilidade da barragem manteve-se, inclusivamente na fase de encerramento, onde o fator de segurança é de 1,38, para o mecanismo representado na Figura 94.

Figura 94 – Mecanismo de Rotura associado ao Fator de Segurança da Fase de Encerramento da secção A da IRCL para os modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva – PLAXIS

Como é possível verificar na Figura 95, parece existir uma convergência de resultados nestas duas análises, verificável quer ao nível da configuração dos deslocamentos, quer ao nível da magnitude dos mesmos (deslocamento máximo próximo dos 3cm). Também se perceciona que, contrariamente ao modelo acima, nestes modelos a polpa é mobilizada, concordantemente com as solicitações.

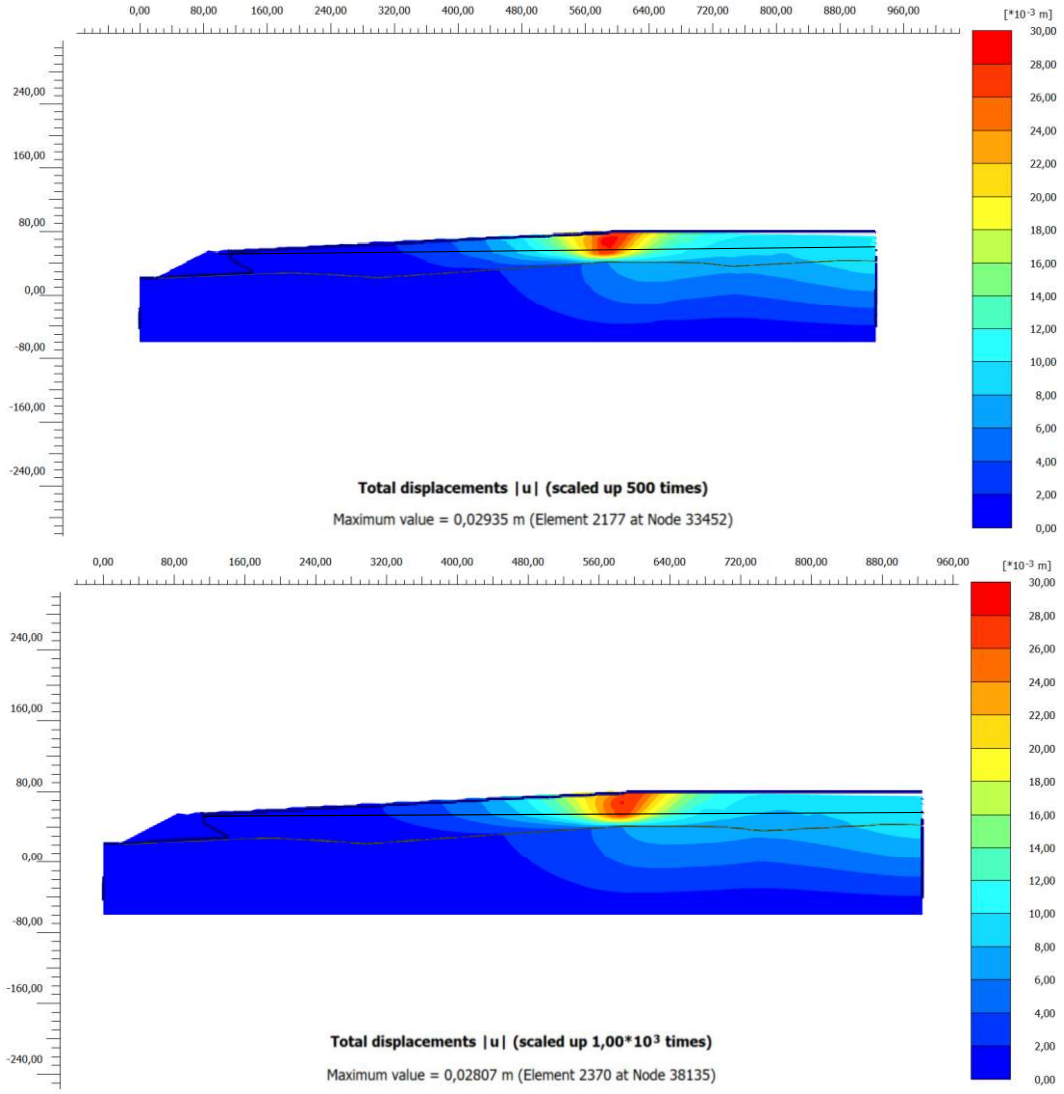

Figura 95 – Deslocamentos na Análise da Fase de Encerramento da secção A da IRCL para os modelos com atualização da resistência não drenada segundo a tensão efetiva pelo método de atualização manual da resistência (em cima) e pelo método não drenado tipo A (em baixo) – PLAXIS

5.4.5. Conclusões sobre a Instalação de Resíduos de Cerro do Lobo

A estabilidade da barragem de rejeitados parece estar garantida, de acordo com as análises preconizadas na dissertação.

A modelação e assunções tomadas para a realização da mesma são bastante condicionantes, quer para a representação da realidade, quer para os resultados. Vale ainda salientar que o cálculo dos sucessivos fatores de segurança se deram como resultado de análises "plásticas", com carregamento total e instantâneo e sem dissipação de excessos de poropressão, constituindo uma análise expressivamente conservativa.

Numa análise detalhada, e morosa, mais representativa da realidade, que não coube no período de elaboração deste trabalho, a deposição deve ser discretizada num maior número de fases, minimizando

o impacto do carregamento em análise plástica. Deste modo, os valores dos fatores de segurança aumentariam.

6
CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação procurou responder aos objetivos propostos, descritos em 1.2, os quais são atendidos ao longo do processo de elaboração do trabalho, tendo sido obtidos resultados concretos.

De um modo geral, é possível afirmar que foram sintetizados e agregados conceitos relativos a teorias de tensão-deformação, desde o modelo Mohr-Coulomb, que considera um comportamento elástico perfeitamente plástico, ao modelo NorSand, baseado na teoria dos estados críticos, definindo o comportamento do solo segundo o parâmetro de estado e controlando a ocorrência de perdas súbitas de resistência – liquefação. O conhecimento teórico exposto, aliado à exploração do protocolo e da utilização das interfaces de modelação, permitiu simular modelos numéricos representativos de estruturas de suporte e deposição de rejeitados, possibilitando uma análise da evolução do estado de tensão e deformação, bem como da segurança, na perspetiva da estabilidade.

6.2. PROCESSO DE ELABORAÇÃO

O segundo capítulo resultou da tentativa de enquadrar a temática dos rejeitados e as necessidades inerentes à sua acumulação, às quais devemos atender, assim como explorar a teoria dos estados críticos, em muito relevante para análises de estabilidade e do comportamento tensão-deformação dos solos de estruturas compostas por materiais sujeitos à liquefação, através de modelos constitutivos que a integrem (NorSand). No entanto, não ficaram esquecidas análises mais elementares, ainda muitas vezes utilizadas em ambiente profissional, como análises em equilíbrio limite e análises tensão-deformação que seguem definições do comportamento do solo mais simplificadas (Mohr-Coulomb).

O cálculo numérico foi uma constante ao longo da elaboração deste trabalho, revelando desafios que obrigaram à leitura da literatura teórica respeitante à modelação, derivando na composição do terceiro capítulo. O quarto capítulo contempla a simulação de 10 modelos finais em PLAXIS, aos quais se junta o modelo versado no capítulo 5, de complexidade maior, totalizando seguramente mais de quatro centenas de horas de modelação, entre intervenções, correções e análise de resultados.

O quinto capítulo exigiu, além da modelação, recheada de artifícios de modelação, a investigação da Instalação de Resíduos do Cerro do Lobo e dos projetos de execução referentes às sucessivas expansões de que tem sido alvo.

6.3. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

Concluiu-se que os modelos originários da participação no "TAILLIQ Slope Stability Round Robin" (RR) se aproximavam, em matéria de resultados, do previsto por outros participantes, embora realçando ligeiras imprecisões em aspetos de modelação. Estas imperfeições não se mostraram relevantes, uma vez que a alteração nos resultados finais, comparativamente ao recálculo realizado, foi quase impercetível.

Evidenciou-se que, como expectável, a resposta do solo em condições não-drenadas é mais desfavorável estruturalmente, quando comparada com a resposta da mesma estrutura em condições drenadas. Foi também visível que, no caso específico do RR, os modelos caraterizados de acordo com NorSand são mais resistentes à ação da subida da água, porém apresentam comportamento de maior fragilidade.

Relativamente às análises alternativas, Fluxo Acoplado e Equilíbrio Limite, a primeira requer a procura de um tempo de análise suficiente para que se estabeleça o fluxo pretendido. Além disso, apesar de favorecer a estabilidade estrutural quando comparado com a adoção de condições não-drenadas (pois admitem dissipação de excessos de poropressão, em função da permeabilidade do meio), abre espaço para que ocorra diminuição de excessos de poropressão, por um lado, mas também uma instabilidade precoce devida a forças de percolação, cujo impacto poderá ser dominante. A segunda análise tende a confirmar as condições de segurança da estrutura, embora sem fornecer resultados objetivos e sendo por vezes diminuta ou excessivamente conservativa.

A análise de estabilidade de uma secção transversal (A) da IRCL por simulação de processos constitutivos revelou, apesar da estabilidade se verificar, alguma sensibilidade que pode ter implicações na velocidade de expansão e nas condições de drenagem da barragem de rejeitados. A realização de análises "plásticas" demonstra-se particularmente gravosa, o que deve ser tido em conta no momento de leitura de resultados; neste sentido, quando maior a sua discretização, mais próximos da realidade e menos instabilizadores serão os resultados.

6.4. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente trabalho é passível de sofrer continuidade, tomando rumos complementares, mas também diversos, que se possam correlacionar com o que foi desenvolvido, designadamente:

- Modelação da estrutura do RR recorrendo a outros modelos constitutivos, como o CASM;
- Investigação da influência da variação de cada um dos parâmetros constitutivos do modelo do solo na estabilidade estrutural do problema do RR;
- Investigação da influência da geometria (inicial e definitiva ou intermédia), vis-à-vis, inclinação do talude, altura da pilha, etc, na estabilidade estrutural do problema do RR;
- Investigação da influência de outras ações externas ("gatilhos"), como ações dinâmicas ou de carregamento estático, na estabilidade estrutural do problema do RR;
- Modelação da estrutura do RR recorrendo a outros softwares, com ou sem recurso ao método dos elementos finitos (em particular com métodos explícitos como o de diferenças finitas), e comparar os resultados obtidos;
- Modelação da estrutura do RR em 3D, considerando distintas dimensões longitudinais finitas, percebendo a influência da variação das solicitações ao longo do desenvolvimento;
- Investigação de intervenções na estrutura do RR que visem o melhoramento da sua resposta às ações;
- Investigação da vantagem estrutural do melhoramento das capacidades resistentes dos rejeitados da IRCL;

- Realização de análises estruturais da IRCL quando sujeita a ações dinâmicas;
- Modelação da IRCL fazendo retro análise dos processos constitutivos mas também hidromecânicos representativos ajustando ao observado no campo;
- Modelação da IRCL partindo de fases iniciais de momentos da expansão sucessivamente mais avançados;
- Investigação de intervenções na estrutura da IRCL, no âmbito dos cálculos preliminares de análise de estabilidade e admitindo ações de melhoramento das condições estruturais, por exemplo pelo tratamento dos rejeitados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque Filho, L. H. (2004). *Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério De Ferro através de Ensaios de Piezocone*. Pós-Graduação, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

Amaral, J. (2021). *Análise da Estabilidade de um Grande Empilhamento de Rejeitos de Ferro*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Araujo, C. B. (2006). *Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro*. Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

ASSIMAGRA - Associação Portuguesa Dos Industriais De Mármores, Granitos E Ramos Afins (2021). *Estatística Anual Dos Recursos Minerais*.

Assis, A.P. & Espósito, T.J. (1995). *Construção de barragens de rejeito sob uma visão geotécnica.* III Simpósio Sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'95*,* pp. 259-274, ABMS/ ABGE/ CBGB, Ouro Preto.

Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations*. Taylor & Francis, New York.

Australia's Department of Industry, Innovation and Science (2016). *Leading Practice Sustainable Development Program for the Mining Industry - Tailings Management*. Commonwealth of Australia, Australia.

Bacco, A. (2020). *Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique, 35 (2), 1985, pág. 99-112.

Been, K. (1999). *The critical state line and its application to soil liquefaction*. P. V. Lade, & J. A. Yamamuro, Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, 1999, pp. 195- 204, Balkema, Rotterdam.

Been, K., Jefferies, M. (2004). *Stress–dilatancy in very loose sand*. Can. Geotech. J. Vol. 41, pág. 972-989, NRC Canada.

Bentley. (2020). *User Defined Soil Models – NorSand: An elasto-plastic model for soil behaviour with static liquefaction.* PLAXIS.

Bentley. (2022). *Tutorial Manual.* PLAXIS.

Bentley. (2023a). *General Information Manual.* PLAXIS.

Bentley. (2023b). *Reference Manual 2D.* PLAXIS.

Bentley. (2023c). *Scientific Manual 2D.* PLAXIS.

Bentley Systems Incorporated (2021a). *PLAXIS LE. Slope Stability 2D/3D. Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. Theory Manual*. Plaxis bv, Bentley Systems.

Bentley Systems Incorporated (2021b). *PLAXIS LE. Slope Stability 2D/3D. Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. Verification Manual*. Plaxis bv, Bentley Systems.

Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley & Sons, EUA.

Carneiro, J. (2021). *Characterization of iron ore tailings and evaluation of the effect of compactation and confining pressures on its behaviour*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.

Casagrande, A. (1936). *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills*. J. Boston Society of Civil Engineers, 23(1), pág. 13-32.

Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sands*. Dissertação de Doutoramento, Havard University.

Chapuis, R. P., Aubertin, M. (2003). *On the use of the Kozeny–Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils*. Canadian Geotechnical Journal, pág. 616–628, Canadá.

Chapuis, R. P. (2013). *Permeability scale effect in sandy aquifers: a few case studies*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.

Comissão de Avaliação (2019). *Parecer Da Comissão De Avaliação Sobre A Conformidade Do Projeto De Execução Do Projeto De Expansão Do Zinco - Expansão Da Instalação De Rejeitados Do Cerro Do Lobo (IRCL) Com A Declaração De Impacte Ambiental*. RECAPE/AIA n.º 2947.

Crystal, C., Chore, C., Ezama, I. (2019). *Filter-pressed dry stacking: design consideration based on practical experience*. Proceedings Tailings and Mine Waste 2018, 2/outubro/2018, pág. 209-219, Keystone.

Cunha Cruz, B. (2017). *Estabilidade das portelas da Instalação de Resíduos da Mina de Neves-Corvo, Portugal*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Davies, M. P. (2011). *Filtered Dry Stacked Tailings - The Fundamentals*. Proceedings Tailings and Mine Waste, 9/novembro/2011, Vancouver.

Duarte, A. P. (2008). *Classificação das Barragens de Contenção de Rejeitos de Mineração e de Resíduos Industriais no Estado de Minas Gerais em elação ao Potencial de Risco*. Pós-Graduação, Universidade Federal de Minas Gerais.

Espinoza, L. H. (2010). *Avaliação do Potencial de Liquefação de Solos Coluvionares do Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Puntífica Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Ferreira, C. M. da F. (2003). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes: Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ferreira, D. B. (2018). *Liquefação de rejeitos de minério de ferro–estudo de caso: sistema pontal em Itabira/MG*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

Ferreira, R. A. C. A. (2022). *Determinação do Coeficiente de Poisson por Interferometria Holográfica Digital*. Trabalho de Bacharelato, Universidade Federal Fluminense.

Folque, J. (1975). *Introdução à Mecânica dos Solos – Equilíbrios Limite e Estados Críticos*. LNEC, Lisboa.

Fonseca, D. D. F. (2019). *Panorama das Barragens de Rejeito Mineral dos Estados do Pará e Amapá. Belém*. Pós-Graduação, Instituto de Geociências da Universidade do Pará.

Garbarino, E., Orveillon, G., Saveyn, H. G. M., Barthe, P., & Eder, P. (2018). *Best Available Techniques (BAT) Reference Document for the Management of Waste from Extractive Industries*. European Union, Seville.

Gens, A. (2019). *Hydraulic fills with special focus on liquefaction*. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering Foundation of the future, Reykjavík.

GOLDER (2021). *Projeto de Expansão da Instalação de Resíduos de Neves-Corvo*.

Gomes, A. (2009). *Caracterização Tecnológica no Aproveitamento do Rejeito de Minério de Ferro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

Guimarães, N. C. (2011). *Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando sua disposição em pilhas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.

Hitcher, P. Y. (1996). *Elastic Properties of Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, 122(8), agosto/1996, pág. 641–648.

Jefferies, M. (1997). *Plastic work and isotropic softening in unloading*. Géotechnique 47, No. 5, pág. 1037-1042, ICE.

Jefferies, M., Been, K., (2016). pratical implementation of critical state approach. In *Soil Liquefaction A Critical State Approach*, pág. 401-437, Francis Group, U.K.

ICOLD (International Commission on Large Dams) (2011). *Improving Tailings Dam Safety - Critical Aspects of Management, Design, Operation and Closure*. Institution of Civil Engineering, Paris.

Klohn, E. J. (1981). *Design and construction of tailing dams*. Colorado School of Mines, 1981.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.

LabGeo (2020). *Report – Slope Stability Round Robin*.

Lupo. J.; Hall, J. (2010). dry stack tailings – design considerations. In *Tailings and Mine Waste '10*, pág. 327-334, Taylor & Francis Group, Vail.

Luz, A. B; Lins, F. A. F. (2010). introdução ao tratamento de minérios. In *Tratamento de minérios*, pág. 3-20, CETEM/MCT, Rio de Janeiro.

Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos solos dos estados críticos*. LNEC, Lisboa.

Matos Fernandes, M. (2015). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica. Volume 2.* FEUP Edições, Porto.

Matos Fernandes, M. (2016). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais. Volume 1.* FEUP Edições, Porto.

Matos Fernandes, M. (2020). *Analysis and design of geotechnical structures*. Taylor & Francis Goup, Boca Raton.

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project (2017). *Study of Tailings Management Technologies*. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá.

Milonas, J. G. (2006). *Análise do Processo de Reconstituição de Amostras para Caracterização do Comportamento de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro em Aterro Hidráulico*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

Mogami T. & Kubo K. (1953). *The behaviour of soil during vibration*. Proceedings of the third international conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1953, pág. 152- 155, Suíça.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, vol. 15, nº 1, pág. 79-93.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel. Fundão tailings dam review panel report on the immediate causes of the failure of the Fundão dam*. Cleary Gottlieb Steen & Hamilton LLP, New York.

Mular, A. L., Halbe, D. N., Barrat, D. J. (2002). *Mineral Processing Plant Design, Practice, and Control: Proceedings*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton.

Nóbrega, B. (2021). *Estados críticos em ensaios triaxiais em compressão e extensão e de corte diretor simples num rejeito de minério de ferro*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Nova, R. (1982). a constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading. In *Soil mechanics – transient and cyclic loads*. Wiley, Chichester.

Oliveira-Filho (2015), W. L., Abrão, P. (2015). *Disposição de rejeitos de mineração*. ZUQUETTE, L. V. (Org.). Geotecnia Ambiental. Rio de Janeiro.

Oliveira Toscano, M., Romeiro, M., Almeida, N. *Alteamento Da Barragem De Rejeitados De Cerro Do Lobo. Minas Neves Corvo*.

PLAXIS. *PLAXIS Material Models*.

PLAXIS (2018). *Bi-axial Compression Test With Mohr-Coulomb Model*.

PLAXIS 2D (2021). *Slope stability for a road construction project*. *Using FEM and LE*. Computational Geotechnics.

Polito, C. (2001). *Plasticity Based Liquefaction Criteria*. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. 1.33, 31/março/2001, San Diego.

Portes, A. (2013). *Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais.

Ramos, C. P. F. C. (2013). *Modelling Sand Instability Within The Framework Of Critical State Soil Mechanics*. Dissertação de Mestrado, Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A. R., Díez-Herrero, A., & Pereira, H. G. (2008). *Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context*. Journal of Hazardous Materials, 22/julho/2007, pág. 847-852, CERENA - Centro de Recursos Naturais e Ambiente do IST, Liboa.

Robertson, P. K.; Wride, C. E. (1998). *Evaluating Cyclic Liquefaction Potentital Using the Cone Penetration Test*. Canadian Geotechnical Journal, 35, junho/1998, pág. 442-459.

Russo, F. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. Dissertação de doutoramento, Universidade de Brasília.

Santana, M. F. L. de C. (2022). *Análises Numéricas Acopladas em Tensão-Deformação em Barragens de Rejeitos Liquidificáveis*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Schofield, A., Wroth, C. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. London.

Shukla, V., Kumar, C.R., Chakraborty, D.P. & Kumar, A. (2018), *Selection Criteria for Two Alternative Slime Disposable Technology - A Case Study*. Impc 2018, Moscou, v. 170, n. 1, p. 10.

Shuttle, D., & Jefferies, M. (2010). *Norsand: description, calibration, validation and applications*. Geo-frontiers congress 2005 – Soil constitutive models: evaluation, selection, and calibration, pág. 204-236.

Shuttle D., Marinelli F., Brasile S., Jefferies M. (2022). *Validation of computational liquefaction for tailings: Tar Island slump.* Geotechnical Research 9(1), pág. 32–55, 29/dezembro/2021, ICE.

Sladen, J. A.; D'Hollander, R. D.; Krahn, J. (1985). *Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides*. Canadian Geotech. J., 22, novembro/1985, pág. 579-588.

SOMINCOR (2008). *Aterros De Resíduos Mineiros Barragem De Rejeitados Do Cerro Do Lobo Relatório Anual De 2008*.

Souza, W. (2020). *Análise Numérica do Comportamento de Pilhas de Rejeito Filtrado e Co-Disposição Durante a Construção*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

Sucumangi, S. D. J. (2021). *Análise De Estabilidade No Decurso Dos Alteamentos Da Barragem Do Fundão Em Minas Gerais: Simulação Numérica Pelo Método Dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics. Vol. 1/1.* John Wiley & Sons, New York.

Ulrich, B. (2019), *Practical thoughts regarding filtered tailings*. Paste 2019: Proceedings of the 22nd International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings, 10/maio/2019, pág. 71-80, Australian Centre for Geomechanics, Perth.

U.S. Environmental Protection Agency (1994). *Technical report - Design and avaluation of tailings dams*. Washington.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.* Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, A. (2013a). *Liquefação De Solos À Luz da Mecânica Aplicada*. Geotecnia n.º 128 – julho/2013, pág. 3-35.

Viana da Fonseca, A. (2013b). *Application of in situ testing in tailing dams, emphasis on liquefaction: Case-history*. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne (eds), 2013, pág. 181-203, Taylor & Francis Group, Londres.

Viana da Fonseca, A., Ramos, C., Soares, M., Figueiredo, J. (2015). *Avaliação da Variabilidade da Linha de Estados Críticos de Rejeitos de Minério de Ouro em Distintas Fases de Deposição e Preparação em Laboratório*. COBRAMSEG 2016 - XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, 2016, 22/outubro, Belo Horizonte.

Viana da Fonseca, A., Ramos, C. (2018). *Rejeitos de exploração mineira em barragens: estudo experimental em condições não saturadas*. COBRAMSEG 2018 - XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, 2018, 1/setembro/2018, Salvador.

Viana da Fonseca, A. (2020). *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ.* Curso, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, A.; Cordeiro, D.; Molina-Gómez, F. (2021), *Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples*, Geotechnics 2021, 1, 29/julho/2021, pág. 95–127.

Viana da Fonseca, A., Fonseca, A., Oliveira, S. (2021). *Fatores De Segurança Determinísticos Em Avaliação De Estabilidade De Barragens De Rejeitos: Uma Reflexão*. Geotecnia nº 151 – março/2021 – pág. 53-76, Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Viana da Fonseca, A. (2022). *Apontamentos de Apoio Às Aulas de Geotecnia.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. Wiley.

Vick, S.G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech, Vancouver.

Vilcahuamán, P. J. P. (2018). *Análise numérica do potencial de liquefação induzido por terremoto em uma barragem de rejeitos no Peru*. Dissertação de Mestrado, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Wood, D. M. (1990). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Press Syndicate of the University of Cambridge, Cambridge.

Xavier da Silva, C. A. L. (2023). *Propriedades Físicas E Geomecânicas À Luz Do Estado Crítico De Um Rejeito De Ouro*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Zhao, L., Wang, D. (2022). *A modified state parameter for sands*. Acta Geotechnica 17, pág. 3397–3405, Springer.

https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/45460/mohr-coulomb. 20/maio/2023.

[1]https://www.newmont.com/sustainability/environmental-responsibility/tailings-management/default.aspx. 10/junho/2023.

[2] *Barragem como a de Brumadinho é barata e perigosa; entenda o vazamento*. https://paraondeomundovai.blogosfera.uol.com.br/2019/01/31/o-que-fazer-com-nossas-barragens-alternativas-para-evitar-novos-desastres/ 4/junho/2023.

[3] https://www.definitions.net/definition/PLAXIS. 20/maio/2023.